UCLouvain

epl

École polytechnique de Louvain

Dimensionnement parasismique et performance de voiles en béton armé contenant des armatures en alliage à mémoire de forme

Auteurs: **Tristan Herrezeel, Fabrice Rigot**
Promoteur: **João Saraiva Esteves Pacheco De Almeida**
Lecteurs: **Luca Sgambi, Guy Henriet**
Année académique 2018-2019
Master [120] : ingénieur civil des constructions

Remerciements

Nous voudrions commencer par adresser nos plus sincères remerciements à notre promoteur, le professeur João Saraiva Esteves Pacheco de Almeida. Fraîchement venu de l'EPFL, il nous a "basiquement" et sans relâche suivi, soutenu et poussé toujours plus loin, avec la bonne humeur et le perfectionnisme qui le caractérisent. Il a pris le temps de nous recevoir dans son bureau, que ce soit pour dispenser des cours théoriques informels complémentaires à notre cursus ou pour peaufiner avec nous les moindres détails du cheminement que nous suivions. Sans ses conseils de qualité et sa capacité à répondre à nos nombreux mails, de jour comme de nuit, un défi aussi innovant n'aurait pu être relevé.

Nous remercions tout aussi chaleureusement le binôme ayant travaillé avec nous tout au long de l'année, à savoir Martin Steinmetz et Thomas Wyckmans. De la complémentarité de nos sujets est née une collaboration fructueuse. Celle-ci a été ponctuée d'innombrables brainstormings nécessaires à la compréhension approfondie du sujet, mais également de "pauses kicker" vitales pour garder une ambiance de travail productive.

Nous remercions ensuite pour leur disponibilité et leur motivation à l'égard de ce projet, ainsi que pour leur bonne humeur, les membres du personnel du LEMSC : Guy Henriet, Alex Bertholet, Antoine Bietlot, Damien Christiaens, Vincent Forzée, Quentin Mestrez, Frédéric Gorski, Stéphane Gorski, Samuel Laurent et Raphaël Ollevier. Chacune de ces personnes, de par ses conseils avisés et sa volonté de contribuer à cette expérience, a eu son importance dans la réussite de ce défi. Nous tenons également à remercier Mmes Sophie Labrique, Viviane Delmarcelle et Nathalie Sergoigne.

Nous n'oublierons évidemment pas de souligner l'apport de M. Danilo Tarquini dans la réalisation des modèles numériques sur Opensees. Sa connaissance complète du logiciel a permis de donner un énorme coup de pouce à cette partie de notre travail, c'est pourquoi nous lui adressons toute notre gratitude.

Des personnes extérieures à l'UCLouvain nous ont également encouragés dans cette démarche en acceptant de collaborer sur un ou plusieurs aspects. En ce sens, nous remercions particulièrement M. Vincent Didriche, Pierre-Henri Lesens, Calogero Pirrera et Jacques Deleuze (CIT Blaton) pour leur patience et leur intérêt pour ce projet. Nous souhaitons au même titre remercier M. Amer Bitar (Ergon) ainsi que M. Pierre Michiels (Plakabeton).

Finalement, nous remercions nos parents, soeurs, frères et amis respectifs pour le soutien et les encouragements qu'ils ont pu nous témoigner non seulement tout au long de cette année, mais également depuis le début de notre cursus. Une mention spéciale va à M. Marc Herrezeel et Valéry Rigot quant à leur intérêt pour le sujet ainsi que leur précieuse aide dans la relecture de ce document. Merci également à Mmes Laetitia Dubois et Fiora Simetin pour leur aide précieuse concernant les dernières relectures de ce rapport.

Résumé

Ce travail de fin d'études a pour objet le dimensionnement, la modélisation et la validation expérimentale de murs ductiles destinés à la reprise d'efforts sismiques dans une structure en béton armé de R+3 niveaux. Deux types de murs sont analysés : le premier est en béton armé classique, tandis que le second contient à sa base des armatures en alliage à mémoire de forme (Nitinol). Afin de mener une campagne d'essais quasi-statiques cycliques sur ces deux murs, une attention particulière est portée à la mise à l'échelle de la structure ainsi qu'à l'élaboration d'un protocole d'essai adéquat. Une première comparaison non-exhaustive des résultats expérimentaux avec les prévisions numériques concernant le mur en béton armé est ensuite présentée.

Cette recherche à caractère expérimental est complémentaire du TFE nommé *"Conception d'un dispositif expérimental pour des essais cycliques d'unités à grande échelle au LEMSC"*. Le but de ce dernier est de doter le Laboratoire d'Essais Mécaniques, Structures et Génie Civil de l'UCLouvain d'un dispositif permettant de tester et analyser la réponse d'éléments structurels semblables à ceux décrits dans le présent rapport. Celui-ci a été réalisé par Martin Steinmetz et Thomas Wyckmans.

Abstract

The purposes of this thesis are the design, the numerical modeling and the experimental validation of ductile walls aimed to withstand seismic forces in a 4-storey reinforced concrete structure. Two types of walls are studied : the first is a classic reinforced concrete wall, while the second contains shape-memory alloy rebars (Nitinol) at its base. In order to conduct a quasi-static cyclic test campaign on those two walls, special attention is paid to the scaling of the structure and to the elaboration of an appropriate test protocol. A first non-exhaustive comparison between the experimental results and the numerical predictions of the reinforced concrete wall is then presented.

This experimental research is complementary to the thesis entitled *"Conception d'un dispositif expérimental pour des essais cycliques d'unités à grande échelle au LEMSC"*, written by Martin Steinmetz and Thomas Wyckmans. Its purpose is to provide the UCLouvain's LEMSC with a device for testing and analyzing the response of structural elements similar to those described in this work.

Table des matières

1 Introduction **7**
- 1.1 Contexte-motivation . . . 7
- 1.2 Propriétés des alliages à mémoire de forme et applications au domaine parasismique 7
  - 1.2.1 Historique des alliages à mémoire de forme . . . 8
  - 1.2.2 Comportement thermo-mécanique du Nitinol . . . 8
  - 1.2.3 Capacités d'amortissement du SMA . . . 10
  - 1.2.4 Résistance à la fatigue . . . 11
  - 1.2.5 Applications au domaine du Génie Civil . . . 11
- 1.3 État de l'art . . . 12
- 1.4 Objectifs et structure du rapport . . . 14

2 Dimensionnement et construction des voiles **15**
- 2.1 Concepts préliminaires . . . 15
  - 2.1.1 Contexte sismique . . . 15
  - 2.1.2 Spectres de réponse sismique . . . 17
  - 2.1.3 Systèmes de contreventement de structures en béton armé . . . 20
  - 2.1.4 Principe du dimensionnement pour la ductilité . . . 20
- 2.2 Structure aux dimensions réelles . . . 21
  - 2.2.1 Description de la structure et choix du contexte sismique . . . 21
  - 2.2.2 Descente de charge sur un voile . . . 22
  - 2.2.3 Calcul de l'effort tranchant . . . 23
  - 2.2.4 Sollicitations à la base du mur . . . 26
  - 2.2.5 Dimensionnement des armatures . . . 27
- 2.3 Murs destinés aux essais . . . 34
  - 2.3.1 Application d'un facteur d'échelle . . . 34
  - 2.3.2 Dimensions du voile à l'échelle . . . 37
  - 2.3.3 Sollicitations à la base du mur . . . 37
  - 2.3.4 Dimensionnement des armatures . . . 37
- 2.4 Armatures en alliage à mémoire de forme (SMA) . . . 38
- 2.5 Poutres d'ancrage . . . 40
- 2.6 Construction . . . 40

3 Modélisations numériques **43**
- 3.1 Analyse non-linéaire des structures . . . 43
- 3.2 Types d'éléments utilisés . . . 43
  - 3.2.1 Displacement-based element . . . 45
  - 3.2.2 Force-based element . . . 46
  - 3.2.3 Displacement-based axially-equilibrated element . . . 47
- 3.3 Calcul du protocole d'essai . . . 48
- 3.4 Softwares de modélisation utilisés . . . 51
  - 3.4.1 Seismostruct® . . . 51
  - 3.4.2 Abaqus™ . . . 51
  - 3.4.3 OpenSees . . . 52
- 3.5 Modèle OpenSees . . . 52
  - 3.5.1 Définition des modèles constitutifs des matériaux . . . 52
  - 3.5.2 Définition de la section . . . 55
  - 3.5.3 Définition des éléments . . . 56
  - 3.5.4 Charge normale appliquée . . . 57
  - 3.5.5 Configuration des modèles statiques . . . 57
  - 3.5.6 Configuration des modèles dynamiques . . . 58

3.5.7 Comparaison des résultats avec Seismostruct® . . . 60
3.6 Modèle RC - Analyses menées . . . 61
3.6.1 Analyses statiques monotoniques des murs RC . . . 61
3.6.2 Analyses dynamiques du mur RC réel . . . 63
3.6.3 Analyses statiques cycliques du mur RC réel . . . 64
3.6.4 Analyses statiques cycliques du mur RC de test . . . 65
3.6.5 Résultats théoriques de l'analyse statique cyclique sur le mur RC de test . 66
3.7 Modèle RC+SMA - Analyses menées . . . 69
3.7.1 Calcul du protocole d'essai pour le mur RC+SMA . . . 70
3.7.2 Résultats théoriques de l'analyse statique cyclique sur le mur RC+SMA de test . . . 70
3.8 Modèle RC et RC+SMA - Comparaison des résultats . . . 72
3.9 Limites des modèles numériques . . . 76

4 Partie expérimentale 79
4.1 Caractérisation des matériaux . . . 79
4.1.1 Béton non confiné . . . 79
4.1.2 Béton confiné . . . 80
4.1.3 Acier . . . 81
4.1.4 Alliage à mémoire de forme (SMA) . . . 84
4.2 Coupleurs mécaniques . . . 86
4.2.1 Description du coupleur utilisé . . . 87
4.2.2 Choix de la configuration de serrage . . . 88
4.2.3 Vérifications expérimentales . . . 89
4.3 Dispositif d'essai (voir TFE complémentaire) . . . 95
4.4 Protocole d'essai et acquisition de données (voir TFE Complémentaire) . . . 97
4.4.1 Protocole d'essai . . . 97
4.4.2 Acquisition de données . . . 97
4.5 Réponse du voile RC et premiers résultats . . . 98
4.5.1 Développement des fissures . . . 98
4.5.2 Plastification et rupture . . . 101
4.5.3 Diagramme Moment-Courbure . . . 104
4.5.4 Courbure moyenne sur la hauteur du mur . . . 106
4.5.5 Utilisation de la DIC . . . 107
4.5.6 Différenciation des déplacements de cisaillement et des déplacements de flexion . . . 108
4.6 Réponse du voile RC+SMA et premiers résultats . . . 110
4.7 Voile RC vs. voile RC+SMA . . . 110

5 Comparaison des résultats numériques et expérimentaux 111
5.1 Mur RC . . . 111
5.1.1 Diagramme Réaction-Déplacement . . . 111
5.1.2 Comparaison au niveau des marqueurs . . . 113
5.1.3 Moment-courbure . . . 114
5.1.4 Courbure le long de l'élément . . . 114
5.1.5 Résumé de la comparaison . . . 115
5.2 Mur RC+SMA . . . 115
5.3 Impact de l'erreur de dimensionnement sur le reste du procédé . . . 115

6 Conclusions **117**
6.1 Faisabilité . . . 117
6.2 Pistes d'amélioration . . . 118
6.3 Conclusion générale . . . 118

7 Annexes **119**

A Dimensionnement détaillé du voile prototype **119**
A.1 Note préliminaire . . . 119
A.2 Dimensions générales . . . 119
A.3 Matériaux . . . 119
A.4 Efforts sollicitants . . . 119
A.5 Détermination du mécanisme de rupture . . . 119
A.6 Calcul de la hauteur de la zone plastique . . . 120
A.7 Dimensionnement pour la flexion (armatures longitudinales) . . . 120
A.7.1 Forces en jeu dans le voile . . . 120
A.7.2 Calcul des coefficients . . . 121
A.7.3 Équilibre des efforts . . . 122
A.8 Stabilité générale de la zone plastique . . . 123
A.9 Capacité de courbure (armatures de confinement) . . . 123
A.10 Stabilité des armatures longitudinales . . . 125
A.11 Dimensionnement pour le cisaillement (armatures transversales) . . . 126

B Dimensionnement détaillé du voile destiné aux essais **127**
B.1 Dimensions générales . . . 127
B.2 Matériaux . . . 127
B.3 Efforts sollicitants . . . 127
B.4 Mécanisme de rupture . . . 127
B.5 Hauteur de la zone plastique . . . 128
B.6 Dimensionnement pour la flexion (armatures longitudinales) . . . 128
B.6.1 Forces en jeu dans le voile . . . 128
B.6.2 Calcul des coefficients . . . 129
B.6.3 Équilibre des efforts . . . 129
B.7 Stabilité générale de la zone plastique . . . 130
B.8 Capacité de courbure (armatures de confinement) . . . 131
B.9 Stabilité des armatures longitudinales . . . 132
B.10 Dimensionnement pour le cisaillement (armatures transversales) . . . 133

C Vérifications pour la poutre supérieure **134**
C.1 Dimensionnement pour la flexion . . . 134
C.2 Cisaillement . . . 135
C.3 Réservations pour ancrages chimiques . . . 136
C.4 Réservations pour ancrage au plancher d'essai . . . 136
C.5 Ancres de levage et de basculement . . . 136

D Plans bons pour exécution du voile RC **137**

E Plans bons pour exécution du voile SMA **142**

F Rupture des armatures au pied du voile - côté Est **147**

G Modélisation numérique **148**
G.1 Validation des sections . . . 148
G.1.1 Mur réel . . . 148
G.1.2 Mur test . . . 148
G.2 Comparaison des résultats OpenSees et Seismostruct® . . . 149
G.2.1 Analyse monotonique sur le mur réel . . . 149
G.2.2 Analyse cyclique sur le mur test . . . 150
G.2.3 Paramètres d'amortissement de l'analyse dynamique sur le mur RC réel . 150
G.3 Calcul du YC et du YD pour les différents murs RC . . . 150
G.4 Résultats de l'analyse cyclique sur le mur RC de test . . . 152
G.4.1 Comparaison des déplacements imposés aux hauteurs $L_s = SSR.l_w$ et h_s au mur RC de test . . . 152
G.4.2 Diagrammes contrainte-déformation dans les fibres de la section . . . 152
G.5 Calcul du protocole d'essai pour le mur RC+SMA . . . 153
G.5.1 Analyses statiques monotoniques des murs RC+SMA . . . 153
G.5.2 Analyses dynamiques du mur RC+SMA réel . . . 155
G.5.3 Analyses statiques cycliques du mur RC+SMA réel . . . 156
G.5.4 Analyses statiques cycliques du mur RC+SMA de test . . . 157
G.6 Résultats de l'analyse cyclique sur le mur RC+SMA de test . . . 158
G.6.1 Comparaison des déplacements imposés aux hauteurs $L_s = SSR.l_w$ et h_s au mur RC+SMA de test . . . 158
G.6.2 Diagrammes contrainte-déformation dans les fibres de la section . . . 158

H Fiche d'identification des armatures en alliage à mémoire de forme **160**

I Fiche d'identification des armatures longitudinales utilisées dans les voiles d'essai **163**

J Scripts pour la modélisation numérique **164**
J.1 Scripts Matlab . . . 164
J.1.1 Calcul du protocole d'essai . . . 164
J.1.2 Recherche des déplacements imposés aux hauteurs L_s et H_w . . . 165
J.2 Scripts OpenSees . . . 166
J.2.1 Analyse statique . . . 166
J.2.2 Analyse dynamique . . . 170
J.2.3 Géométrie du modèle . . . 174
J.2.4 Définition des matériaux . . . 175
J.2.5 Définition des sections . . . 176
J.2.6 Définition des éléments . . . 180
J.2.7 Définition des enregistrements de données . . . 182
J.2.8 Définition du protocole statique . . . 183

1 Introduction

1.1 Contexte-motivation

Dans les constructions multi-étagées en béton armé, deux éléments permettent d'assurer la descente des charges provenant de la superstructure vers les fondations : les murs et les colonnes. Alors que les colonnes ne sont généralement prévues que pour travailler en compression, les murs (ou voiles) permettent en plus de rigidifier la structure en l'aidant à reprendre des sollicitations latérales de cisaillement et de flexion, typiquement dues à l'action du vent ou d'un séisme.

En cas de séisme, la structure est soumise à des sollicitations latérales de grande amplitude pouvant se traduire, comme nous le verrons par la suite, par une accélération de référence à sa base. Pour résister à ces sollicitations sans se déformer définitivement (i.e., avoir un comportement élastique), la structure doit alors être dimensionnée pour résister à des forces latérales pouvant atteindre le moitié de son poids[1], ce qui mène à des dimensionnements très peu économiques au vu de la quantité de matière nécessaire pour atteindre ce résultat.

Une façon de réduire le coût de construction de la structure tout en limitant les dégâts en son sein est alors de lui permettre de se déformer pour dissiper ne serait-ce qu'une partie de l'énergie sismique qui lui est transmise. Le principe de dimensionnement capacitif pour les structures parasismiques va en ce sens : le but est de prévoir dans la structure des zones dissipatives autorisées à se déformer de façon irrécupérable (i.e., plastifier), pouvant ainsi emmagasiner l'énergie sismique transmise latéralement du sol à la structure. Au plus ces zones auront la capacité de se déformer avant la rupture, au plus elles pourront dissiper d'énergie (comportement ductile).

Notons l'importance de concentrer ces régions dissipatives dans des zones bien déterminées, ce qui permet de limiter l'étendue des dégâts dans le reste de la structure. Ainsi, si la structure n'est que partiellement endommagée, une rénovation post-séisme est envisageable, bien que coûteuse. C'est précisément dans le but de faciliter la rénovation d'ouvrages touchés par des séismes que la communauté scientifique s'intéresse de plus en plus à l'utilisation d'alliages à mémoire de forme dans les zones dissipatives de structures en béton armé. Ces alliages, grâce à leurs caractéristiques physiques exceptionnelles, permettraient en effet aux structures de dissiper de grandes quantités d'énergie sans pour autant manifester de déformations résiduelles post-séisme. Les coûts de rénovation de ces structures s'en trouveraient dès lors fortement réduits.

Dans la suite de cette section, nous commencerons par définir ce que sont les alliages à mémoire de forme, leur comportement et leurs applications possibles au domaine du génie civil. Nous dresserons ensuite un état de l'art des recherches faites concernant les murs ductiles, avant de définir plus concrètement les objectifs et la structure de ce Travail de Fin d'Études.

1.2 Propriétés des alliages à mémoire de forme et applications au domaine parasismique

Un alliage à mémoire de forme (en anglais, *Shape Memory Alloy - SMA*) peut être défini comme un matériau qui, à l'état déformé, a la capacité de recouvrer sa forme initiale lorsque sa température est augmentée [20]. C'est ce qu'on appelle l'effet de mémoire de forme (en anglais, *Shape Memory Effect - SME*). Notons que cette récupération de déformation peut avoir lieu même lorsque le matériau est soumis à une charge importante. Une autre caractéristique remarquable de ce matériau est que sous certaines conditions, il a la capacité d'absorber et dissiper

[1] La force latérale à la base de la structure peut s'écrire, pour le calcul élastique : F=Masse de la structure $*$ accélération du sol.

de l'énergie mécanique en adoptant un comportement hystérétique parfaitement réversible sous sollicitations cycliques. C'est ce qu'on appelle la pseudo-élasticité (ou super-élasticité).

Ces deux caractéristiques font des alliages à mémoire de forme un matériau très populaire dans différents domaines tels que le génie biomédical, l'aéronautique ou encore le génie civil.

1.2.1 Historique des alliages à mémoire de forme

C'est en 1932 que l'effet de mémoire de forme est observé pour la première fois [30]. A.Ölander découvre en effet que l'alliage d'or et de Cadmium (AuCd) déformé a tendance à reprendre sa forme initiale après avoir été chauffé.

Plus tard, en 1951, Chang et Read [9] expliquent ce phénomène du point de vue crystallographique : ce comportement se produit lorsque le matériau à l'état déformé est dans une configuration dite martensitique. Le fait de lui fournir de l'énergie calorifique lui permet d'opérer un changement de phase et de retrouver sa configuration austénite initiale[2].

En 1961, Buehler et ses collègues découvriront accidentellement l'effet de mémoire de forme dans l'alliage de Nickel et de Titane (NiTi)[30][27]. En voulant tester l'influence de la température sur la ductilité de ce matériau, ils ont découvert qu'une barre déformée à température ambiante recouvrait sa forme initiale une fois soumise à la chaleur d'une flamme. Cette découverte ayant eu lieu au Naval Ordnance Laboratory, ce matériau sera nommé Nitinol (NiTi + NOL).

Plusieurs autres types d'alliages à mémoire de forme existent parallèlement au Nitinol et au AuCd. On parlera par exemple des alliages Cu-Zn-Si, Cu-Al-Ni, U-Nb ou encore Fe-Mn-Si [16] [27]. Le Nitinol reste cependant l'un des alliages à mémoire de forme les plus communs du fait de ses remarquables propriétés thermomécaniques et thermoélectriques.

1.2.2 Comportement thermo-mécanique du Nitinol

L'alliage de Nitinol que nous utilisons peut se manifester sous deux phases cristallines :

- La phase stable à hautes températures s'appelle la phase austénite (*phase A*). Sa structure est cubique centrée ;
- La phase stable à basses températures s'appelle la phase martensitique (*phase M*), sa structure est cubique à faces centrées.

La phase dans laquelle se trouve le matériau dépend du niveau d'énergie en son sein, et est donc influencée par deux paramètres : sa température et la contrainte qui lui est appliquée. La transition d'une phase à l'autre s'appelle "transformation martensitique".

[2] On notera pour l'anecdote que cet effet de mémoire de forme a été démontré lors de l'Exposition Universelle de Bruxelles en 1958 : une délégation provenant de l'Université d'Illinois, menée par T.A.Read, y a présenté une poutre en porte à faux constituée de AuCd dans sa phase martensitique. Cette poutre fut dans un premier temps déformée à l'aide d'un poids suspendu à son extrémité puis retrouva sa forme initiale, soulevant le poids suspendu à son extrémité, lorsqu'elle fut échauffée.

Influence de la température

Commençons par étudier l'influence de la température sur le changement de phase cristalline du Nitinol, en l'absence de contrainte. La figure 1.1 exprime le taux ζ d'alliage dans la phase M dans le matériau en fonction de la température (T). On distingue quatre températures critiques : M_s et M_f marquent respectivement le début et la fin de la transformation en martensite par refroidissement du matériau. A_s et A_f marquent quant à eux le début et la fin de la transformation en austénite par échauffement du matériau.

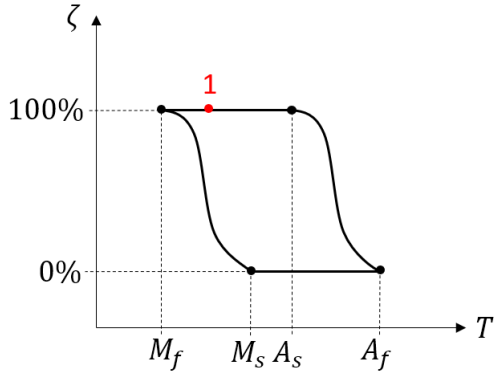


Figure 1.1 – Changements de phase du Nitinol en fonction de la température, en absence de contraintes

Partons par exemple d'un échantillon de Nitinol dans sa phase martensitique complète, au point 1 sur la figure 1.1. Si on échauffe suffisamment le matériau, il franchira la température A_s (début de la transition vers la phase austénite), puis la température A_f. À ce stade, le taux de martensite dans le matériau est nul. Ensuite, pour entammer la transition vers la phase martensitique, on refroidit le matériau jusqu'à une température inférieure à A_s, notée M_s. La transition sera terminée lorsqu'on aura atteint la température M_f.

La forme hystérétique de cette courbe "température-transformation" montre que de l'énergie est en effet dissipée par la friction entre atomes.

Les températures de transition décrites ci-dessus dépendront de la composition de l'alliage, du traitement thermomécanique qu'il subit durant la production ainsi que de la valeur et du type de charge appliquée au matériau (cyclique, etc.). Elles peuvent être évaluées expérimentalement par mesure de résistivité électrique, dilatométrie, analyse calorimétrique différentielle (DSC), etc. [18]

Pour les matériaux considérés dans ce travail, l'analyse DSC fournit les températures caractéristiques reprises dans le tableau 1.1. On en déduit qu'à température ambiante, le matériau est dans la phase austénite.

Influence de la contrainte

Nous pouvons maintenant étudier le diagramme contrainte-déformation du Nitinol, qui dépendra de la phase dans laquelle se trouve le matériau lors de la sollicitation (figure 1.2).

- Si le matériau se trouve dans la phase M ($T < M_f$), on obtient un matériau facile à déformer, caractérisé par une grande déformation résiduelle ϵ_r. Cette déformation résiduelle

Palier	$T[°C]$
A_s	-24
A_f	-8
M_s	-30
M_f	-47

Table 1.1 – Températures de transition entre la phase A et la phase M du SMA. Valeurs approximatives.

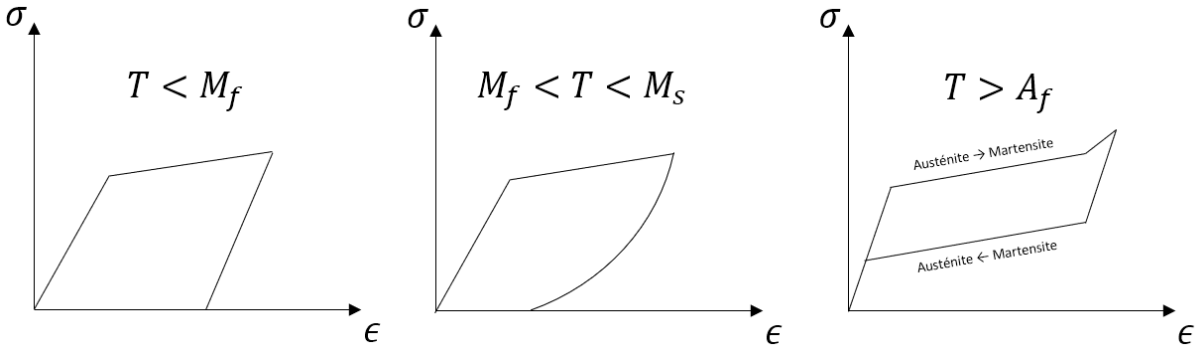


Figure 1.2 – Diagramme contrainte-déformation du Nitinol selon la phase cristalline initiale du matériau.

peut toutefois être récupérée en échauffant le matériau jusqu'à sa phase A. C'est ce qu'on appelle l'effet de mémoire de forme *(SME-Shape Memory Effect)*. Lorsque le matériau refroidit, il garde ensuite sa configuration non-déformée [3].

- Si $M_f < T < M_s$, le matériau est constitué en partie d'austénite et en partie de martensite. La présence d'austénite permet au matériau d'avoir une déformation résiduelle moins grande que lorsqu'il était composé exclusivement de martensite.
- Enfin, si $T > A_f$ le matériau est composé exclusivement d'austénite et une récupération complète des déformations est possible sans échauffement. Ce comportement donne à l'alliage à mémoire de forme la co-notation de matériau super-élastique. Le Nitinol peut en effet passer de la phase austénite à la phase martensitique sous l'effet d'une contrainte externe, sans variation de température. L'alliage retrouve ensuite sa configuration austénite lorsque la contrainte est relâchée (phénomène de recentrage). On remarque en général une augmentation de la rigidité du matériau une fois que la transition vers la phase martensitique est terminée.

1.2.3 Capacités d'amortissement du SMA

L'amortissement peut être défini comme la conversion d'énergie mécanique en énergie thermique, permettant de réduire les mouvements ou vibrations d'une structure [16]. L'un des phénomènes principaux agissant dans l'amortissement est la friction, autant interne (au niveau moléculaire) qu'externe (entre les différents composants du système d'amortissement). En ce qui concerne la friction interne, le SMA a des propriétés intéressantes, quelle que soit la phase cristalline dans laquelle il opère : à l'état de martensite, la grande déformation résiduelle du matériau traduit une grande dissipation d'énergie. À l'état initial d'austénite, la transition entre phases demande une quantité non négligeable d'énergie, et est donc responsable de la surface d'hystérésis dans le diagramme contrainte-déformation.

[3] Notons qu'on parle aussi d'effet de mémoire de forme à double sens *(Two-way SME)* quand l'alliage reprend sa configuration déformée après refroidissement [30].

La capacité d'amortissement du SMA est cependant fortement impactée par des paramètres comme la température, l'amplitude de la déformation, le nombre de cycles ou la géométrie.

1.2.4 Résistance à la fatigue

La rupture par fatigue d'une structure contenant des SMA peut avoir deux causes :

- la fatigue structurale, qui consiste en l'accumulation de micro-défauts, la formation et la propagation de fissures jusqu'à la rupture de la structure ;
- la fatigue fonctionnelle qui consiste en la dégradation de l'effet de mémoire de forme ou de la capacité d'amortissement du fait de changements graduels au niveau de la micro structure.

La résistance à la fatigue du matériau est à nouveau fonction de sa composition, de la température, du type de charge ou encore de sa taille.

1.2.5 Applications au domaine du Génie Civil

Au vu des qualités exceptionnelles présentées par ce matériau, le Nitinol a déjà fait l'objet de nombreuses recherches et applications dans le domaine du Génie Civil, et plus particulièrement dans le domaine parasismique.

En 2006, Song et al. [27] classifient les applications selon le niveau de contrôle sur la structure que les SMA peuvent permettre : le contrôle passif, le contrôle semi-actif et le contrôle actif.

Contrôle passif de la structure

Cette utilisation est basée sur les capacités d'amortissement du Nitinol, tant à l'état stable de martensite que d'austénite. Il s'agit de l'utilisation des alliages à mémoire de forme la plus répandue dans la construction, et aussi la plus simple. Elle n'implique en effet aucun travail extérieur pour stabiliser la structure. Il existe deux types de mécanismes inhérents à l'utilisation passive du Nitinol : les systèmes d'isolation sol-structure, et les systèmes de dissipation d'énergie.

Les systèmes d'isolation sont placés à l'interface entre le sol et la superstructure, et permettent de dissiper une partie de l'énergie sismique transmise depuis le sol en mouvement vers la structure.

Ces systèmes ont de nombreuses applications, dont certains exemples sont résumés dans l'article de Song et al. [27]. Nous nous intéressons ici à l'isolateur parasismique développé par Dolce et al.[10] dans le cadre du projet MANSIDE[4]. Son principe de fonctionnement est le suivant (figure 1.3) : deux câbles en SMA super-élastiques sont fixés en trois points à deux tubes emmanchés, de telle sorte que l'un des deux puisse se tendre lorsqu'un mouvement relatif du sol par rapport à la structure est ressenti. Pour de faibles déplacements, le câble aura un comportement rigide. Pour de plus grands déplacements (pouvant aller jusque 180 mm), le câble s'allongera, passant dans sa phase martensitique, et aura tendance à amortir la vibration transmise au bâtiment.

[4]Memory Alloys for New Seismic Isolation and Energy Dissipation Devices, projet subsidié par la communauté européenne.

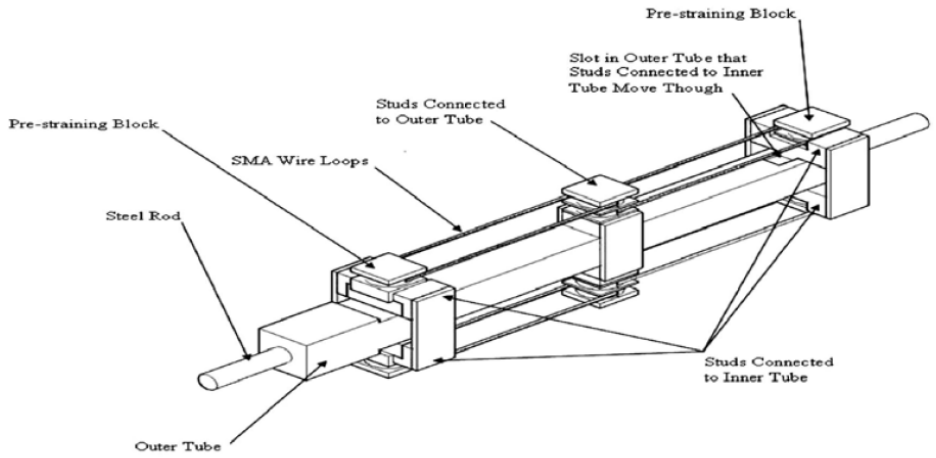


Figure 1.3 – Amortisseur parasismique - projet MANSIDE [10],[17]

Les systèmes de dissipation d'énergie sont quant à eux intégrés à la structure. Ils ont pour rôle d'atténuer sa réponse dynamique en dissipant l'énergie en son sein.
Pour cette application, les SMA sont principalement utilisés comme contreventements de structures en portique. Ils peuvent toutefois servir d'amortisseurs pour ponts (haubanés ou non), de connecteurs structurels ou encore d'éléments de récupération pour des structures.

Notons que pour les deux types de mécanismes développés ci-dessus, le Nitinol peut être utilisé tant dans sa phase martensitique que dans sa phase austénite, chacune ayant ses avantages et ses inconvénients : l'utilisation sous forme de martensite assure en effet une plus grande capacité d'amortissement, mais annonce également une forte déformation résiduelle du dispositif. L'utilisation sous forme d'austénite offre quant à elle une moins grande capacité d'amortissement, mais assure une déformation résiduelle très faible, voire nulle.

Contrôle actif de la structure

Étant donné qu'une structure subit les dommages les plus importants lorsqu'elle vibre selon sa fréquence propre, le but est ici d'utiliser les SMA en phase martensitique comme actuateurs structurels. En augmentant leur température, ces alliages vont générer des contraintes dans la structure en cherchant à retrouver leur forme initiale. Sous l'effet de ces contraintes, la rigidité de la structure se trouve modifiée, ce qui a un impact sur la fréquence propre de la structure.

Contrôle semi-actif de la structure

Un système de contrôle semi-actif peut être défini comme un système ne pouvant pas injecter d'énergie mécanique dans une structure donnée (à l'inverse des systèmes actifs), mais qui peut être contrôlé afin d'optimiser la réponse globale du système [32]. Il s'agit donc, en d'autres mots, d'un système passif amélioré. On parlera par exemple d'amortisseurs semi-actifs.

1.3 État de l'art

Dans le cadre de cette étude, nous nous intéresserons plus particulièrement aux murs ductiles tels que définis dans la section 1.1. Ces éléments structurels font depuis quelques années l'objet de recherches visant à exploiter le caractère super-élastique des barres en alliage à mémoire de forme dans leur système d'armature, de telle sorte que leur capacité de dissipation d'énergie s'en

trouve augmentée. Un autre avantage non négligeable de l'utilisation d'armatures à mémoire de forme dans un voile est leur excellente capacité de recentrage (c'est-à-dire, leur faible déformation résiduelle lorsque la contrainte qui leur était appliquée est relâchée) qui pourrait réduire les coûts liés à la rénovation des structures endommagées par un séisme.

En 2012, un premier article publié par Gassemieh et al. [13] explore à l'aide de modèles numériques les enjeux concernant l'utilisation d'armatures en SMA d'une part pour leur caractère pseudo-élastique, et d'autre part pour leur effet de mémoire de forme (utilisation de barres de SMA précontraintes). Les résultats ont été comparés avec le modèle d'un mur en béton armé classique. Notons que pour cette recherche, seule une charge latérale est appliquée à la tête du mur. Il en ressort que lorsque les SMA pseudo-élastiques sont utilisés, on atteint une meilleure réponse sismique de la structure, une moins grande rigidité ainsi que de faibles déformations résiduelles. Dans le cas où les SMA sont utilisés pour leur effet de mémoire de forme, la structure est plus rigide que dans le premier cas et manifeste une résistance moindre.

En 2013, Abdulridha [1] mène des essais à grande échelle sur des poutres et des murs en béton armé avec et sans alliages à mémoire de forme super-élastiques. Une attention particulière est portée à la modélisation et la validation d'une loi constitutive pour le SMA, permettant de capturer au mieux le phénomène de transformation martensitique s'opérant lorsque le matériau est soumis à une charge mécanique. Les résultats expérimentaux montrent que ces matériaux confèrent aux éléments une bonne capacité de récupération des déformations, ainsi qu'un meilleur comportement ductile. Notons que les charges appliquées aux voiles sont exclusivement horizontales et ne sont donc représentatives ni de la descente de charge d'un bâtiment sur le voile, ni du comportement de flexion globale de celui-ci.

En 2015, une étude menée par E. Abarik et M. Youssef [2] vise à déterminer pour des murs peu et moyennement élancés la disposition d'armatures en SMA super-élastiques garantissant une réponse sismique optimale. Pour cette étude numérique, le modèle de Panagiotou et al. a été utilisé. Ce modèle contient des éléments verticaux, horizontaux et diagonaux non-linéaires et permet de prédire l'interaction cisaillement-flexion, la réponse globale et la position de l'axe neutre du mur.
Le résultat montre que les murs peu élancés soumis à une force latérale auront une meilleure performance si des SMA sont disposés sur toute leur hauteur. Pour les murs élancés, il n'est nécessaire de positionner des armatures en SMA que dans la rotule plastique. Cela leur garantit, entre autres, un taux de récupération de la déformation dépassant 85% lorsque les armatures sont disposées sur toute la hauteur des zones de rive (i.e. les zones extrêmes du mur destinées à reprendre les efforts de compression).

La même année, Shahnewaz & Alam [26] ont à leur tour mené une analyse en éléments finis afin de prédire le comportement d'une structure en béton armé équipée d'armatures en alliage à mémoire de forme. Cette analyse a été menée via le logiciel Seismostruct. Les SMA ont été placés dans la zone de rotule plastique uniquement et de l'acier a été utilisé pour les autres sections. Une analyse dynamique incrémentale a ensuite été menée sur ce modèle. Les résultats obtenus avec cette analyse ont été validés par l'expérience.

En 2016, Abraik & Youssef [3] évaluent la performance sismique d'un bâtiment en béton armé de 3 étages en fonction de la position des alliages à mémoire de forme dans leur système de ferraillage : R+0, R+0 & R+1, R+0 & R+1 & R+2. Ces performances ont été évaluées de façon numérique par analyse dynamique incrémentale. Le modèle analytique utilisé pour le mur est le SFI-MVLEM (Shear Flexural Interaction Multi-Vertical Line Element Model, proposé et

validé par Kolozvari en 2013). Il en découle que l'utilisation d'armatures SMA au rez-de-chaussée uniquement permet à la structure d'atteindre des résultats satisfaisants.

Un article publié en 2016 par Maciel, Palermo et Abdulridha [21] propose une analyse numérique non-linéraire plus poussée des murs décrits dans [1]. Celle-ci met en évidence l'influence de l'intensité de charge axiale sur la réponse des voiles : les voiles contenant des SMA auront une bonne capacité de recentrage dans le cas où la charge axiale ne dépasse pas 10% de leur capacité. Dans le cas contraire, l'utilisation de SMA n'apporte pas d'avantages particuliers.

Enfin, en 2018, une nouvelle campagne expérimentale est menée sur des murs ductiles contenant des SMA [19]. Dans ce cas, le béton est renforcé par des fibres d'acier, ce qui lui confère un meilleur comportement après fissuration.

1.4 Objectifs et structure du rapport

Au vu de l'état de l'art décrit ci-dessus, ce travail de fin d'études a pour objet le dimensionnement, la modélisation et la validation expérimentale de murs ductiles destinés à la reprise d'efforts sismiques dans une structure en béton armé de R+3 niveaux. Deux types de murs sont analysés : le premier est en béton armé classique, tandis que le second contient à sa base des armatures en alliage à mémoire de forme (Nitinol). Afin de solliciter le voile du rez-de-chaussée, sur lequel nous nous concentrons, de la façon la plus réaliste possible, les efforts appliqués seront de trois types :

- L'effort normal (vertical) représente la descente de charge de la super-structure sur le voile du rez-de-chaussée ;
- L'effort tranchant (horizontal) représente l'action latérale sismique subie par la structure ;
- L'effort de flexion à la base de la structure résulte du fait que le point d'application de la charge latérale totale due au séisme se trouve dans les étages supérieurs de la structure.

Notons également qu'une attention particulière est portée à la mise à l'échelle de la structure afin que les résultats obtenus par expérience soient représentatifs du comportement réel de la structure.

Le présent rapport est structuré de la façon suivante : à la suite de cette introduction, le chapitre 2 abordera dans un premier temps le dimensionnement des murs ductiles. La modélisation, l'analyse numérique et l'élaboration du protocole d'essai quasi-statique cyclique des deux murs seront ensuite détaillées dans le chapitre 3. La partie expérimentale de ce travail sera abordée dans le chapitre 4. Les matériaux et leurs interactions dans les murs y seront dans un premier temps décrits, avant d'aborder plus en détail le déroulement des essais. Les résultats observés *in situ* seront ensuite comparés avec les prévisions du modèle numérique dans le chapitre 5. Les conclusions relatives à ce projet seront enfin détaillées dans le chapitre 6.

Notons que certaines sections concernant les essais expérimentaux ne seront volontairement pas détaillées outre mesure dans ce rapport, la mise en place d'un dispositif et d'un protocole d'essai à grande échelle pour les voiles en béton armé faisant l'objet d'un autre travail de fin d'études mené par Martin Steinmetz et Thomas Wyckmans [31]. Dans la suite de ce texte, il y sera fait référence sous le vocable de "TFE Complémentaire".

2 Dimensionnement et construction des voiles

2.1 Concepts préliminaires

2.1.1 Contexte sismique

Dans le domaine du génie civil, le dimensionnement des structures soumises à une action sismique est régi par l'Eurocode 8. L'une des premières étapes nécessaires pour caractériser la sollicitation subie par la structure est d'établir le contexte sismique dans lequel le projet évoluera, au moyen de quatre éléments :

- L'accélération de référence ;
- La catégorie d'importance du bâtiment ;
- La distance par rapport au séisme ;
- Le type de sol sur lequel la structure est érigée.

Accélération de référence

Dans l'Eurocode 8, l'action sismique n'est pas caractérisée par une magnitude ou une intensité, mais par une accélération de référence au niveau du sol rocheux, a_{gR}. Cette accélération a un caractère probabiliste : elle est calculée sur base d'événements précédents, pour une période de retour T_{NCR} de 475 ans[5]. La T_{NCR} (*Non Collapse Requirement*) est la période de retour à considérer pour une structure dont on attend qu'elle garde son intégrité structurale à la suite du séisme. Cette période de retour est fixée à 475 ans dans l'Annexe Nationale Belge (ANB) de l'Eurocode 8, et correspond à une probabilité $P_{NCR} = 0,1$ de dépassement de l'accélération de référence en 50 ans.

L'accélération de référence s'exprime souvent en fractions de l'accélération de la pesanteur (g), et est représentée sur les cartes d'aléas sismiques, telles que montrées dans les figures 2.1 et 2.2. La carte représentée à la figure 2.1 est la carte reprise dans l'ANB. Le territoire y est divisé en 5 zones selon les valeurs d'a_{gR} établies par l'Observatoire Royal de Belgique[6]. On y observe que l'aléa sismique peut atteindre $0,1g$.

La carte représentée à la figure 2.2 a été établie par un autre organisme, la "Global Earthquake Model Foundation"[7]. Sur cette carte, on observe que l'aléa sismique peut, par endroits, dépasser $0,2g$. Dans la suite de cette étude, nous considérerons donc une accélération de référence $a_{gR} = 0,2g$, donnant un côté sécuritaire à notre approche.

Catégorie d'importance du bâtiment

L'accélération de calcul a_g est l'accélération à prendre en compte pour le dimensionnement. Elle se calcule en multipliant a_{gR} par γ_I, coefficient dépendant de la catégorie d'importance de l'ouvrage. La valeur de ce coefficient dépend de l'importance de l'ouvrage tant du point de vue humain, social et économique que du point de vue de la sécurité publique et de la protection civile. Par exemple, on affectera aux bâtiments agricoles un coefficient $\gamma_I = 0,8$ (faible importance) alors que pour les casernes de pompiers ou les centrales électriques, dont l'intégrité est vitale en cas de séisme, il faut considérer que $\gamma_I = 1,4$.

[5] La période de retour est définie comme la durée moyenne entre deux événements d'intensité égale ou supérieure à une certaine valeur.

[6] http://sismologie.be/fr/recherche/seismologie/aleas-et-risques-sismiques/eurocode-8

[7] https://www.globalquakemodel.org/gem

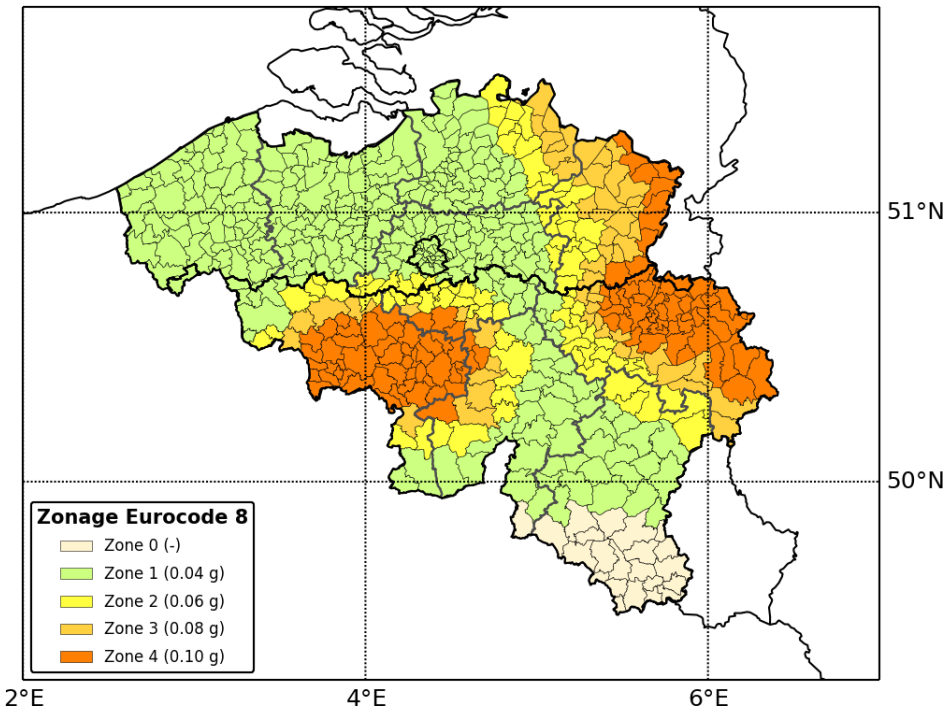


Figure 2.1 – Carte des aléas sismiques en Belgique. T_R=475 ans. Source : Observatoire Royal de Belgique.

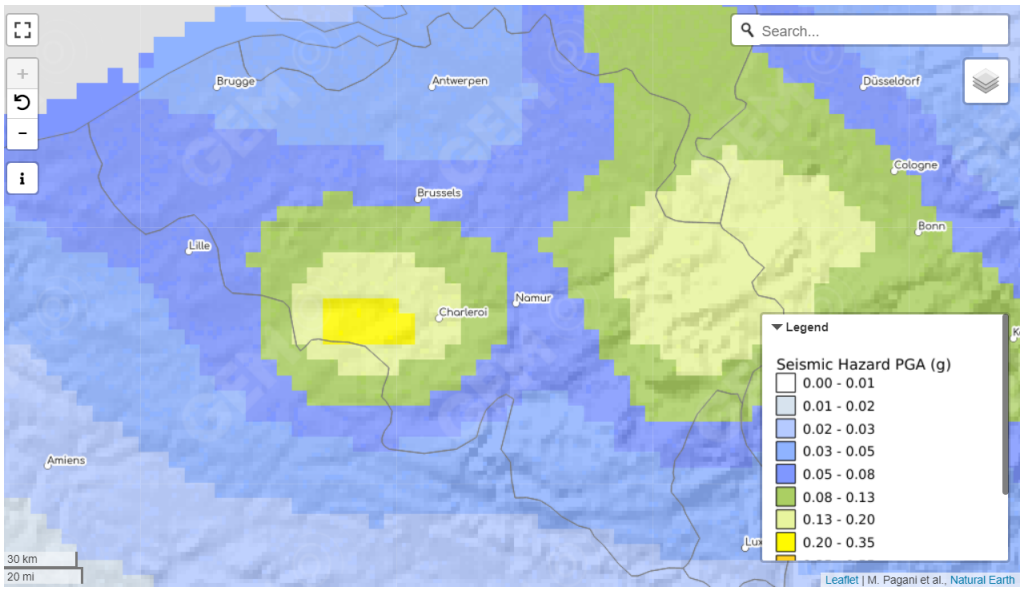


Figure 2.2 – Carte des aléas sismiques en Belgique. Source : Global Earthquake Model Foundation.

Distance par rapport au séisme

Selon l'Eurocode, l'accélération de référence du sol a_{gR} peut être provoquée par deux types de séismes : un séisme de grande intensité dont l'épicentre est éloigné, ou un séisme de plus faible intensité dont l'épicentre est proche. La réponse en surface sera donc différente en fonction du type de séisme, du fait que les ondes produiront un effet différent suivant qu'elles sont propagées de près ou de loin. Les séismes de type 1 correspondent à des séismes éloignés, mais dont la magnitude ($M_s \geq 5,5$) les rend non-négligeables pour le dimensionnement de l'ouvrage. Les séismes de type 2 sont de plus faible magnitude ($M_s < 5,5$), mais vu la proximité de leur épicentre, ils représentent un risque pour l'intégrité de la structure.

Type de sol

Enfin, l'action sismique peut se trouver considérablement amplifiée suivant le type de sol sur lequel est érigée la structure ; c'est ce qu'on appelle l'effet de site. Dans l'EC8, le paramètre S permet de tenir compte de cette influence : l'accélération maximale à la fondation de l'ouvrage est obtenue en multipliant a_g par S. Les sols sont dès lors classifiés en types A, B, C, D, E, S1 et S2 selon leurs caractéristiques stratigraphiques, et à chaque classe de sol correspond une valeur de S.

À la lumière de ces explications, il est désormais possible de déterminer quand une étude parasismique s'avère nécessaire ou pas. Dans le cas où le produit $\gamma_I * S * a_{gR}$ est inférieur à $0,06g$, la norme n'impose pas de dimensionner le bâtiment selon l'EC8. Dans le cas ou $0,06g \leq \gamma_I * S * a_{gR} \leq 0,1g$, la sismicité est considérée comme faible et la structure peut alors être dimensionnée selon un procédé simplifié. Au delà de $0,1g$, il convient de dimensionner la structure selon les règles détaillées de l'EC8. Ce type de dimensionnement a donc toute sa raison d'être en Belgique : considérons à titre d'exemple le projet de construction d'un hôpital situé dans la région liégeoise ($a_{gR} \approx 0,1g$, sol de type C). Il s'agit d'un bâtiment de catégorie d'importance IV ($\gamma_I = 1,4$). Pour un séisme de type 1, on trouve alors : $\gamma_I * S * a_{gR} = 0,16g$. Un dimensionnement sismique détaillé s'avère donc nécessaire.

Attirons ici l'attention sur le fait que, sur le terrain, le dimensionnement parasismique est encore trop peu mis en oeuvre. Le plus souvent, le calcul d'une structure pour sa résistance aux séismes est purement et simplement ignoré, à moins qu'il n'en soit convenu autrement dans le cahier des charges du projet. Ce constat s'avère alarmant compte tenu des séismes non-négligeables ayant par le passé touché la Belgique, comme en témoigne la carte présentée à la figure 2.3.

2.1.2 Spectres de réponse sismique

Sur base du contexte sismique, on peut établir un spectre de réponse élastique en accélération d'un oscillateur (typiquement, une structure). Cette courbe permet de représenter l'action sismique en un point donné de la surface du sol. Elle est définie comme l'enveloppe moyenne des réponses que la structure peut manifester en fonction de sa période de vibration (en faisant l'hypothèse qu'elle a un comportement élastique-linéaire). Basée sur l'analyse statistique de la réponse d'oscillateurs à plusieurs accélérogrammes, elle se veut être un outil d'aide au dimensionnement. Dans le cadre de notre étude, le spectre élastique sera nécessaire lors de l'élaboration du protocole d'essai (cf. TFE Complémentaire [31]).

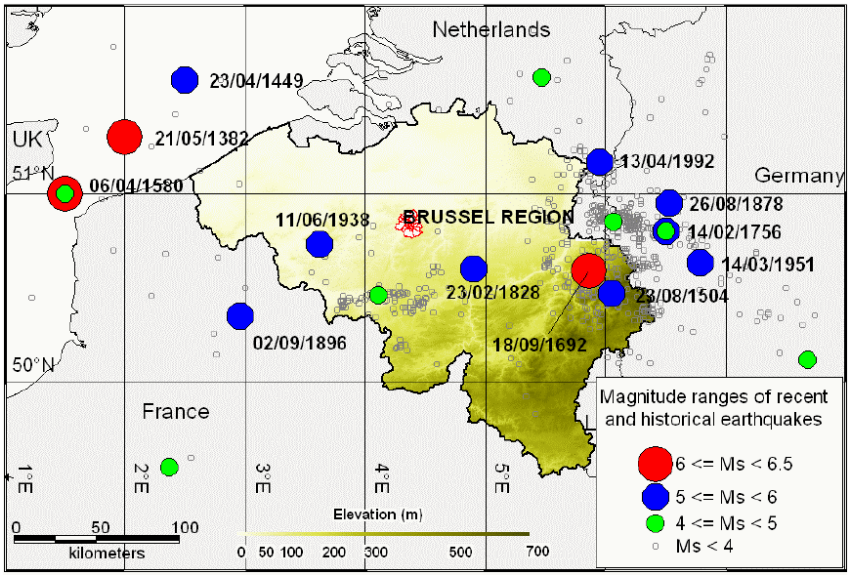


Figure 2.3 – Activité sismique en Belgique et dans les régions voisines depuis 1300. [25]

L'Eurocode 8 permet de définir le spectre de réponse élastique selon les formules suivantes :

$$
\begin{aligned}
0 \leq T \leq T_B : &\quad S_e(T) = a_g * S * \left[1 + \frac{T}{T_B}(2,5\eta - 1)\right] \\
T_B \leq T \leq T_C : &\quad S_e(T) = a_g * S * \eta * 2,5 \\
T_C \leq T \leq T_D : &\quad S_e(T) = a_g * S * \eta * 2,5 \left[\frac{T_C}{T}\right] \\
T_D \leq T \leq 4s : &\quad S_e(T) = a_g * S * \eta * 2,5 \left[\frac{T_C T_D}{T^2}\right]
\end{aligned}
$$

avec :

- $S_e(T)$, la pseudo accélération relative à la période T de la structure[8] ;
- a_g, est l'accélération de calcul du sol ($a_g = \gamma_I a_{gR}$) ;
- T_B, la limite inférieure de la branche d'accélération constante du spectre ;
- T_C, la limite supérieure de la branche d'accélération constante du spectre ;
- T_D, définit le début de la zone de réponse constante du spectre ;
- S, le facteur d'amplification du sol ;
- $\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0,55$, le facteur de correction de l'amortissement (on considère $\eta = 1$ pour un amortissement visqueux ξ de 5%).

Les valeurs de S, T_B, T_C et T_D dépendent du type de sol et de la distance épicentrale. Leurs valeurs sont exprimées dans les tableaux 3.2 et 3.3 de l'Eurocode 8.

[8] La pseudo accélération se définit comme l'accélératon à fournir à un oscillateur simple de période identique à celle de l'élément étudié pour générer le même déplacement maximal que celui occasionné par le séisme.

Pour le dimensionnement de structures, l'ingénieur utilisera plus couramment le spectre de calcul $S_d(T)$ (en anglais, *design spectrum*). Ce dernier correspond au spectre élastique $S_e(T)$ réduit par un facteur de comportement noté q. Ce facteur de comportement permet de tenir compte des phénomènes dissipatifs pouvant se produire dans l'ouvrage, et plus particulièrement de son comportement ductile (i.e., sa capacité à subir des déformations plastiques sans pour autant perdre de résistance). Le fait d'accepter que la structure puisse se déformer de façon inélastique permet en général de considérer que les efforts sismiques qui lui sont appliqués sont moins importants que si sa réponse était totalement élastique. Ceci mène à un dimensionnement plus économique.

L'intérêt du spectre de calcul est aussi qu'il permet de tenir compte du comportement inélastique de la structure tout en menant une analyse relativement simple, de type élastique. C'est en général ce spectre qui sera utilisé pour pré-dimensionner une structure parasismique. Sa courbe est définie par les équations :

$$
\begin{aligned}
0 \leq T \leq T_B : \quad & S_d(T) = a_g * S * \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B}\left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3}\right)\right] \\
T_B \leq T \leq T_C : \quad & S_d(T) = a_g * S * \frac{2,5}{q} \\
T_C \leq T \leq T_D : \quad & S_d(T) = a_g * S * \frac{2,5}{q}\left[\frac{T_C}{T}\right] \geq \beta * a_g \\
T_D \leq T \leq 4s : \quad & S_d(T) = a_g * S * \frac{2,5}{q}\left[\frac{T_C T_D}{T^2}\right] \geq \beta * a_g
\end{aligned}
$$

avec β un coefficient fixant la limite inférieure des ordonnées du spectre, dont la valeur est fixée à $\beta = 0,2$.

Le facteur de comportement q peut varier entre $1,5$ pour les structures peu dissipatives, et 6 pour les structures hautement dissipatives.

La figure 2.4 présente les deux spectres décrits ci-dessus, tracés en utilisant des paramètres identiques.

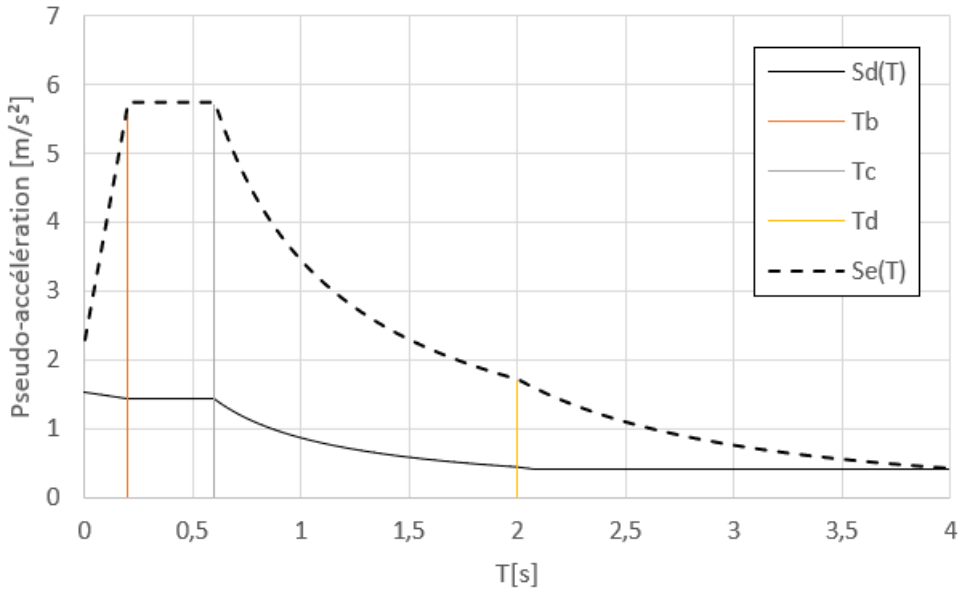


Figure 2.4 – Superposition du spectre de réponse en pseudo accélération de calcul et du spectre de réponse élastique pour le contexte sismique choisi (selon l'Eurocode 8).

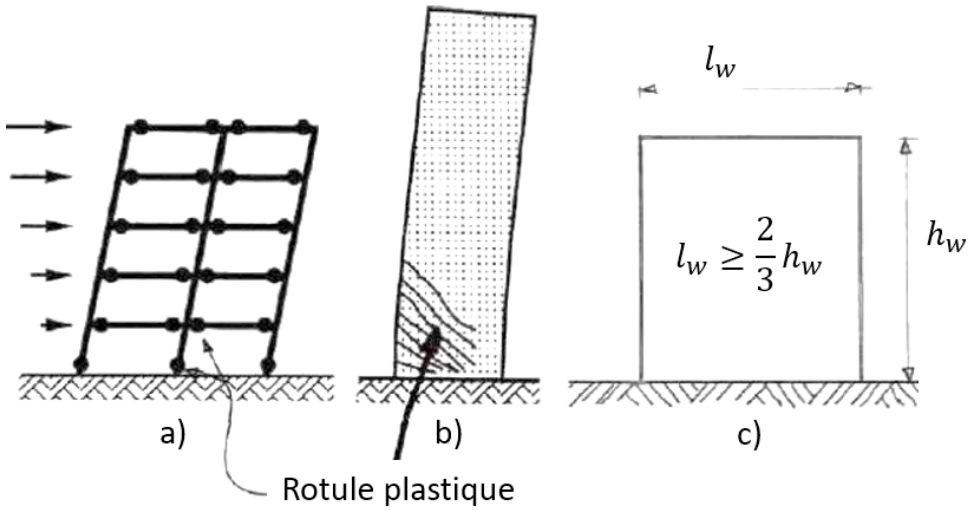


Figure 2.5 – Systèmes de contreventement d'une structure en béton armé. a) Systèmes en portiques ; b) Murs ductiles ; c) Murs de grandes dimensions faiblement armés.[24]

2.1.3 Systèmes de contreventement de structures en béton armé

Trois systèmes structurels peuvent être envisagés pour permettre à une structure de résister aux sollicitations latérales d'un séisme[24] :

1. Les structures en portiques ("poutres faibles - poteaux forts") sont dimensionnées pour que les forces horizontales soient reprises par formation de rotules plastiques aux extrémités de leurs poutres ;

2. Les murs (ou voiles) ductiles sont ancrés à leur base de telle sorte que leur rotation relative par rapport au reste du système structural soit empêchée. Ces murs sont dimensionnés, nous le verrons, pour que l'énergie sismique soit dissipée par formation d'une rotule plastique à leur base. Notons que deux murs ductiles seront considérés comme couplés s'ils sont reliés de façon régulière par des éléments horizontaux ductiles capables de réduire d'au moins 25% le moment de flexion à la base de chacun des voiles ;

3. Les systèmes de murs de grandes dimensions faiblement armés se déforment peu mais transforment une partie de l'énergie sismique en énergie potentielle (soulèvement temporaire des masses) et en énergie dissipée dans le sol par rotation de corps rigide.

Ces trois systèmes sont décrits dans la figure 2.5. Notons que dans la réalité, ces systèmes de contreventement seront généralement combinés les uns avec les autres. Dans ce travail, seul le cas des murs ductiles sera étudié.

2.1.4 Principe du dimensionnement pour la ductilité

Lorsqu'on aborde le dimensionnement parasismique d'un voile en béton armé, on dimensionne en fait ce dernier pour qu'il ait un comportement ductile (section 1.1). Dans la pratique, cela peut être réalisé en conférant à l'élément la capacité de former une rotule plastique de flexion à proximité de sa base. En effet, la sollicitation en flexion d'un élément permet d'une part de tirer profit du comportement ductile de l'acier en traction, et d'autre part d'améliorer le comportement ductile des zones de béton comprimé en les renforçant latéralement par le biais d'armatures de confinement. Cette rotule plastique constitue donc un mécanisme efficace de dissipation d'énergie, procurant à la structure entière un caractère ductile.

La norme permet d'adapter le dimensionnement d'une structure selon la capacité ductile désirée par l'ingénieur :

- Dans les régions peu ou pas sismiques, les bâtiments DCL (Ductility Class Low) ne sont pas dimensionnés pour être ductiles, mais uniquement pour résister à de faibles charges latérales. Leur comportement attendu étant parfaitement élastique, le dimensionnement se fait conformément à l'Eurocode 2.
- Dans les régions modérément à hautement sismiques, construire des bâtiments DCL ne serait pas économique. On accepte donc que ceux-ci puissent se déformer de façon plastique, on parle alors de structures DCM (Ductility Class Medium) ou DCH (Ductility Class High). Le choix entre ces deux dimensionnements est laissé à l'ingénieur, en fonction des particularités du projet. Le dimensionnement DCH donnera lieu à un facteur de comportement q plus élevé. De par la réduction du spectre de réponse, le dimensionnement sera réalisé pour des charges latérales plus faibles et nécessitera moins de matière lors de la construction. Cependant, il sera nécessaire de porter une attention accrue aux dispositions technologiques et à la mise en oeuvre des armatures.

2.2 Structure aux dimensions réelles

2.2.1 Description de la structure et choix du contexte sismique

La structure à laquelle nous nous intéressons consiste en un immeuble de R+3 étages stabilisé latéralement selon ses deux directions principales à l'aide de voiles en béton armé, qui feront l'objet de notre étude. Chaque dalle est supportée par 17 colonnes ainsi que les 4 voiles de contreventement. La hauteur des étages h_s est fixée à 3 mètres, ce qui confère à ces voiles une hauteur totale H_w de 12 mètres. Les figures 2.6 et 2.7 montrent respectivement une vue 3D de l'ossature et une vue en plan du bâtiment considéré. Les voiles que nous nous attachons à étudier y sont mis en évidence. Ils ont une longueur l_w de $2,4$ mètres et une épaisseur de b_w de $0,3$ mètres.

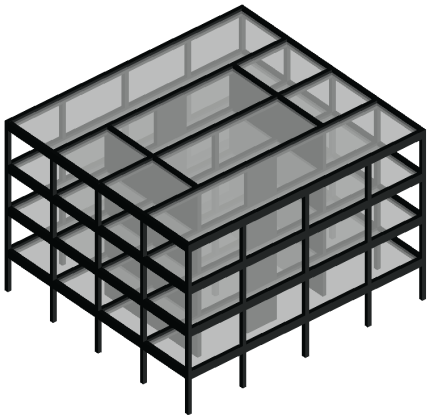


Figure 2.6 – Vue 3D de la structure étudiée.

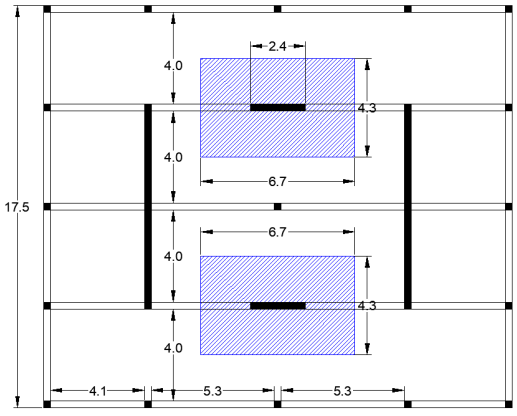


Figure 2.7 – Vue en plan de la structure étudiée.

L'Eurocode 8[9] préconise d'utiliser le facteur de comportement $q = 4$ car :

- Le bâtiment est dimensionné pour avoir une haute capacité de dissipation d'énergie (bâtiment "DCH") (voir sous-section 2.1.4) ;
- La structure est contreventée par des murs non-couplés ;

[9] EN 1998-1 :2004 - paragraphe 5.2.2.2

- On souhaite effectuer un dimensionnement tel que la structure ait une haute capacité ductile (et donc une haute capacité de dissipation d'énergie) ;
- La structure ne comporte que deux murs non-couplés par direction horizontale.

Dans la suite de ce rapport, la structure décrite ci-dessus sera dimensionnée pour des conditions réalistes sur le sol belge. Nous considérerons donc un séisme de type 1 dont l'accélération de référence est fixée à $a_{gR} = 0,2g$. Le sol considéré est de type C ("Dépôts profonds de sables de densité moyenne, de gravier ou d'argile moyennement raide, ayant des épaisseurs de quelques dizaines à plusieurs centaines de mètres"). Le bâtiment étant prévu pour une utilisation normale, on lui attribue une catégorie d'importance $\gamma_I = 1.0$. On utilisera donc :

$$\begin{cases} S & = 1,15 \\ T_B & = 0,2[s] \\ T_C & = 0,6[s] \\ T_D & = 2[s] \end{cases} \tag{2.1}$$

2.2.2 Descente de charge sur un voile

La surface d'influence de chacun des voiles mesurant $6,7 * 4,3[m^2]$ (figure 2.7), la charge reprise par le voile du rez-de-chaussée s'écrit :

$$N_{Ed} = \sum_{i=1}^{4} PP_i + \sum_{i=1}^{4} G_{k,i} + \sum_{i=1}^{4} \psi_{E,i} * Q_{k,i} \tag{2.2}$$

avec PP_i le poids propre à considérer pour chacun des étages (dalle + voile), $G_{k,i}$ la charge d'exploitation permanente du bâtiment et $Q_{k,i}$ la charge d'exploitation variable du bâtiment, pondérée par le facteur $\psi_{E,i} = 0,3$. Pour les charges d'exploitation des étages, on considère $G_{k,i} = 2[kN/m^2]$ et $Q_{k,i} = 3[kN/m^2]$. Pour la toiture, on considère $G_{k,toiture} = Q_{k,toiture} = 1[kN/m^2]$.

Concernant le calcul du poids propre, on considère que le poids volumique du béton est de $25[kN/m^3]$. Les colonnes mesurent $0,3[m]$ de côté, et les dalles de $0,19[m]$ d'épaisseur sont supportées par des poutres de T de $0,6[m]$ de hauteur. Le tableau 2.1 reprend les charges à considérer pour le voile.

Type de charge	Élément	Calcul	Résultat [kN]	Nombre
Poids-propre	Dalle	$6,7 * 4,3 * 0,19 * 25 =$	$136,84$	4
	Voile	$3 * 2,4 * 0,3 * 25 =$	54	3
	Demi-poutre	$2,15 * 0,6 * 0,3 =$	$6,61$	8
Permanente	Étage type	$6,7 * 4,3 * 2 =$	$57,62$	3
	Toiture	$6,7 * 4,3 * 1 =$	$28,81$	1
Variable	Étage type	$6,7 * 4,3 * 3 * 0,3 =$	$25,92$	3
	Toiture	$6,7 * 4,3 * 1 * 0,3 =$	$8,64$	1
Total			$1050,32$	

Table 2.1 – Calcul de la descente de charge sur le voile du rez-de-chaussée

L'effort normal sur le voile vaut :

$$N_{Ed} = 1050,32[kN]$$

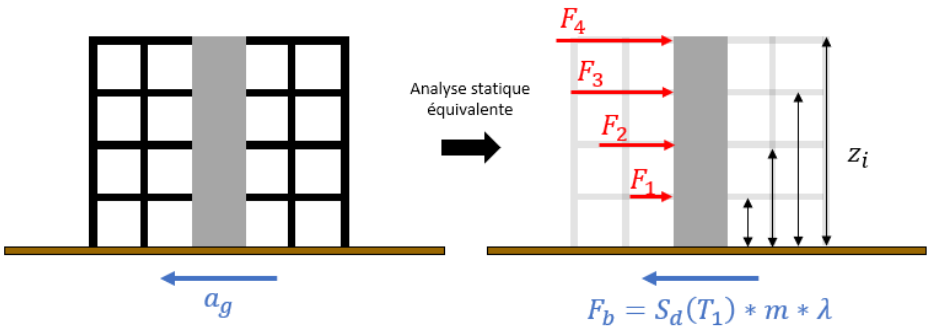


Figure 2.8 – Principe de la méthode des forces latérales équivalentes

Le ratio de charge axiale (en anglais, *Axial Load Ratio (ALR)*,noté ν) d'un élément est le rapport entre l'effort normal (axial) qui lui est appliqué et sa capacité résistante en compression :

$$\nu = \frac{N_{Ed}}{b_w l_w f_{cd}^*}$$

avec :

- N_{Ed} l'effort axial appliqué à l'élément ;
- b_w la profondeur (ou épaisseur) de l'élément ;
- l_w la longueur de l'élément ;
- f_{cd}^* la résistance en compression de l'élément.

Les murs ductiles ayant pour rôle de reprendre principalement les efforts latéraux de cisaillement et de flexion de la structure, leur ALR sera généralement faible, inférieur à 20%. En considérant que le mur est constitué d'un béton de classe C35/45 ($f_{cd}^* \approx 20[MPa]$), on trouve pour le voile étudié :

$$\nu = \frac{1050,32}{300 * 2400 * \frac{0,85*35}{1,5}} = 7,29\%$$

2.2.3 Calcul de l'effort tranchant

Les efforts de cisaillement que les voiles devront reprendre ont été estimés via la méthode des forces latérales équivalentes. Cette méthode, également appelée "Analyse Statique Équivalente", permet de traduire une sollicitation latérale à la base d'une structure (typiquement, l'accélération du sol soumis à un séisme) en un ensemble de forces latérales équivalentes F_i appliquées à chacun de ses diaphragmes horizontaux (figure 2.8), dont la somme est égale à F_b.

Les hypothèses émises pour ce calcul sont les suivantes :

- La structure étudiée est une structure régulière en élévation et se déformera donc selon sa période de vibration principale T_1 ;
- La structure est modélisée par un oscillateur dont le nombre de degrés de liberté correspond au nombre de dalles de la structure ;
- La résultante des forces équivalentes F_i est égale à F_b, qui sera déterminée à l'aide du spectre de calcul.

Le procédé de calcul se résume aux étapes suivantes, que nous développerons par la suite :

1. Calcul de la charge latérale totale équivalente
   (a) Période fondamentale de la structure ;
   (b) Spectre de dimensionnement ;
   (c) Masse sismique du bâtiment ;
   (d) Choix du coefficient λ ;
   (e) Expression de la force latérale totale équivalente.
2. Calcul de la distribution des charges latérales équivalentes

Développons ces étapes :

1. *Calcul de la charge latérale totale équivalente*
   La résultante des forces équivalentes F_b est définie par l'équation 2.3 :

$$F_b = S_d(T_1) * m * \lambda \tag{2.3}$$

   Dans cette relation, nous avons :

   - $S_d(T_1)$, la pseudo accélération correspondant à la période propre T_1 de la structure, issue du spectre en accélération de calcul ;
   - m, la masse sismique de la structure ;
   - λ, un facteur de correction permettant de tenir compte du fait que la masse modale effective du premier mode est inférieure à la masse totale du bâtiment.

   (a) *Période fondamentale de la structure*
   La période fondamentale de la structure, T_1, est évaluée par une relation empirique de l'Eurocode 8 :

$$T_1 = C_t * H_w^{\frac{3}{4}} \tag{2.4}$$

   Avec $C_t = 0,05$ pour les structures ne contenant pas de portiques, et $H_w = 12[m]$ la hauteur de la super-structure. On trouve donc

$$T_1 = 0,05 * 12^{0,75} = 0,32[s]$$

   Cette période fondamentale a ensuite été ré-évaluée par des méthodes d'analyse dynamique plus avancées (section 3.6.2). La période fondamentale a dès lors pu être évaluée de façon plus précise, tel que $T_1 = 0,66[s]$. C'est cette valeur que nous utiliserons pour la suite du calcul.

   (b) *Spectre de calcul*
   Comme expliqué dans la section 2.1.2, le spectre en accélération de calcul permet de déterminer la pseudo accélération d'une structure en fonction de sa période, de sa géométrie, de la distance épicentrale et du sol sur lequel elle repose.
   La différence avec le spectre de réponse élastique est que celui-ci permet de tenir compte du comportement ductile (et donc dissipatif) de la structure. Sur base du contexte sismique défini à la fin de la section 2.2.1, on peut alors tracer le spectre de calcul à considérer pour ce projet. Pour une période fondamentale T_1 fixée à $0,66[s]$, il en résulte que $S_d(T_1) = 1,32[m/s^2]$ (figure 2.9).

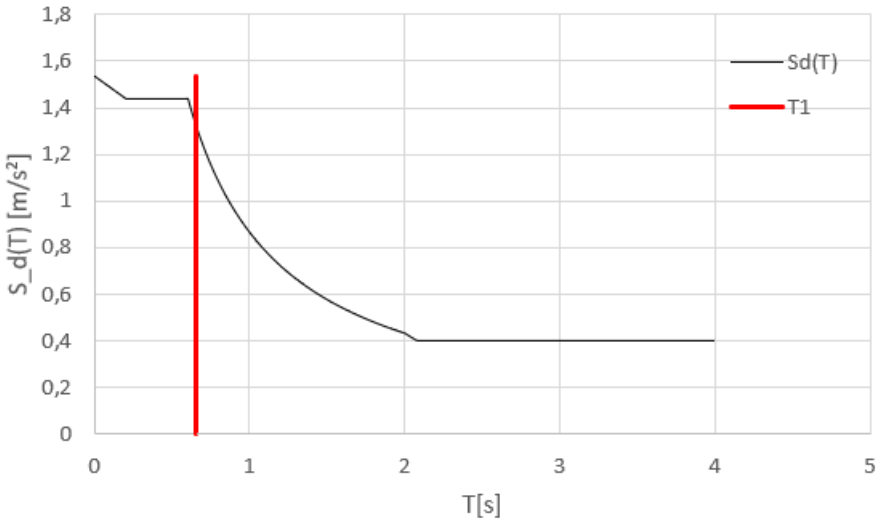


Figure 2.9 – Représentation du spectre de calcul pour les conditions sismiques établies pour le projet. Correspondance avec la période fondamentale T_1.

(c) *Masse sismique du bâtiment*
Nous pouvons ensuite évaluer la masse sismique de la structure. Le calcul de cette masse a été réalisé de la même façon que dans la sous-section 2.2.2 à la différence près qu'on considère cette fois la totalité du bâtiment dans la descente de charge (voiles et colonnes compris). La masse totale du bâtiment peut s'écrire :

$$m = \frac{\sum_{i=1}^{4} PP_i + \sum_{i=1}^{4} G_{k,i} + \sum_{i=1}^{4} \Psi_{E,i} * Q_{k,i}}{g} \tag{2.5}$$

Pour calculer cette masse, commençons par déterminer les charges permanentes dues au poids propre. On considère des dalles d'une superficie de 350 [m^2], d'une épaisseur de 19 centimètres. Les 17 colonnes font 30 centimètres de côté, et les voiles font 2,4 mètres de longueur pour 30 centimètres d'épaisseur. La masse volumique du béton est fixée à $25[kN/m^3]$.
On ajoute à ce poids propre la charge d'exploitation permanente ($2[kN/m^2]$ pour les étages, $1[kN/m^2]$ pour la toiture) ainsi que la charge variable à pondérer, estimée à $3[kN/m^2]$ pour les étages et $1[kN/m^2]$ pour la toiture. La structure étant contreventée dans chaque direction principale par deux voiles, la masse sismique à reprendre par chacun des deux murs peut être divisée par deux. On obtient donc, pour un mur :

$$m_{R+1-3} = 183,2[T]$$

$$m_{R+4} = 139,5[T]$$

Et donc :

$$m_{tot} = 3 * 183,2 + 139,5 = 689,1[T]$$

(d) *Choix du coefficient λ*
L'Eurocode 8 préconise d'utiliser $\lambda = 0,85$ si $T_1 \leq 2T_c$ et si le bâtiment a plus de deux étages. Dans le cas où l'une de ces deux conditions n'est pas respectée, on utilisera $\lambda = 1$. Pour notre cas, la structure comporte quatre diaphragmes au-dessus du rez-de chaussée, et son contexte sismique donne $T_C = 0,6[s]$ (relation 2.1). On a donc :

$$T_1 < 2T_C \rightarrow \lambda = 0,85$$

(e) *Expression latérale totale équivalente*
Les valeurs de $S_d(T_1)$, m et λ ayant été dérivées ci-dessus, on trouve :

$$F_b = S_d(T1) * m * \lambda = 773,17[kN]$$

2. *Calcul de la distribution des charges latérales équivalentes*
Les charges latérales équivalentes à appliquer aux différents étages peuvent être calculées via l'équation 2.6 :

$$F_i = F_b * \frac{z_i m_i}{\sum z_j m_j} \tag{2.6}$$

avec z_i la hauteur d'application de la charge à calculer et m_i la masse de la dalle située à cette hauteur. Les forces ainsi calculées sont exposées dans le tableau 2.2.
L'effort tranchant appliqué à chaque étage i se calcule de la façon suivante :

$$V_i = \begin{cases} F_4 & \text{si } i = 4 \\ V_{i+1} + F_i & \text{si } i = 3,2,1 \end{cases} \tag{2.7}$$

Le moment maximal à la base du voile, à chaque étage i, est exprimé par la relation :

$$M_i = \begin{cases} V_i * h_s & \text{si } i = 4 \\ M_{i+1} + V_i * h_s & \text{si } i = 3,2,1 \end{cases} \tag{2.8}$$

En partant du dernier étage, on déduit facilement V_1, l'effort tranchant appliqué au voile du rez-de-chaussée et M_1, le moment à sa base :

$$V_1 = 773,17[kN]$$
$$M_1 = 6713,87[kNm]$$

i	m_i [T]	z_i [m]	F_i [kN]	V_i [kN]	M_i [kNm]
4	139,5	12	260,33	260,33	781
3	183,2	9	256,42	516,75	2331,27
2	183,2	6	170,94	687,7	4394,36
1	183,2	3	85,47	773,17	6713,87

Table 2.2 – Forces latérales équivalentes appliquées à la structure

2.2.4 Sollicitations à la base du mur

Nous pouvons dès lors résumer les sollicitations appliquées à la base du voile, qui serviront ensuite à dimensionner ses armatures.

L'effort normal N_{Ed} a été calculé lors de la descente de charge (section 2.2.2), tandis que les efforts tranchant V_{Ed} et de flexion M_{Ed} ont été exprimés par la méthode des forces latérales (section 2.2.3). Nous considérons donc les efforts dimensionnants suivants :

$$\begin{cases} N_{Ed} &= 1050,32[kN] \\ V_{Ed} &= 773,17[kN] \\ M_{Ed} &= 6713,87[kNm] \end{cases} \tag{2.9}$$

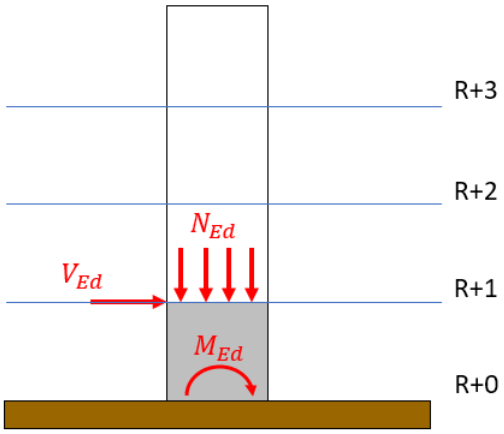


Figure 2.10 – Efforts sollicitants le voile étudié

Ces efforts sont illustrés à la figure 2.10.

2.2.5 Dimensionnement des armatures

Plusieurs méthodes sont proposées dans la littérature pour le dimensionnement des murs ductiles d'un bâtiment. La méthode que nous avons choisie de développer ci-dessous et dont le raisonnement est particulièrement accessible est issue du cours de dimensionnement sismique donné à l'*École Polytechnique Fédérale de Lausanne* [6]. Étant donné que ce procédé a été élaboré pour correspondre aux normes suisses, il a dû être légèrement adapté pour satisfaire aux standards de l'Eurocode 8 pour une structure de type DCH.

Concernant les matériaux, on considère un béton de classe de résistance C35/45 ($f_{ck} = 35[MPa]$ et un acier de classe de ductilité C[10] ($f_{yk} = 500[MPa]$). Les valeurs de dimensionnement utilisées sont donc :

$$\begin{cases} f^*_{cd} &= 0,85 * \dfrac{f_{ck}}{1,5} &\simeq 20[MPa] \\ f_{yd} &= \dfrac{f_{yk}}{1,15} &\simeq 435[MPa] \\ E_s &= 200[GPa] \\ E_c &= 35[GPa] \end{cases} \tag{2.10}$$

Notons que les propriétés de ces matériaux seront par la suite ré-évaluées sur base d'essais en laboratoire (section 4).

Le procédé de dimensionnement que nous avons suivi est le suivant :

1. Détermination du mécanisme de rupture
2. Calcul de la hauteur de la zone plastique
3. Calcul des armatures verticales : flexion
4. Stabilisation du voile dans la zone plastique
5. Calcul des étriers : capacité de courbure de la zone plastique

[10] cf. section 4.1.3

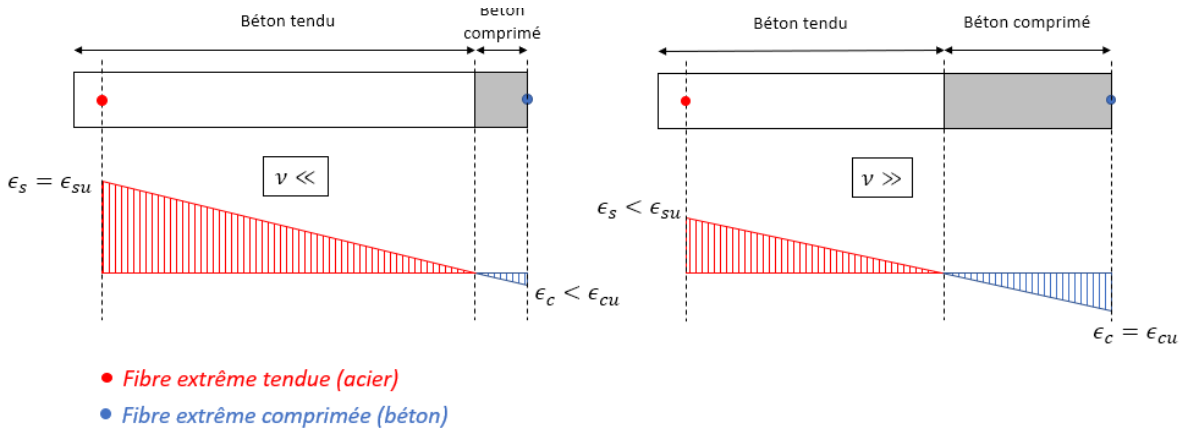


Figure 2.11 – Représentation schématique de l'impact de la valeur de l'ALR sur le mode de rupture de la section.

6. Stabilisation des armatures verticales
7. Calcul des armatures transversales : cisaillement

Développons :

1. *Détermination du mécanisme de rupture*
   Afin de provoquer une rupture par formation d'une rotule plastique au pied du mur, nous devons nous assurer d'une part que le voile est suffisamment élancé (ratio d'élancement supérieur à 2). D'autre part, on s'assure que le ratio de charge axiale reste inférieur à 35%. Cela permet de réduire le risque d'éclatement prématuré du béton d'enrobage, pouvant avoir un impact sur le comportement en flexion du voile.
   D'après les dimensions définies dans la section 2.2.1, on trouve le ratio d'élancement :

$$\frac{H_w}{lw} = \frac{12}{2,4} = 5 > 2 \tag{2.11}$$

   Pour le ratio de charge axiale, nous avons :

$$\nu = \frac{N_{Ed}}{l_w b_w f^*_{cd}} = 7,29\% < 35\% \tag{2.12}$$

   Le ratio de charge axiale étant relativement faible, on s'attendra à une rupture des armatures en traction. La valeur de l'effort normal a en effet un impact sur la position de l'axe neutre du mur : au plus la charge est faible, au plus la longueur de béton comprimé sera réduite. La déformation ultime des matériaux sera alors atteinte dans les fibres d'acier tendues avant d'avoir un écrasement de la zone de béton comprimé (figure 2.11).

2. *Calcul de la hauteur de la zone plastique, h_{cr}*
   La zone plastique (ou zone critique) d'une structure est la partie qui permettra au bâtiment de dissiper de l'énergie sismique par formation d'une rotule plastique (cf. point 2.1.4). La hauteur critique est la hauteur estimée de cette rotule plastique, le long de laquelle la disposition des armatures doit encourager le comportement ductile de la structure.
   L'Eurocode 8 permet d'approximer la hauteur de la zone critique par les relations suivantes :

$$\begin{cases} h_{cr} & \geq max(l_w, H_w/6) = 2400[mm] \\ h_{cr} & \leq min(2l_w, h_s) = 3000[mm] \end{cases} \tag{2.13}$$

On considère donc, pour notre cas, que la zone plastique s'étend sur toute la hauteur du rez-de-chaussée :

$$h_{cr} = h_s = 3[m]$$

Le reste de la hauteur du voile sera dès lors dimensionné pour se comporter de façon élastique.

3. *Calcul des armatures verticales : flexion*
Pour le dimensionnement en flexion, l'idée est de poser une configuration d'armatures longitudinales (diamètre et disposition dans la section) et d'en déduire, à l'aide d'une méthode stress-block simplifiée, une première estimation du moment résistant M_{Rd} du voile.
Les hypothèses prises pour le calcul sont les suivantes :

- Armatures plastifiées à la rupture ;
- Augmentation de la résistance du béton confiné négligée ;
- Résistance du béton en traction négligée ;
- Sur-résistance du béton confiné négligée ;
- Zones de rive : les armatures en traction et en compression sont prises en compte ;
- Âme : on tient compte des armatures en traction uniquement.

Le détail du calcul se trouve à l'annexe A.

Pour la disposition d'armatures montrée à la figure 2.12, on obtient un moment résistant $M_{Rd} = 4868[kNm]$.

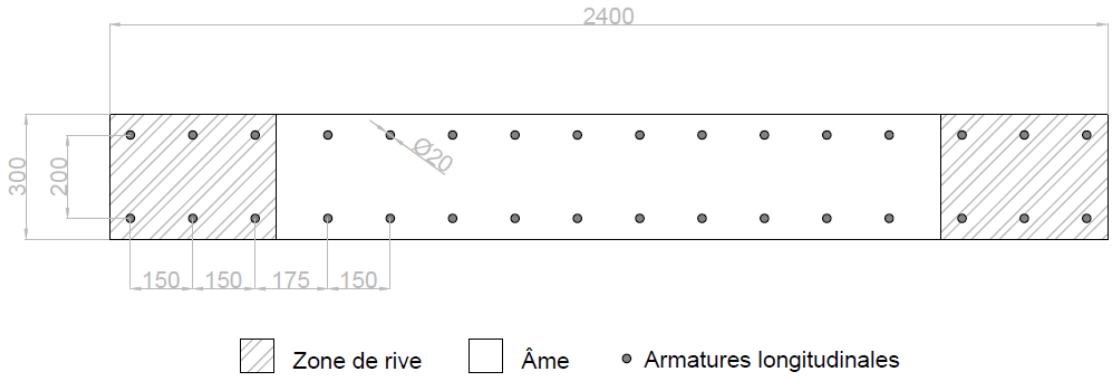


Figure 2.12 – Disposition des armatures longitudinales dans le voile étudié

L'espacement s entre les armatures a été fixé à $150[mm]$ de façon à satisfaire la relation suivante :

$$s[mm] < min(250; 25 * \phi) \tag{2.14}$$

avec $\phi = 20[mm]$ le diamètre des armatures longitudinales. On vérifie également que pour cette configuration, les taux d'armatures dans l'âme et dans la zone de rive soient tels que :

$$\begin{cases} 0,2\% & \leq \rho_{âme} & \leq 4\% \\ 0,5\% & \leq \rho_{rive} & \leq 4\% \end{cases} \tag{2.15}$$

Nous avons :

$$\rho_{âme} = \frac{A_{s,âme}}{b_w * (1 - 2\alpha_e) l_w} = 1,28\%$$

$$\rho_{rive} = \frac{A_{s,rive}}{b_w * \alpha_e l_w} = 1,65\%$$

Dans ces relations, b_w et l_w sont, respectivement, l'épaisseur et la longueur du voile. α_e représente la longueur de la zone de rive normalisée par rapport à la longueur totale du voile. Sa valeur est calculée suivant la relation :

$$\alpha_e l_w = \left(\frac{Nb_{armatures,rive}}{2} - 1 \right) * s + 2 * e \tag{2.16}$$

avec e l'enrobage par rapport aux armatures verticales, fixé à $0,04[m]$ et s l'écartement entre deux armatures longitudinales (figure 2.13).

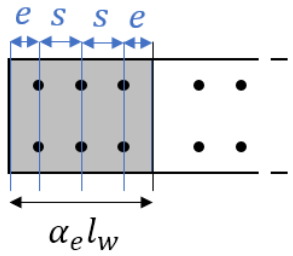


Figure 2.13 – Calcul de la longueur de la zone de rive

Remarque : Notons que le résultat obtenu pour le moment résistant M_{Rd} n'est pas satisfaisant lorsqu'on le compare au moment sollicitant M_{Ed}. Celà est dû au fait que, lors de ce premier dimensionnement, les coefficients de sécurité à appliquer aux résistances caractéristiques du béton et de l'acier ont été omis. Le taux de charge axiale ν vaut alors $\nu_a = 4,17\%$ au lieu de $\nu = 7,29\%$. De plus, les armatures longitudinales ont été sous-dimensionnées pour assurer une rupture ductile en flexion. Les possibles impacts de cette erreur sur le reste du procédé seront abordés à la fin de ce travail (section 5.3).

4. *Stabilisation du voile dans la zone plastique*
Afin d'éviter que la partie comprimée du voile se déforme hors-plan (c'est-à-dire, dans la direction orthogonale à son axe horizontal principal), l'Eurocode 8 impose de respecter une épaisseur minimale b_w dépendant de la longueur de confinement l_c.
Si $l_c \leq max(2b_w; l_w/5) = 600[mm]$, il faut vérifier :

$$b_w \geq max(200; h_s/15) \tag{2.17}$$

Et dans le cas contraire :

$$b_w \geq max(200; h_s/10) \tag{2.18}$$

La longueur l_c représente la longueur minimale sur laquelle les étriers de confinement seront disposés. Elle est mesurée depuis la fibre extrême du mur, et est définie telle que :

$$l_c \geq max\left(300, \frac{l_w}{10}, 0,7 * x\right) \tag{2.19}$$

avec $x = 520[mm]$ la longueur de béton comprimé à la rupture lorsqu'on considère $\nu_a = 4,17\%$. On trouve donc que l_c doit être supérieur à $362[mm]$. On fixe $l_c = 400[mm]$ de

telle sorte que cette longueur comprenne toutes les armatures longitudinales de la zone de rive ainsi que l'enrobage $e = 40[mm]$. La condition sur b_w est donc :

$$b_w \geq max(200; h_s/15) \tag{2.20}$$

$$\Leftrightarrow b_w \geq 200[mm]$$

La largeur $b_w = 300[mm]$ utilisée pour ce dimensionnement satisfait cette condition.

5. *Calcul des étriers : capacité de courbure de la zone plastique*
La demande en ductilité de courbure μ_φ d'une structure est la capacité minimale de courbure exigée par la norme pour que la structure ait un comportement suffisamment ductile[11]. Cette ductilité minimale est imposée en fonction du contexte sismique et de la géométrie du projet, et s'écrit :

$$\mu_\varphi = \begin{cases} 2q - 1 & \text{si } T_1 \geq T_C \\ 1 + 2(q-1)\dfrac{T_C}{T_1} & \text{si } T_1 < T_C \end{cases} \tag{2.21}$$

Le voile prototype ayant une période fondamentale T_1 estimée à $0,66[s]$ on trouve, pour les conditions de sol et le facteur de comportement déterminés plus haut (expression 2.1) :

$$\mu_\varphi = 7$$

Pour conférer au mur cette capacité de déformation ductile, il est nécessaire de confiner les zones de rive à l'aide d'étriers rectangulaires disposés horizontalement dans celles-ci. Le rôle de ces étriers est double :

- D'une part, ils permettent au noyau de béton "enfermé" en leur centre de garder sa compacité même lorsque la charge sollicitante dépasse la résistance de la section de béton comprimé. On dit que le béton est confiné ;
- D'autre part, le fait de disposer ces étriers à intervalles réguliers sur toute la hauteur critique permet d'augmenter la résistance au flambement des armatures longitudinales comprimées.

La combinaison de ces deux phénomènes permet donc au système global d'avoir un meilleur comportement plastique.
Pour s'assurer qu'on aura une capacité de courbure suffisante, la norme impose de respecter la condition suivante :

$$\omega_c \geq \frac{1}{\alpha_n \alpha_s}\left(30\mu_\varphi\left(\frac{-N_{Ed}}{A_c f^*_{cd}} + \omega_\omega\right)\frac{f_{yd}}{E_s}\frac{b_w}{b_0} - 0,035\right) \tag{2.22}$$

dans laquelle :

- ω_c est le ratio mécanique d'armatures de confinement dans la zone plastique :

$$\omega_c = \frac{\text{Volume des armatures de confinement}}{\text{Volume de béton confiné}}\frac{f_{yd}}{f^*_{cd}}$$

- α_n, α_s sont des facteurs décrivant l'efficacité des armatures de confinement ;
- μ_φ est la demande en ductilité de courbure pour la zone plastique, telle que définie ci-dessus ;
- ω_ω est le ratio mécanique d'armatures longitudinales dans l'âme du voile ;

[11] Ce concepte sera développé plus en détail dans la section 2.3.1.

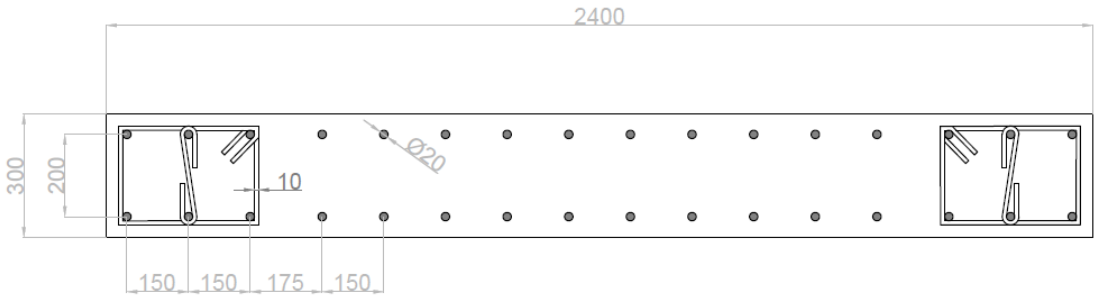


Figure 2.14 – Disposition des armatures de confinement dans le voile étudié. Espacement vertical $s = 80[mm]$.

- N_{Ed} est l'effort axial (négatif en compression) ;
- A_c est la section de béton ;
- b_w est la profondeur de l'élément ;
- b_0 est l'épaisseur de béton confiné (entre les fibres centrales des étriers) ;
- h_0 est la longueur de béton confiné.

Le détail de calcul de l'ensemble de ces éléments est repris à l'annexe A. Il en ressort que des étriers de $\phi_h = 10[mm]$ de diamètre, espacés verticalement de $80[mm]$, seront utilisés (figure 2.14).

6. *Stabilisation des armatures verticales*
Le but de cette étape est d'éviter un flambement des armatures longitudinales lorsqu'elles sont comprimées. À cette fin, on vérifie que l'espacement vertical s entre les étriers est tel que :

$$s \leq min(250; 25 * \phi_h) \tag{2.23}$$
$$\Leftrightarrow s \leq 250[mm]$$

Quelques autres prescriptions d'ordre technologique sont à respecter :

- Les étriers doivent se refermer à 135° tel que montré à la figure 2.15. Cet angle empêche aux étriers de s'ouvrir lorsque la section est fortement comprimée ;
- Toutes les barres doivent être stabilisées dans les zones de rive. Des étriers en épingle sont donc ajoutés aux étriers rectangulaires pour stabiliser les armatures longitudinales au milieu des zones de rive ;
- Les armatures longitudinales ne peuvent pas être écartées de plus de 200 [mm] l'une de l'autre dans les zones de rive ;
- La distance entre le haut de la fondation et le premier étrier doit être inférieure à 50 mm.

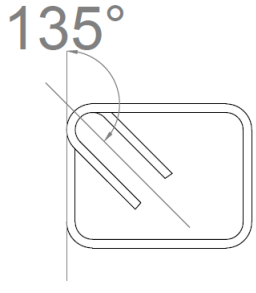


Figure 2.15 – Fermeture des armatures de confinement à un angle de 135°

7. *Calcul des armatures transversales : cisaillement*
La dernière étape du dimensionnement pour la zone plastique consiste à s'assurer que les voiles rompent en flexion avant de rompre en cisaillement, car ce dernier mode de rupture occasionnerait une rupture fragile. C'est ce qu'on appelle le dimensionnement capacitif. Il faut choisir les armatures de cisaillement de telle sorte que le voile résiste à l'effort tranchant suivant :

$$V_d^+ = \epsilon * \kappa * V_{Ed} \tag{2.24}$$

avec :

- $\epsilon = \dfrac{M_{Rd}^+}{M_{Ed}}$, un facteur d'amplification permettant de tenir compte de la sur-résistance du mur (liée à un surplus d'armatures, ou encore au fait qu'en général, la résistance des matériaux est plus élevée qu'annoncée). La résistance augmentée M_{Rd}^+ est calculée de la même façon que précédemment, mais en considérant une résistance moyenne de l'acier plus élevée :

$$f_{sm} = \begin{cases} 1,2 * f_{yd} & \text{si aciers de classe C ;} \\ 1,1 * f_{yd} & \text{sinon.} \end{cases} \tag{2.25}$$

- $\kappa = 0,9 + \dfrac{n}{10} \leq 1,5$ un facteur d'amplification dynamique dépendant du nombre d'étages n ;
- V_{Ed} l'effort tranchant sollicitant la base du voile.

Il en ressort :

$$V_d^+ = 822,36[kN]$$

Les armatures horizontales sont choisies telles que :

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} * f_{yd} * z * \cot\alpha \geq V_d^+ \tag{2.26}$$

$$V_{Rd,c} = k_c * f_{cd}^* * b_w * z * \sin\alpha * \cos\alpha \geq V_d^+ \tag{2.27}$$

avec $V_{Rd,s}$ la résistance des armatures horizontales tendues, $V_{Rd,c}$ la résistance de la bielle de compression, α l'angle de bielle considéré pour le calcul, z le bras de levier des efforts dans le voile et k_c un facteur de réduction de la résistance du béton fissuré.
Pour ce dimensionnement, le bras de levier est estimé à $z = 0,9 * l_w$ et l'angle de bielle α est considéré égal à 45° de façon à évaluer la résistance minimale de l'étrier.
En positionnant conformément à la figure 2.16 des étriers transversaux de $10[mm]$ de diamètre et d'espacement $s = 160[mm]$, il vient :

$$V_{Rd,s} = 922,45[kN] \geq V_d^+$$
$$V_{Rd,c} = 2592[kN] \geq V_d^+$$

On vérifie enfin le taux d'armatures horizontales, qui doit être tel que :

$$\rho_h \geq max(0,3\%; 0.25\rho_{tot})$$
$$\Leftrightarrow \rho_h \geq 0,35\%$$

avec $\rho_{tot} = 1,4\%$ le taux d'armatures longitudinales total de la section. Pour le dimensionnement proposé, on obtient :

$$\rho_h = \frac{A_s}{s * b_w} = \frac{2 * \frac{\pi * \phi^2}{4}}{s * b_w} = 0,33\% \approx 0,35\%$$

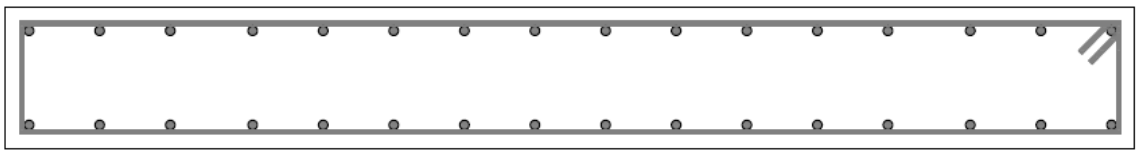


Figure 2.16 – Armatures de cisaillement pour le voile étudié. Espacement vertical $s = 160[mm]$.

2.3 Murs destinés aux essais

2.3.1 Application d'un facteur d'échelle

Dans le but de pouvoir observer en laboratoire la réponse de l'élément dimensionné ci-dessus (avec et sans alliages à mémoire de forme) jusqu'à la rupture, il est nécessaire de réduire ses dimensions afin de le rendre compatible avec le dispositif d'essai élaboré dans le TFE Complémentaire[12] [31].

La hauteur maximale des voiles murs destinés aux ayant été fixée à 2 mètres, l'idée première fut d'appliquer un simple facteur d'échelle de deux tiers à l'ensemble des dimensions et sections du voile. Cette solution ne fut finalement pas retenue car elle impliquait que le voile à l'échelle mesurerait 1,8 mètres de long. Une section de cette longueur aurait développé un moment résistant $M_{Rd} \approx 1300[kNm]$, supérieur aux capacités des vérins disponibles au LEMSC.

La décision fut alors prise d'appliquer ce facteur d'échelle à la hauteur et à l'épaisseur du mur. La longueur du mur, quant à elle, est divisée par deux. Nous établissons que cette mise à l'échelle est acceptable si les valeurs de la *ductilité de courbure*, du *rapport de portée en cisaillement* et du *ratio de charge axiale* caractérisant le voile à l'échelle sont identiques à celles caractérisant le bâtiment "parent". Les paragraphes suivants visent à justifier ces choix.

Conservation de la ductilité de courbure

Notons dans un premier temps que lorsqu'on parle de flexion d'éléments en béton armé, la théorie des poutres d'Euler-Bernoulli permet de considérer qu'au cours d'une déformation, les sections droites restent droites et perpendiculaires à l'axe moyen de l'élément.

Au niveau d'un élément, la courbure est alors définie comme le rapport entre, d'une part, la rotation relative $\Delta\theta$ de deux sections de cet élément et, d'autre part, la distance Δx entre ces deux sections :

$$\varphi = \frac{\Delta\theta}{\Delta x} \tag{2.28}$$

Au niveau d'une section, la courbure permet d'établir un lien entre l'allongement longitudinal relatif ϵ d'une des fibres de la section et la distance y de cette fibre par rapport à l'axe neutre de la section (relation 2.29). Il est donc fréquent de caractériser le comportement d'une section fléchie par l'évolution de sa courbure en fonction du moment appliqué dans un diagramme moment-courbure.

$$\epsilon = \varphi * y \tag{2.29}$$

[12] Ces limitations sont dues aux capacités matérielles du laboratoire.

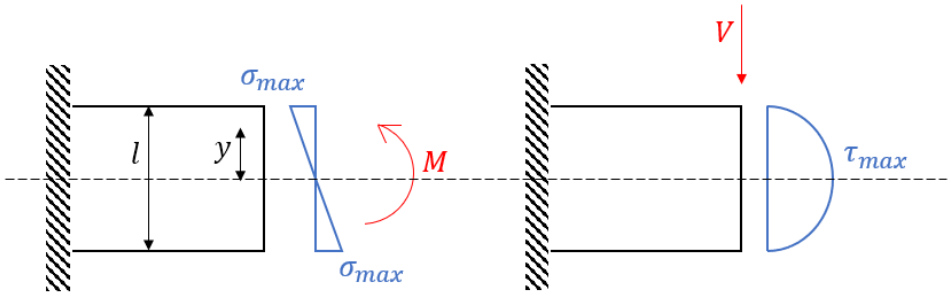


Figure 2.17 – Contraintes de flexion et de cisaillement d'une section encastrée type.

On comprend alors l'intérêt d'étudier la courbure d'un élément fléchi : celle-ci permet de caractériser le comportement en flexion de cet élément à l'échelle la plus locale possible, puisqu'elle permet de lier la rotation relative de ses sections à l'allongement de chacune de ses fibres.

On définit ensuite la ductilité de courbure $\mu_\varphi(t)$ comme la normalisation de la courbure instantanée d'une section donnée du voile (typiquement, la section à sa base) $\varphi(t)$ par rapport à la limite élastique φ_y pour laquelle les armatures longitudinales tendues plastifient (relation 2.30). L'intérêt de cette relation est qu'en plus de définir le comportement en flexion de l'élément, elle permet de caractériser son comportement ductile (et donc sa capacité à dissiper de l'énergie).

$$\mu_\varphi(t) = \frac{\varphi(t)}{\varphi_y} \tag{2.30}$$

Concernant la mise à l'échelle de la structure, on décidera donc d'imposer que la ductilité de courbure maximale du voile à l'échelle soit la plus proche possible de celle qui avait été imposée pour le bâtiment prototype. Pour rappel, cette capacité de courbure était imposée par la norme suivant l'expression 2.21. On obtenait $\mu_{\varphi,rupt.} = 7$ pour le mur prototype. Du point de vue du protocole, l'application d'un accélérogramme au bâtiment prototype permet alors de définir les déplacements à imposer au voile à l'échelle pour que la ductilité de courbure maximale imposée soit similaire.

Plus d'informations concernant l'élaboration du protocole d'essai peuvent être trouvées dans la section 3.3 de ce travail, ainsi que dans le TFE Complémentaire [31].

Conservation du rapport d'envergure de cisaillement

Cette condition permet d'assurer que le mur prototype et le mur à l'échelle auront les mêmes modes de déformation. Lorsqu'une section est soumise à un effort de flexion M, la contrainte de normale maximale qu'elle subit peut s'écrire (figure 2.17) :

$$\sigma_{max} = \frac{M * y_{max}}{I} = \frac{M\frac{l}{2}}{\frac{bl^3}{12}} \tag{2.31}$$

avec b et l l'épaisseur et la hauteur de la section. Si cette même section est soumise à un effort tranchant V, la contrainte de cisaillement maximale qui lui est appliquée s'écrit :

$$\tau_{max} = \frac{3}{2}\frac{V}{bl} \tag{2.32}$$

Le rapport entre 2.31 et 2.32 donne :

$$\frac{\sigma_{max}}{\tau_{max}} = \frac{4M}{Vl} \tag{2.33}$$

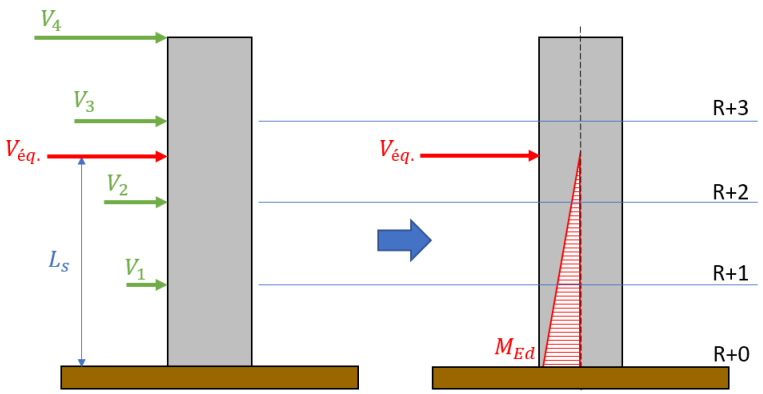


Figure 2.18 – Relation entre l'effort tranchant et le moment pour le calcul de L_s

Afin de s'assurer que le mode de rupture du voile soit ductile, on impose que les mécanismes de flexion soient indépendants des mécanismes de cisaillement. Cela se traduit par la condition suivante :

$$\begin{aligned} \sigma &\geq 10 * \tau \\ \Leftrightarrow \frac{M}{V * l} &\geq 2,5 \end{aligned} \tag{2.34}$$

Le terme de gauche de la relation 2.34 est le rapport d'envergure de cisaillement (en anglais, *"Shear Span Ratio"*, noté ici "SSR"). Dans cette relation, le quotient de M par V donne L_s, la hauteur d'application de la résultante des forces latérales équivalentes (figure 2.18). Le SSR s'écrit alors :

$$SSR = \frac{L_s}{l_w} \tag{2.35}$$

Pour le mur prototype, on a :

$$L_s = \frac{M_{Ed,R+0}}{V_{eq.}} = \frac{M_{Ed,R+0}}{F_b} = 8,68[m]$$

et

$$l_w = 2,4[m]$$

On trouve donc :

$$SSR = \frac{8,68}{2,4} = 3,62$$

Le fait de conserver un même SSR permet donc d'assurer que l'interaction entre les efforts de cisaillement et les efforts de flexion sera la même. Les modes de déformation des deux éléments seront dès lors semblables.

Conservation du ratio de charge axiale

On impose enfin que le ratio de charge axiale, tel que défini dans la section 2.2.2, soit conservé entre les deux voiles. Cela permet d'assurer que les deux voiles subissent un cas de charge identique lorsqu'ils seront sollicités.

2.3.2 Dimensions du voile à l'échelle

On se propose alors d'étudier le comportement d'un voile dont les dimensions sont reprises dans le tableau 2.3.

Grandeur	[m]	Descripton
l_w	1,2	Longueur du voile
b_w	0,2	Épaisseur du voile
h_s	2	Hauteur de l'étage
H_w	8	Hauteur totale du voile (fictive)

Table 2.3 – Dimensions du voile à l'échelle

2.3.3 Sollicitations à la base du mur

L'effort vertical total N_{Ed} à appliquer à l'aide des vérins est calculé tel que les ratios de charge axiale du mur prototype et du mur à l'échelle soient identiques. Pour le mur prototype, l'effort normal calculé lors de la descente de charge menait à un ratio de charge axiale $\nu = 7,29\%$. La charge verticale à appliquer se calcule alors :

$$N_{Ed} = \nu * b_w * l_w * f^*_{cd} = \frac{0,0729 * 200 * 1200 * 20}{10^3} = 350[kN]$$

L'effort tranchant maximal $V_{Ed,max}$ applicable au voile à l'échelle a été déterminé dans le TFE Complémentaire [31] en fonction de la capacité maximale du système de vérins :

$$V_{Ed,max} = 210[kN]$$

On estime ensuite le moment maximal applicable au pied du mur tel que le SSR soit conservé :

$$\begin{aligned} SSR &= \frac{M_{Ed,max}}{V_{Ed,max} * l_w} \\ \Leftrightarrow M_{Ed,max} &= SSR * l_w * V_{Ed,max} \\ \Leftrightarrow M_{Ed,max} &= 3,62 * 1,2 * 210 \\ \Leftrightarrow M_{Ed,max} &= 912,25[kNm] \end{aligned}$$

Pour que le SSR soit conservé d'un voile à l'autre tout en s'assurant que la rupture pourra bien être atteinte lors de l'essai, le mur est dimensionné afin de résister à un effort tranchant $V_{Ed} = 115[kN]$ et à un effort de flexion $M_{Ed} = SSR * l_w * V_{Ed} = 499,56[kNm]$. Le fait de considérer des sollicitations inférieures permet en effet de tenir compte d'une éventuelle sur-résistance des matériaux.

2.3.4 Dimensionnement des armatures

Sur base des dimensions et charges sollicitantes déterminées dans les sous-sections 2.3.2 et 2.3.3, les voiles à préfabriquer en vue des essais peuvent être dimensionnés. La procédure adoptée pour ce dimensionnement est identique à celle développée dans la sous-section 2.2.5, à la différence près que les armatures de confinement sont cette fois calculées en imposant que la ductilité de courbure maximale du mur à l'échelle soit égale à celle calculée pour le mur prototype ($\mu_{\varphi,rupt.} = 7$). Ce dimensionnement est détaillé dans l'annexe B. La figure 2.19 résume la disposition des armatures longitudinales et transversales calculées pour les murs à l'échelle[13].

[13]Notons que ces schémas sont tirés des plans bons pour exécution fournis au préfabriquant. La courbure des armatures y est donc dessinée telle que prévue prévue lors de la mise en oeuvre.

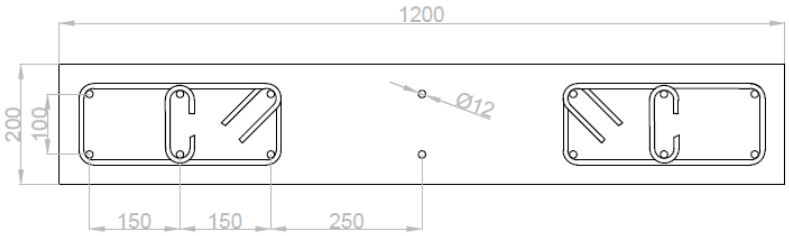


Figure 2.19 – Section typique des voiles à l'échelle. Espacement entre armatures de confinement : $s = 75[mm]$.

2.4 Armatures en alliage à mémoire de forme (SMA)

Comme expliqué précédemment, l'objectif de ce travail est de comparer la réponse de deux voiles parasismiques. Le premier est en béton armé classique, tandis que dans le second, des armatures en alliage à mémoire de forme remplacent l'acier dans la zone la plus sensible, à savoir à la base des zones de rive.

La longueur et la disposition des armatures en alliage à mémoire de forme ont été choisies dans le sens inverse du procédé expliqué ci-dessus : les longueurs et la position prévues pour le mur prototype ont été décidées en fonction des dimensions du voile à l'échelle.

Premièrement, la longueur d'armature dans le mur à l'échelle a été déterminée sur base des considérations suivantes : la sollicitation en flexion du voile entraîne nécessairement le raccourcissement de sa fibre extrême comprimée, et l'allongement de sa fibre extrême tendue. Le dispositif d'essai limite cet allongement à $78,4[mm]$. Nous devons donc nous assurer que, si tout l'allongement de la fibre tendue est repris par les armatures de SMA, celles-ci puissent s'allonger jusqu'à la rupture ($\epsilon_{u,SMA} \approx 16\%$, cf. section 4.1.4) sans dépasser la limite d'allongement tolérée par le dispositif d'essai. Nous calculons donc la longueur maximale d'armature autorisée :

$$\begin{aligned} 0,16 * l_{SMA} &= 78,4[mm] \\ \Leftrightarrow l_{SMA} &= 490[mm] \end{aligned}$$

Après prise en compte de l'impact économique qu'entraîne l'utilisation de SMA dans ce projet, la décision est finalement prise d'utiliser des armatures de $500[mm]$ de longueur. Si l'on tient compte de la solution pratique adoptée pour le couplage des SMA aux armatures en acier classique (figure 2.20), on obtient que la longueur "libre" de SMA dans le voile est de $270[mm]$, ce qui permet un allongement potentiel de $43,2[mm]$ à la rupture.

Le nombre d'armatures à positionner dans le voile à l'échelle a ensuite été choisi tel que celles-ci prolongent uniquement les armatures dans la zone de rive, qui seront les zones les plus fortement sollicitées. On place donc une longueur totale de $8 * 0,5 = 4[m]$ de SMA dans le voile destiné aux essais.

Concernant le voile prototype (qui est le sujet de l'analyse numérique présentée dans la section 3), nous respecterons pour la longueur d'armatures le facteur d'échelle vertical qui a été présenté dans la section 2.3.1. Pour rappel, le rapport de hauteur entre le voile à l'échelle (indice "1") et le voile prototype (indice "2") étant de 2/3, il advient :

$$h_{s,1} = \frac{2}{3} * h_{s,2} = 2[m]$$

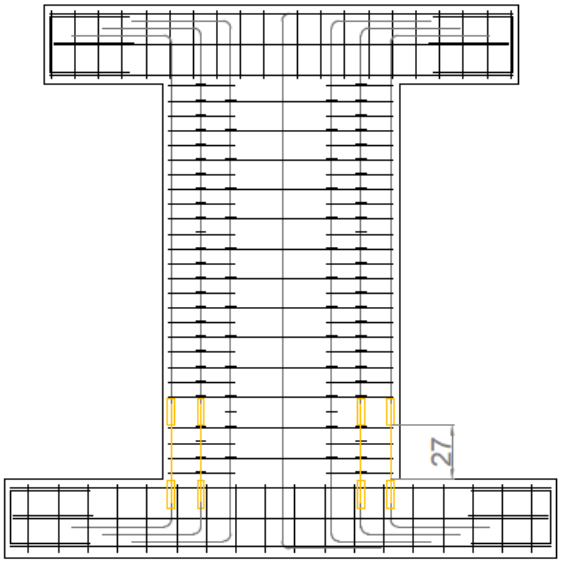


Figure 2.20 – Longueur libre de SMA dans le voile.

Selon le même procédé, la longueur participante d'alliage à mémoire de forme considérée pour la modélisation numérique du voile prototype vaut :

$$l_{SMA,2} = \frac{3}{2} * l_{SMA,1} = 1,5 * 0,27 = 0,405[m]$$

La disposition des SMA du mur prototype est déterminée de façon à respecter le rapport de proportion entre la longueur sur laquelle les armatures sont disposées x_{SMA} et la longueur de section tendue $l_t = l_w - x$. Dans le mur à l'échelle, on a :

$$A = \frac{x_{sma,1}}{l_{t,1}} = \frac{0,24}{0,97} = 0,247$$

Ce ratio doit être conservé dans le mur prototype :

$$x_{sma,2} = A * l_{t,2} = 0,247 * 1,66 = 0,41[m]$$

Il en découle (figure 2.21) que les SMA devront prolonger 6 armatures à chacune des extrémités du voile prototype.

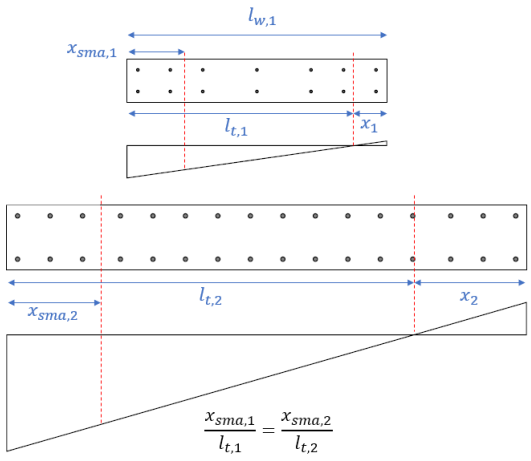


Figure 2.21 – Calcul de la longueur de la zone dans laquelle doivent se trouver des SMA.

2.5 Poutres d'ancrage

Afin d'assurer la transmission des efforts entre le dispositif d'essai et les murs, deux poutres renforcées ont été positionnées aux extrémités supérieures et inférieures des voiles. Pour rappel, ce dispositif d'essai fait l'objet du TFE Complémentaire [31].

La poutre supérieure, également appelée "table supérieure", permet premièrement d'ancrer le voile au système d'application des charges verticales et horizontales du dispositif d'essai à l'aide d'ancrages chimiques forés *in situ*. La poutre inférieure, ou "table inférieure", remplace l'ancrage du voile dans la fondation du bâtiment. Il est donc de première importance que cette poutre reste immobile lorsque les vérins viendront solliciter la table supérieure. À cet effet, quatre réservations transversales ont été prévues dans les plans de coffrage de la table inférieure. Ils permettront de l'ancrer au plancher d'essai à l'aide de barres de précontrainte [31].

Notons que la géométrie de ces deux poutres a été choisie afin que leur raideur soit nettement supérieure à celle du voile. Les armatures présentes dans celles-ci ont été largement surdimensionnées afin d'éviter toute réponse parasite des poutres pouvant altérer la transmission des efforts depuis le dispositif d'essai vers le voile.

Une note de calcul vérifiant le dimensionnement des tables est présentée à l'annexe C. La figure 2.22 montre les dimensions générales adoptées pour les besoins du projet.

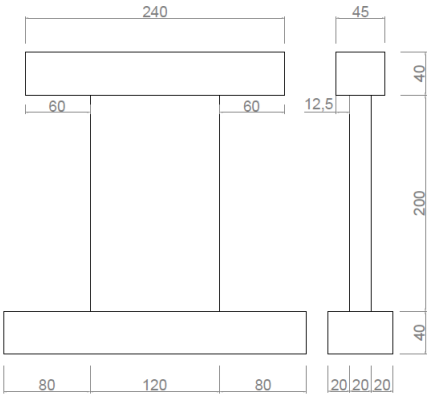


Figure 2.22 – Dimensions générales des deux voiles. Unités : $[cm]$

2.6 Construction

Les plans de coffrage et ferraillage élaborés en vue de la préfabrication se trouvent aux annexes D et E. Après approbation des plans, les deux murs ont été bétonnés à l'horizontale et en deux phases, comme montré sur le schéma 2.23.

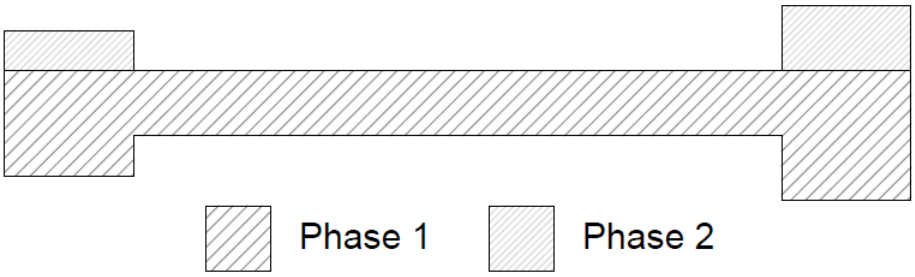


Figure 2.23 – Phases du bétonnage des voiles.

L'utilité d'un bétonnage horizontal est triple. Premièrement, cela a permis d'assurer une reprise idéale du béton à l'interface entre les poutres et le voile. Ensuite, le serrage (vibrage) du béton dans les espaces chargés en armature (typiquement, les zones de confinement) s'en est trouvé facilité, ce qui a permis d'éviter la formation de nids de gravier qui auraient pu diminuer la résistance de l'élément. Enfin, d'un point de vue plus économique, ce procédé a permis à l'entrepreneur de bétonner les deux murs avec un seul et même coffrage, diminuant ainsi le coût de production du projet. Notons que des dispositifs de levage et de basculement des éléments, pesant chacun approximativement 4200$[kg]$, ont également été prévus.

Les figures 2.24, 2.25, 2.26 et 2.27 montrent les étapes de fabrication du voile RC (béton armé uniquement).

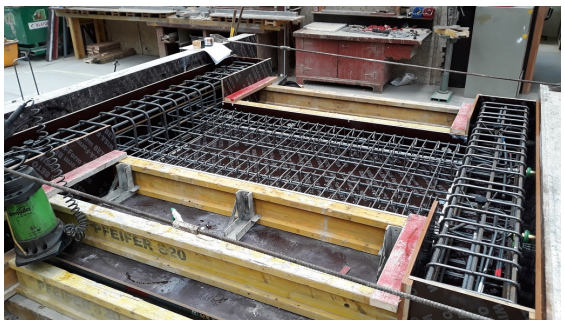


Figure 2.24 – Disposition de la cage d'armature dans le coffrage.



Figure 2.25 – Détail du système d'armatures de confinement.

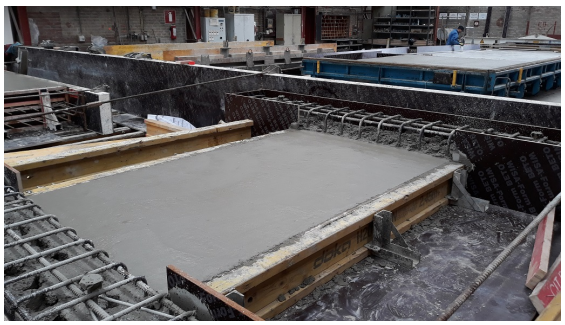


Figure 2.26 – Bétonnage du voile RC (phase 1).



Figure 2.27 – Voile RC après décoffrage.

Le voile contenant les SMA a été fabriqué selon le même procédé. Notons cependant que pour ce voile, une non-conformité avec les plans de ferraillage a été remarquée : les armatures longitudinales situées au centre du voile n'étaient pas disposées l'une en face de l'autre. Bien que

signalé à l'entrepreneur, ce désaxement n'était pas récupérable dans son entièreté. Le décalage résiduel après correction (figure 2.28), pourrait expliquer une éventuelle réponse dissymétrique du voile SMA lors des essais. La figure 2.29 montre la disposition des armatures en alliage à mémoire de forme dans le voile.



Figure 2.28 – Désaxement de l'une des armatures longitudinales par rapport au centre du voile.

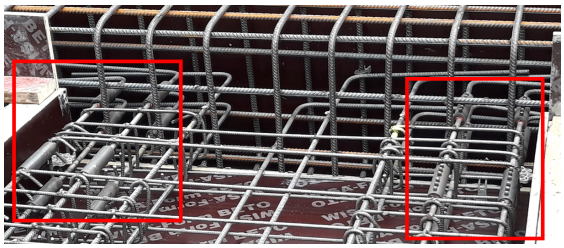


Figure 2.29 – Armatures SMA disposées au pied du voile.

3 Modélisations numériques

L'implémentation de modèles numériques représentatifs du comportement réel des deux voiles poursuit deux objectifs. En plus de permettre la prédiction de la réponse des murs durant les tests expérimentaux, ils permettent en effet de déterminer le protocole de déplacements à appliquer à chacun des deux murs. Le processus permettant d'élaborer ce protocole est décrit à la section 3.3.

Les deux sous-sections qui suivent visent à expliquer les principes théoriques sur lesquels se base les modélisations numériques effectuées, et sont en grande partie basées sur le cours d'analyse non-linéaire des structures[14] donné par K.Beyer, J.P.Almeida et D.Tarquini à l'École Polytechnique Fédérale de Lausanne (Suisse)[15]. Les sous-sections suivantes présenteront l'ensemble des étapes nécessaires à l'élaboration des modèles définitifs ainsi que leurs résultats attenants.

3.1 Analyse non-linéaire des structures

Lorsqu'on veut étudier le comportement à la rupture et la réponse ductile de structures, l'analyse linéaire élastique, qui n'est alors plus représentative de la réalité, ne suffit plus. Il faut alors passer à l'analyse non-linéaire qui, elle, reflète mieux le comportement réel de la structure. Elle se base dans notre cas sur des modèles d'éléments finis non-linéaires utilisant des éléments poutres. Ceux-ci ont l'avantage de donner des temps d'analyse assez courts ainsi que des résultats faciles à interpréter, directement dans les grandeurs nécessaires pour le dimensionnement (effort normal, effort tranchant et moment). L'analyse non-linéaire prend également en compte les non-linéarités géométriques et matérielles.

Non-linéarité matérielle : Il s'agit du moment où le comportement d'un matériau ne répond plus à la loi de Hooke : la courbe contrainte-déformation n'est plus linéaire. Cette non-linéarité s'applique au niveau du modèle constitutif qui régit la réponse du matériau (voir section 3.5.1).

Non-linéarité géométrique : Elle est associée aux structures subissant de grands déplacements. En effet, l'hypothèse des petits déplacements[16] sur laquelle se base l'élasticité linéaire n'est plus vérifiée. Les déplacements ne sont alors plus linéairement proportionnels aux charges.

3.2 Types d'éléments utilisés

Pour les analyses non-linéaires réalisées dans ce TFE, comme mentionné à la section 3.1, les éléments employés seront des éléments poutres se basant sur la théorie des poutres d'Euler-Bernoulli[17] (voir Figure 3.1). Parmi ceux-ci, il y a plusieurs possibilités, et le choix du type d'éléments dans la modélisation structurale influence beaucoup les résultats obtenus. Ceci est dû à la méthode avec laquelle ils calculent les forces et les déplacements à l'échelle de l'élément et de la structure, ainsi que les contraintes et déformations à l'échelle de la section dans les fibres des matériaux. Sont décrits ci-après les grands principes des deux types les plus utilisés : l'élément basé sur les déplacements (*Displacement-based*, "DB" dans la suite de ce document) et l'élément basé sur les forces (*Force-based*, "FB" dans la suite de ce document) . La présentation d'une variante de l'élément DB, qui sera utilisée dans le cadre de ce TFE pour la modélisation,

[14] http://edu.epfl.ch/coursebook/en/nonlinear-analysis-of-structures-CIVIL-449

[15] Pour information, une partie de ce cours nous a été donné par J.P. Almeida de manière informelle durant le premier quadrimestre de l'année académique 2018-2019.

[16] L'hypothèse des petits déplacements stipule que la géométrie initiale et la géométrie déformée de la structure doivent rester proches.

[17] La théorie des poutres d'Euler-Bernoulli ajoute à la théorie de Timoshenko, qui dit que les sections planes restent planes, que les sections restent perpendiculaires à l'axe de la poutre.

suivra ensuite : l'élément basé sur les déplacements et équilibré axialement (*Displacement-based axially equilibrated*, "DB-AE" dans la suite de ce document).

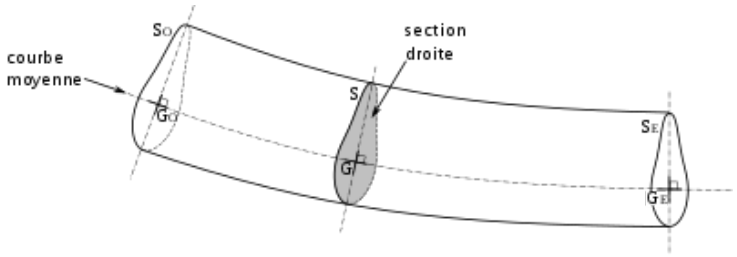


Figure 3.1 – Théorie des poutres d'Euler-Bernoulli

Plasticité distribuée

Les éléments FB et DB sont ce qu'on appelle des éléments à plasticité (ou à inélasticité) distribuée. C'est l'inverse de la plasticité concentrée qui ne permet des déformations inélastiques qu'à des endroits prédéterminés, c'est-à-dire aux extrémités des éléments. Ici, comme l'explique Calabrese [7], les déformations plastiques peuvent se répartir sur l'ensemble de l'élément car définies au niveau des fibres de la section, dans les modèles constitutifs des matériaux la composant. L'élément est alors modélisé avec un certain nombre de sections de contrôle (ou sections d'intégration) dans lesquelles le comportement inélastique est intégré pour obtenir l'inélasticité globale de la structure.

Les principaux avantages de la plasticité distribuée sont, d'une part, qu'il n'y a pas de longueur prédéfinie où l'inélasticité peut se produire vu que n'importe quelle section peut se plastifier, et d'autre part que les interactions moment-force axiales sont directement modélisées. Cette approche est donc plus représentative de la réalité, même si elle demande plus de ressources informatiques (temps d'analyse, mémoire etc.). La figure 3.2 illustre la différence entre les deux types de plasticité. On observe que la colonne de gauche est en plastification concentrée alors que les suivantes sont en plastification distribuée.



Figure 3.2 – Illustration de la plasticité concentrée et distribuée (source : EPFL)

Équations différentielles constitutives de la théorie des poutres d'Euleur-Bernoulli en deux dimensions

La théorie des poutres d'Euler-Bernoulli s'appuie sur deux équations : l'équation d'équilibre des forces (3.1) et l'équation de compatibilité des déformations (3.2). La résolution de la première se base sur des conditions naturelles aux frontières, et servira aux formulations des éléments FB (3.2.2). La résolution de la seconde se base sur des conditions essentielles aux frontières, et servira quant à elle aux formulations des éléments DB (3.2.1).

$$\mathbf{Ds}(x) + \mathbf{p}(x) = 0 \iff \begin{bmatrix} \partial/\partial x & 0 \\ 0 & -\partial^2/\partial x^2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} N(x) \\ M_z(x) \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} q_x(x) \\ q_y(x) \end{bmatrix} = 0 \tag{3.1}$$

avec $\mathbf{D}$ la matrice de transformation, $\mathbf{s}(x)$ les forces sectionnelles ($N(x)$ est l'effort normal et $M_z(x)$ est le moment fléchissant) et $\mathbf{p}(x)$ la matrice de forces dans l'élément ($q_x(x)$ et $q_y(x)$ sont les forces selon l'axe x et y).

$$\mathbf{e}(x) = \mathbf{D}^{ajd}\mathbf{d}(x) \iff \begin{bmatrix} \epsilon_0(x) \\ \chi_z(x) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \partial/\partial x & 0 \\ 0 & \partial^2/\partial x^2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_{x0}(x) \\ u_{yo}(x) \end{bmatrix} \tag{3.2}$$

avec $\mathbf{e}(x)$ les déformations sectionnelles ($\epsilon_0(x)$ l'allongement axial et $\chi_z(x)$ la courbure), $\mathbf{D}^{adj}$ la matrice de transformation et $\mathbf{d}(x)$ le vecteur des déplacements généralisés dans l'élément ($u_{x0}(x)$ et $u_{y0}(x)$ sont les déplacements selon l'axe x et y).

Les matrices de transformation $\mathbf{D}$ et $\mathbf{D}^{adj}$ sont liées par le principe de contragradience[18] :

$$D_{ij}^{adj} = \frac{d^k}{dx^k} = (-1)^{k+1} D_{ji} \tag{3.3}$$

La figure 3.3 est tirée du cours d'analyse non-linéaire des structures. Elle illustre les différents niveaux d'analyse et les étapes nécessaires pour déterminer les forces résistantes P_r sur base des déplacements U de la structure. Ce cheminement prend tout son sens si l'on considère qu'en cas de séisme, ce sont les déplacements imposés à la structure qui y génèrent des forces (et donc des dégâts).

3.2.1 Displacement-based element

Comme expliqué précédemment et dans le travail de J.P.Almeida [5], les formulations des éléments DB se basent sur les équations différentielles de compatibilité des déformations de la théorie des poutres d'Euler-Bernoulli, avec des conditions essentielles aux frontières. Le principe est d'imposer le champ de déplacement et de calculer, par application du principe des déplacements virtuels, les forces telles que l'énergie soit équivalente dans les éléments. D'un point de vue implémentation en éléments finis, il s'agit d'une procédure directe de détermination puisqu'on se trouve dans le sens normal de calcul. La méthode consiste à prendre un champ de déplacements imposés le long de l'élément, puis de le traduire en un déplacement sectionnel axial par des fonctions d'interpolations linéaires de Lagrange et en un déplacement sectionnel transversal par des polynômes cubiques d'Hermite. Cela donne le long de l'élément une courbure χ_z linéaire et une déformation axiale ϵ_0 constante. En connaissant la courbure et la déformation axiale, on peut calculer de manière exacte la déformation dans chaque fibre de la section, et donc la contrainte dans chacune via la loi constitutive du matériau correspondant.

[18] Si une transformation est connue, par exemple de l'échelle locale vers l'échelle globale, la transformation des forces sera la transposée de celle des déformations, à condition que les deux ensembles de forces et de déplacements soient conjugués et vice-versa. Une telle transformation est appelée contragradience, sous les conditions de conjugaison. Conjugués signifie que la paire force-déplacement ne produit du travail que dans la direction du déplacement.

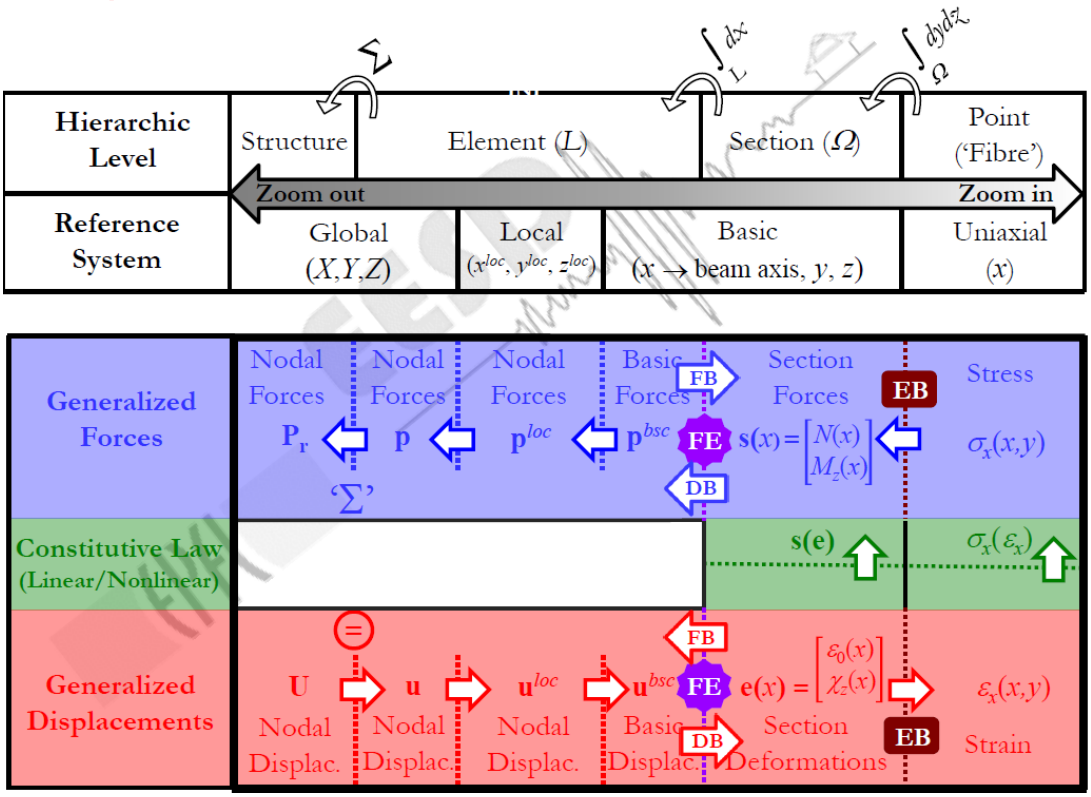


Figure 3.3 – Illustration des étapes entre les forces résistantes et les déplacements de la structure (source : EPFL)

Le problème est que l'équilibre n'est vérifié qu'en moyenne sur un élément. Cela mènera donc à des variations irréalistes de la force axiale entre deux sections d'intégrations à l'échelle de l'élément. Les éléments DB ne donnent donc des résultats exacts que pour des éléments avec des matériaux au comportement linéaire élastique soumis à des forces nodales. Pour des analyses non-linéaires et/ou avec des charges en travée, les résultats ne seront pas exacts. Étant donné qu'en pratique, on ne peut imposer une déformation exacte à la structure car celle-ci voudra en réalité se déformer de la manière qui minimise l'énergie, les forces résistantes calculées par les élements DB seront toujours surestimées, donnant une réponse théorique plus rigide. Pour réduire cette erreur, le seul moyen de rapprocher les résultats de la réalité est d'augmenter le nombre d'éléments entre les deux noeuds considérés, ce qui aura comme contrepartie de ralentir les analyses.

En résumé, on peut retenir que les éléments DB surévaluent les forces et déplacements à l'échelle de l'élément et donc de la structure. Le profil de courbure sera quant à lui linéaire le long de l'élément et donc peu représentatif de la réalité dans la zone plastique d'éléments poutres.

Dans le cadre de ce TFE, au vu des désavantages pré-cités, les éléments DB ne seront pas utilisés dans les modèles définitifs. Pour étudier le comportement des voiles, le choix s'est porté sur leur variante, les éléments DB-AE, présentés à la section 3.2.3.

3.2.2 Force-based element

Les formulations des éléments FB se basent sur les équations différentielles d'équilibre des forces de la théorie des poutres d'Euler-Bernoulli, avec des conditions naturelles aux frontières,

comme mentionné précédemment. Inversement aux éléments DB, le principe est cette fois d'imposer le champ de forces et de calculer, par le principe des forces virtuelles, les déplacements d'énergie équivalente dans l'élément. Le champ des forces est obtenu via la solution exacte des équations différentielles d'équilibre. Pour un chargement nodal, cela correspond à un moment fléchissant M_z linéaire et une force axiale N constante le long de l'élément.

Pour ce qui est de l'implémentation en éléments finis, la continuité des déplacements inter-éléments est plus compliquée à imposer. On doit donc passer par un algorithme itératif basé sur le transfert de déformation résiduelle de l'échelle de la section à l'échelle de l'élément. On calcule pour chaque itération du déplacement la matrice de rigidité via son inverse, la matrice de flexibilité $f^{sect} = (k^{sect})^{-1}$. C'est pourquoi les éléments FB sont aussi appelés éléments basés sur la flexibilité. Ici, contrairement aux éléments DB, on laisse la structure se déformer comme elle le désire sous l'effet d'une force imposée. C'est pourquoi l'avantage des éléments FB est de toujours donner des résultats exacts en termes de courbure et de force-déplacement à l'échelle de l'élément -et donc à l'échelle de la structure- peu importe le comportement du matériau. Ceci est dû au fait que les fonctions d'interpolations correspondantes satisfont exactement les équations d'équilibre de la poutre. Par rapport aux éléments DB, un seul élément entre deux noeuds considérés est donc nécessaire. Pour augmenter la précision, on peut simplement augmenter le nombre de sections de contrôle dans l'élément. D'un autre côté, comme ils sont basés sur la théorie des poutres d'Euler-Bernoulli, les contraintes et déformations dans les matériaux seront surévaluées pour des éléments n'ayant pas tout à fait la géométrie d'une poutre (comme des murs dans notre cas).

En résumé, et à l'inverse des éléments DB, la courbure, les forces et les déplacements à l'échelle de l'élément seront correctement estimés, alors que les contraintes et déformations dans les matériaux seront surévalués, à l'échelle de la section.

En pratique, comme ce sera présenté dans la section 3.6 et dans la section 3.7, nous n'utiliserons les éléments FB que pour les éléments se trouvant au-dessus du mur du rez-de-chaussée, que ce soit dans le cas du mur réel ou dans celui du mur test. Ce choix a été motivé par le fait que les éléments FB ont tendance à surestimer les valeurs à l'échelle de la section, alors qu'une analyse à cette échelle est nécessaire dans les voiles du rez-de-chaussée.

Un seul élément FB sera employé entre deux noeuds considérés, avec 5 sections[19] de contrôle placées aux points d'intégration de Gauss-Lobatto. Ceux-ci ont l'avantage de placer une section aux extrémités d'un élément, là où le moment est le plus important.

La figure 3.4 illustre les résultats en termes de courbure et de force axiale pour des éléments DB ou FB.

3.2.3 Displacement-based axially-equilibrated element

Cette variante des éléments DB classiques a été proposée dans l'article de Tarquini et al. [28]. L'idée du DB-AE est venue de l'observation [14] que, dans la réalité, le profil de courbure dans la zone plastique de murs RC est approximativement linéaire, et donc bilinéaire le long de tout le mur. Cela ne correspond donc pas à la réponse théorique fournie par les éléments FB.

[19] Le minimum recommandé pour simuler la réponse non-linéaire de structures est de 4 sections d'intégration [22], nous en utilisons 5 pour en avoir une au centre de l'élément.

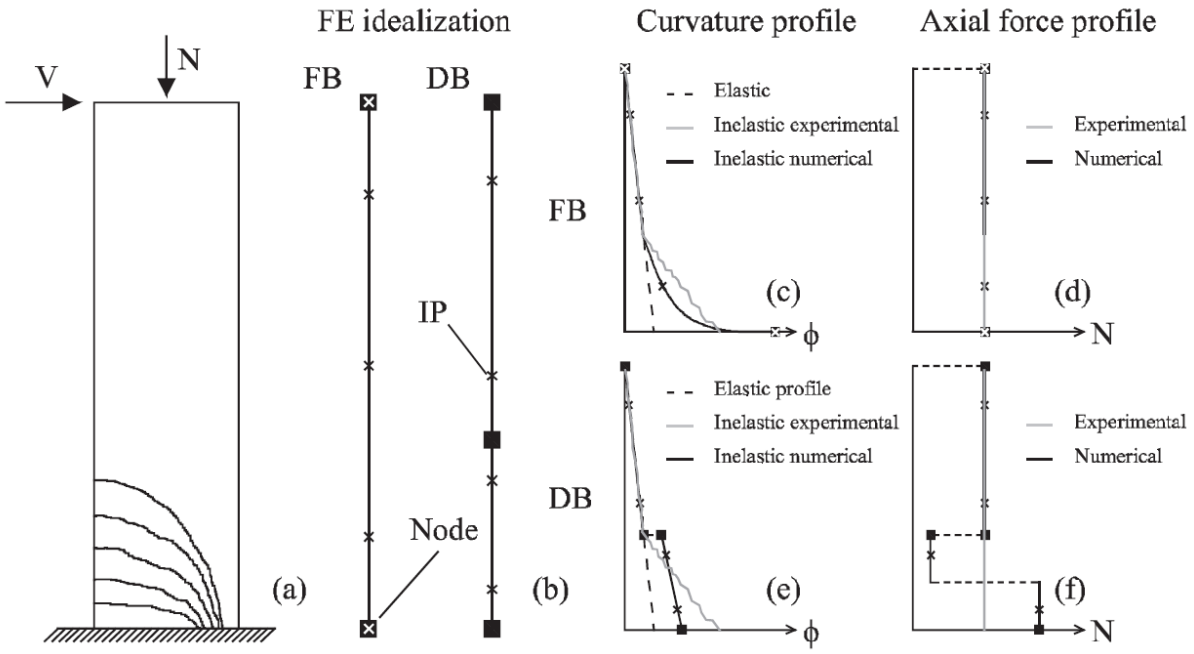


Figure 3.4 – Comparaison entre élément DB et FB pour un mur RC soumis à une charge normale N et horizontale V [28]

Pour rappel, et comme expliqué à la section 3.2.1, les éléments DB ne vérifient l'équilibre que sous forme de moyenne, ce qui mène à des prédictions de forces et de déformations erronées du fait des mauvaises hypothèses sur le déplacement axial. L'élément DB-AE garde le principe d'un élément DB, qui impose un profil de courbure linéaire, mais en vérifiant strictement l'équilibre des forces axiales le long de l'élément. Il efface ainsi le point négatif des éléments DB de ne calculer cet équilibre que sous forme de moyenne.

L'article de Tarquini et al.[28] démontre qu'avec deux éléments DB-AE, dont le premier représente la hauteur de la zone plastique, le profil de courbure bilinéaire le long de l'élément, le comportement global de la structure en termes de forces et de déplacements ainsi que les contraintes et déformations dans les matériaux à l'échelle locale sont correctement capturés.

Ce nouveau type d'élément permet donc de calculer de manière plus rigoureuse les grandeurs qui seront analysées dans le cadre de ce TFE. Seulement, comme la vérification de l'équilibre axial à chaque itération vient ralentir l'analyse, nous limitons leur utilisation dans la zone la plus importante : le mur du rez-de-chaussée. Comme prescrit dans l'article, nous utiliserons 4 sections d'intégration de Gauss-Lobatto. Pour les éléments des étages supérieurs, nous employons des éléments FB.

3.3 Calcul du protocole d'essai

Comme annoncé dans l'introduction de cette section, le second objectif de la modélisation, après la prédiction comportementale des murs, est de permettre la détermination des protocoles d'essai cycliques quasi-statiques en termes de déplacements à imposer en tête des murs test (voir section 4.3), soit à deux mètres de haut. Ce procédé a été répété de la même manière pour le mur RC et le mur RC+SMA.

Le but est de déterminer un protocole à appliquer à chaque mur, (réel et de test) de telle sorte que leur réponse en termes de ductilité de courbure soient identiques (voir section 2.3.1). Pour

ce faire, on part du protocole de déplacements relatif à chacun des murs prototypes. Celui-ci est déterminé sur base de la réponse de son modèle dynamique lorsqu'un accélérogramme lui est appliqué. On calcule ensuite un nouveau protocole pour chaque mur test, tel que la réponse en termes de ductilité de courbure $\mu_\varphi(t)$ (éq. 2.30) soit identique à celle du prototype. Un schéma expliquant l'élaboration du protocole est repris à la figure 3.5, et les étapes suivies sont décrites ci-dessous. À noter que lorsqu'on parle de modélisation avec le mur test, il s'agit toujours de la partie du rez-de-chaussée du mur réel mise à l'échelle, donc d'un voile de deux mètres de haut, (voir section 3.5.5).

1. Avec les dimensions du mur réel (voir section 2.2) et du mur test (voir section 2.3), on calcule grâce à un modèle statique monotonique (voir section 3.6.1 pour le mur RC et annexe G.5.1 pour le mur RC+SMA) le *yielding displacement* Δ_y de chaque mur. La méthode de calcul employée est décrite à la section 3.6.1. Cette grandeur est définie comme le déplacement à imposer à l'élément pour observer sa plastification. Les *yielding curvature* φ_y respectifs des murs sont également déterminé de cette manière, en utilisant le graphe moment-courbure à la base du mur.

2. Ensuite, une analyse dynamique est réalisée sur le voile entier de quatre étages (voir section 3.6.2 pour le mur RC et annexe G.5.2 pour le mur RC+SMA). À cette fin, des accélérogrammes représentatifs de la sismicité voulue pour notre bâtiment [31] sont imposés à la structure réelle. Pour chacun d'entre eux le déplacement $y(t)$ en fonction du temps est mesuré en tête du mur du rez-de-chaussée, soit à trois mètres de haut.

3. Sur base de ces déplacements $y(t)$ et via le procédé expliqué dans le TFE complémentaire [31], un protocole en termes de ductilité de déplacement $\mu_{\Delta,reel}(t)$ à imposer en tête du mur réel du rez-de-chaussée a été calculé. Cette ductilité est donnée par :

$$\mu_\Delta(t) = \frac{\Delta(t)}{\Delta_y} \tag{3.4}$$

4. Ce protocole est appliqué dans un modèle statique cyclique (voir section 3.6.3 pour le mur RC et annexe G.5.3 pour le mur RC+SMA) sur le mur réel du rez-de-chaussée. On en ressort la réponse cyclique en termes de ductilité de courbure $\mu_\varphi(t)$. Ce sont ces valeurs qui doivent être les mêmes dans les résultats d'analyses statiques cycliques des deux murs (mur réel et mur de test).

5. Une fois l'histoire de ductilité de courbure $\mu_\varphi(t)$ à appliquer au mur test connue, un calcul itératif sur son modèle statique cyclique (voir section 3.6.4 pour le mur RC et annexe G.5.4 pour le mur RC+SMA) permet de trouver le protocole à imposer en termes de ductilité de déplacement $\mu_{\Delta,test}(t)$. La réponse du mur test reproduira alors la même histoire de ductilité de courbure $\mu_\varphi(t)$ que le mur réel au fil des cycles. En multipliant ces valeurs de ductilité de déplacement par la limite élastique de déplacement $\Delta_{y,test}$ du mur test, on trouve finalement les déplacements à imposer en tête du mur test pour chaque cycle.

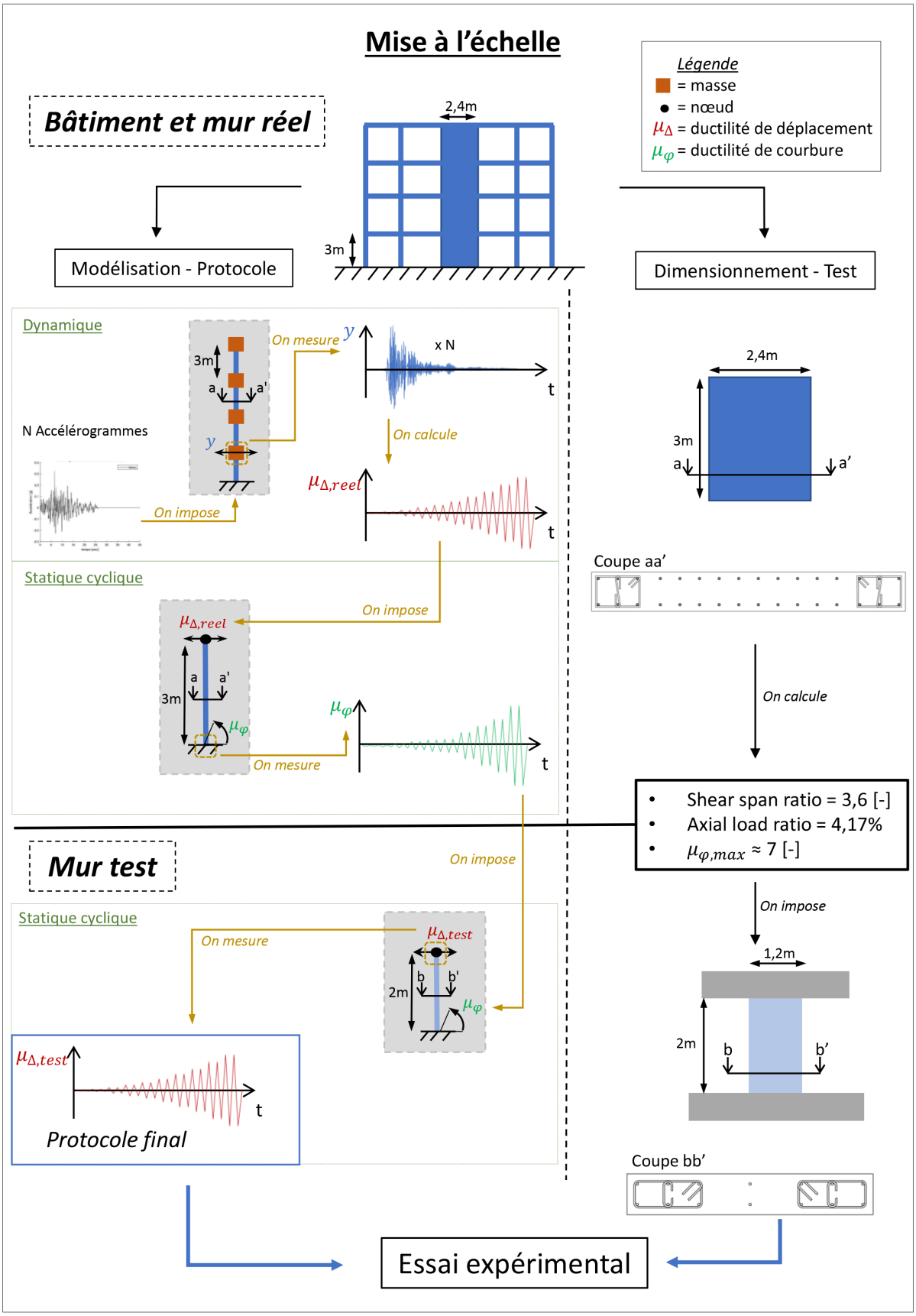


Figure 3.5 – Processus de mise à l'échelle et de calcul du protocole

3.4 Softwares de modélisation utilisés

3.4.1 Seismostruct®

Seismostruct®[20] (voir figure 3.6) est un programme de calcul par éléments finis qui permet la modélisation et l'étude du comportement de structures à larges déplacements sous charges statiques ou dynamiques, tout en prenant en compte les non-linéarités géométriques et le comportement inélastique des matériaux. Ses avantages sont la facilité de modélisation grâce à son interface graphique simple d'utilisation, et l'analyse directe des résultats dans le post-processeur. Celui-ci permet de visualiser graphiquement les quantités désirées ainsi que d'en récupérer directement les valeurs.

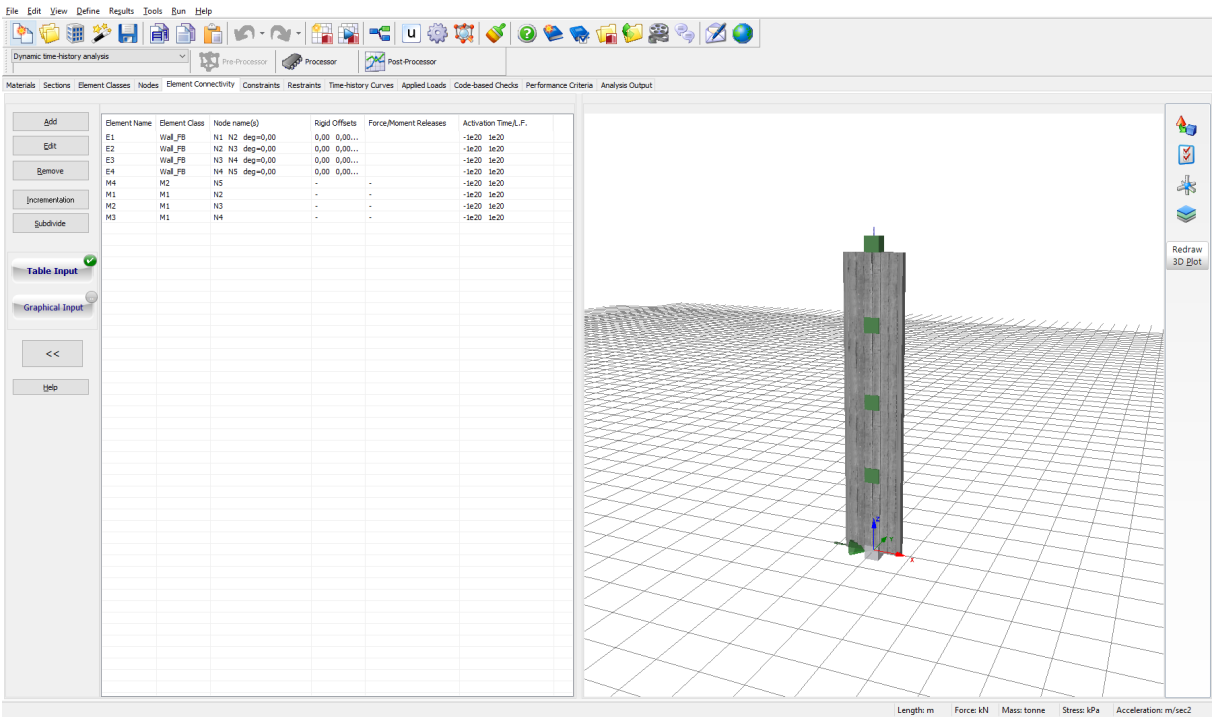


Figure 3.6 – Modélisation dynamique du mur réel avec Seismostruct®

Malheureusement, il s'avère impossible de définir une section avec deux armatures différentes comme c'est le cas pour le mur RC+SMA. De plus, les éléments DB-AE ne sont pas encore implémentés dans le programme. Son utilisation se limitera donc à la modélisation du mur RC, et seulement avec des éléments FB ou DB, dont les résultats serviront à faire une comparaison avec ceux d'OpenSees. Si celle-ci s'avère assez proche, elle nous permettra de nous montrer plus confiants envers nos résultats (voir section 3.5.7).

3.4.2 Abaqus™

Tout comme Seismostruct®, Abaqus™ est un programme de calcul par éléments finis. Malheureusement, le modèle constitutif du SMA en a été enlevé. Après plusieurs recherches, il parait très compliqué d'implémenter nous-même un modèle constitutif dans ce programme. Il a donc été abandonné pour la modélisation.

[20] https://www.seismosoft.com/seismostruct-prod

3.4.3 OpenSees

OpenSees[21] (pour "Open System for Earthquake Engeneering Simulation") est également un programme orienté-objet de calcul par éléments finis pour la modélisation de structures soumises à des tremblements de terre, mais sous le format open source et en language C++ dans des fichiers au format TCL (Tool Command Language[22]). Il offre l'avantage de permettre à l'utilisateur de créer une analyse structurale "de A à Z" en définissant lui-même, sur base d'une librairie disponible en ligne, tous les paramètres de modélisation, d'analyse et d'extraction des données. Aussi, et contrairement à Seismostruct®, les éléments DB-AE sont implémentés dans le software et pourront donc être utilisés.

En contrepartie de pouvoir définir manuellement l'ensemble des paramètres du projet dans des scripts TCL, OpenSees, qui doit être lancé par invite de commande dans Windows, ne possède ni interface graphique, ni unités prédéfinies. Cela peut donc rapidement mener à des erreurs de modélisation, d'où l'utilité de comparer les résultats avec ceux d'un autre programme (Seismostruct® en l'occurrence). De plus, il produit uniquement des fichiers de sorties (extension ".out") reprenant tous les résultats que l'utilisateur choisit d'enregistrer. La charge de travail à fournir avant de pouvoir visualiser graphiquement et analyser les résultats est donc plus importante. Ce travail de traitement a été opéré via le logiciel Matlab dans le cadre de ce TFE. Enfin, il n'est pas possible de modéliser explicitement des étriers dans un élément en béton armé. Il a donc fallu définir manuellement les zones de béton confiné (plus résistant et plus ductile), c'est-à-dire les deux zones de rives dans notre mur, et les zones de béton non confiné, c'est-à-dire la zone d'âme et l'enrobage dans notre mur.

3.5 Modèle OpenSees

Afin de prédire avec le plus de précision possible les résultats expérimentaux et ainsi se rapprocher au plus de la réalité, la configuration et l'optimisation de nos modèles ont été réalisées en plusieurs étapes, décrites dans la suite de cette section. L'ensemble des scripts TCL réalisés pour arriver aux résultats présentés à la section 3.6 pour le mur RC et à la section 3.7 pour le mur RC+SMA sont disponibles à l'annexe J.2.

3.5.1 Définition des modèles constitutifs des matériaux

Dans un premier temps, des valeurs théoriques de caractéristiques des différents matériaux (béton, acier et SMA) ont été utilisées pour réaliser les modèles numériques. Des essais mécaniques (voir 4.1) ont par la suite été réalisés sur ces matériaux au LEMSC, permettant ainsi de calculer les valeurs exactes nécessaires au calibrage des modèles constitutifs à utiliser dans les modèles numériques définitifs.

Béton

Le modèle constitutif de béton choisi pour OpenSees est celui de Popovics [23] (Figure 3.7), qui inclut une dégradation linéaire de la rigidité dans un cycle charge-décharge. Les différents paramètres nécessaires à sa définition ont été calculés suite à des essais de compression et de traction sur les cubes de béton reçus de CIT-Blaton. Ces essais ont été réalisés après 28 jours de curage, comme décrit dans la section 4.1.1. Comme mentionné précédemment, étant donné que les étriers ne peuvent être modélisés explicitement, il a fallu définir (voir section 4.1.2) des paramètres différents (résistance en compression f_{cc}, déformation sous compression maximale

[21] http://opensees.berkeley.edu/
[22] https://www.tcl.tk/
[23] http://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Concrete04_Material_--_Popovics_Concrete_Material

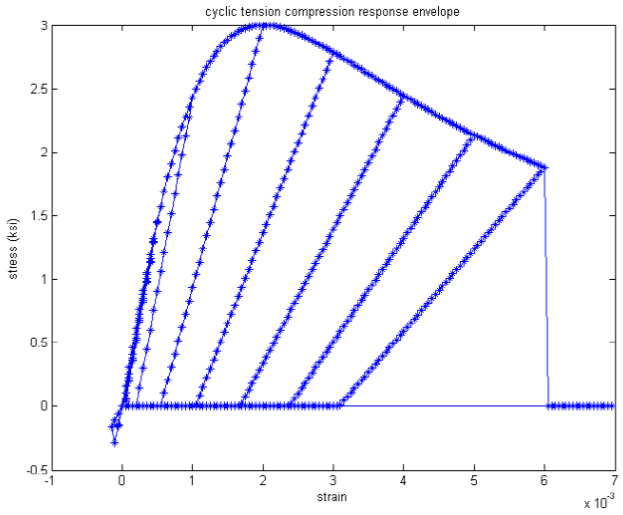


Figure 3.7 – Modèle de Popovics pour le béton (source : OpenSees)

ϵ_{cc0} et déformation ultime ϵ_{ccu}) pour le béton dans les zones confinées (zones de rive), que pour le béton des zones non-confinées (zones d'âme et d'enrobage), comme l'illustre la figure 3.8.

f_c $[MPa]$	f_{cc} $[MPa]$	ϵ_{c0} [%]	ϵ_{cc0} [%]	ϵ_{cu} [%]	ϵ_{ccu} [%]
39,3	47,16	0,231	0,462	0,4	2,4
E_c $[GPa]$		f_{ct} $[MPa]$		ϵ_{ct} [%]	
36,83		3,48		0,0283	

Table 3.1 – Valeurs des paramètres pour le modèle de béton de Popovics

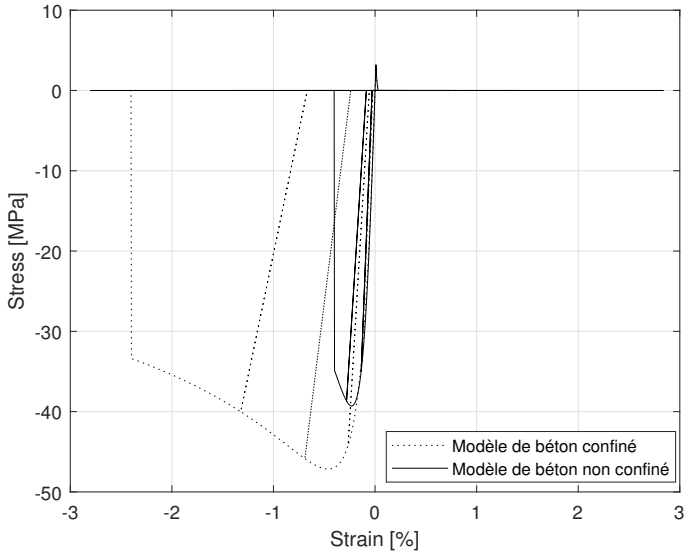


Figure 3.8 – Diagramme contrainte-déformation du béton confiné et non confiné des modèles

Acier

En ce qui concerne l'acier, le modèle offrant le plus de facilité de convergence des analyses pour notre utilisation est celui de Giuffré-Menegotto-Pinto [24]. Il s'agit d'un modèle avec écrouissage isotrope prenant en compte l'effet Bauschinger qui est brièvement expliqué dans la section 4.1.3. Comme le démontre la figure 3.9, celui-ci ne permet pas de reproduire exactement la courbe contrainte-déformation de l'acier utilisé en réalité dans nos murs. Les paramètres ont été ajustés (tableau 3.2) en faisant correspondre la valeur de contrainte dans le modèle avec celle de l'essai mécanique pour 14%, soit la déformation à la contrainte maximale dans l'acier utilisé. En pratique, pour les modèles définitifs, nous avons limité la déformation maximale dans l'acier à 8,4%, soit $0,6\epsilon_{su}$, comme le suggèrent Priestley et al.[25] [8].

f_{ys} $[MPa]$	E_s $[GPa]$	b $[-]$	R_0 $[-]$	$CR1$ $[-]$	$CR2$ $[-]$	ϵ_u [%]
517	185	0,0043	20	0,925	0,8	8,4

Table 3.2 – Valeurs des paramètres pour le modèle d'acier de Giuffré-Menegotto-Pinto

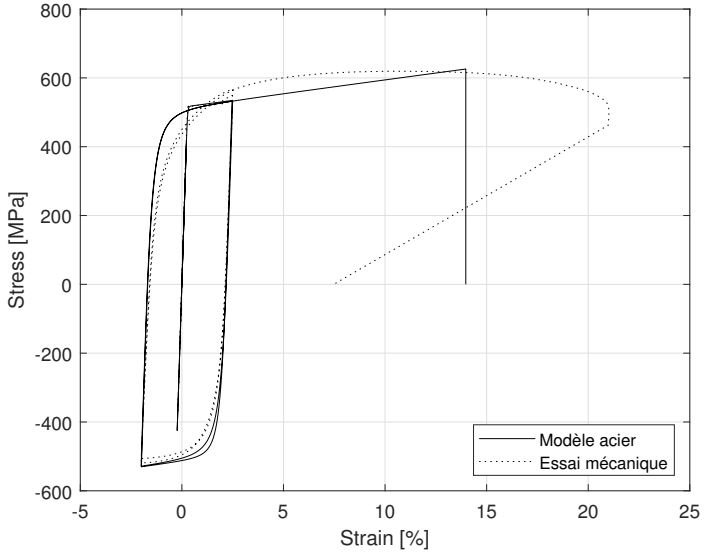


Figure 3.9 – Diagramme contrainte-déformation de l'acier testé et des modèles

SMA

Les modèles constitutifs existants par le passé pour les SMA ont malheureusement été retirés de la bibliothèque OpenSees il y a quelques années. La courbe contrainte-déformation utilisée sera donc celle d'un matériau auto-centrant[26] (voir Figure 3.10), ayant une forme hystérétique de "drapeau". La force maximale applicable dans les coupleurs étant de $68,45$ $[kN]$ (voir section

[24] http://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Steel02_Material_--_Giuffr%C3%A9-Menegotto-Pinto_Model_with_Isotropic_Strain_Hardening

[25] En test cyclique, étant donné que d'une part la déformation effective ultime est réduite par les pics de contraintes de compression, et que d'autre part l'armature devient plus sujette au flambement en compression lorsque des déformations de tractions sont apparues, utiliser la valeur de déformation à la contrainte maximale ϵ_{su} devient inapproprié. En effet, celle-ci est réduite de manière significative à cause des cycles de fatigue engendrés par ces phénomènes. Priestley et al. proposent donc de prendre $\epsilon_s = 0,6\epsilon_{su}$

[26] http://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/SelfCentering_Material

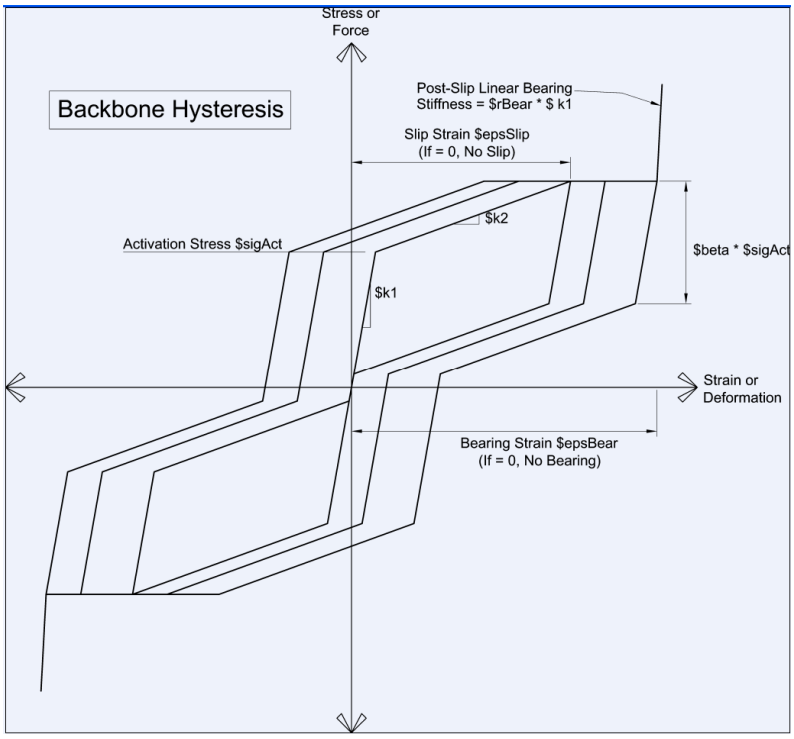


Figure 3.10 – Modèle SelfCentering utlilisé pour le SMA (source : OpenSees)

4.2), soit $540,33$ $[MPa]$ pour une section de SMA de $126,67$ $[mm^2]$ ($12,7$ $[mm]$ de diamètre), on déduit avec cette valeur et via les résultats d'essai cyclique (voir section 4.1.4) que la déformation maximale acceptable dans le SMA au-delà de laquelle le coupleur mécanique se rompra sera de 6,43%. Les paramètres repris dans le tableau 3.3 ont été introduits pour capturer au mieux le comportement de l'alliage dans cette portion du graphe, illustré sur la figure 3.11. Notons qu'au-delà de cette valeur, le modèle ne permettant pas de simuler une déformation résiduelle plastique au matériau, le comportement du modèle ne représenterait plus de manière fidèle celui du matériau réel. En effet, comme le montre la figure 4.8, la déformation résiduelle dans le matériau n'est plus nulle dès qu'on dépasse 4% de déformation dans un cycle. Aussi, le modèle constitutif étant symétrique, le comportement du SMA est le même en compression qu'en traction.

$k1$ $[GPa]$	$k2$ $[GPa]$	$sigAct$ $[MPa]$	beta $[-]$
290	0,9	320	0,9
ϵ_{slip} [%]	ϵ_{bear} [%]	r_{bear} $[-]$	ϵ_{su} [%]
0	5	0,44885	6,43

Table 3.3 – Valeurs des paramètres pour le modèle du matériau auto-centrant du SMA

3.5.2 Définition de la section

Toutes les dimensions des différentes parties de la section (armatures, zones de rive confinées, zones d'âme et d'enrobage non-confinées) devant être définies dans le programme mais sans pouvoir les vérifier visuellement, un schéma de celle-ci disponible dans l'annexe G.1 a été tracé via Matlab pour contrôler la conformité par rapport au dimensionnement final des deux sections (voir figure 2.14 pour le mur réel et voir figure 2.19 pour le mur test).

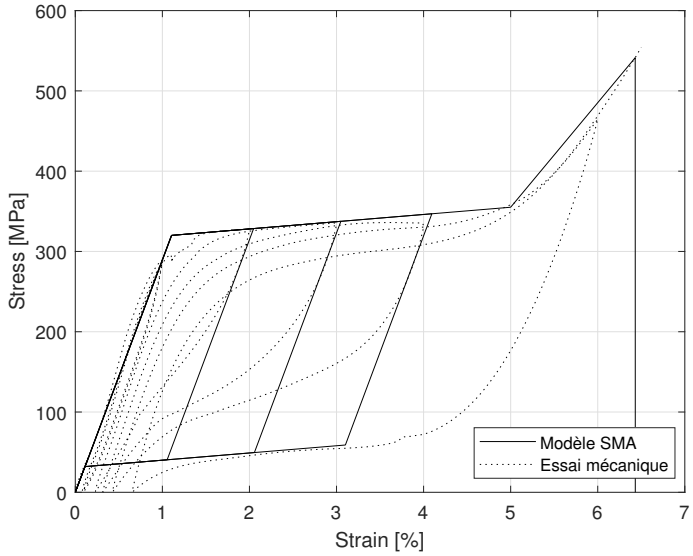


Figure 3.11 – Diagramme contrainte-déformation du SMA testé et des modèles

3.5.3 Définition des éléments

Comme exprimé à la section 3.2, trois types d'éléments sont à disposition pour la modélisation des murs. En pratique, seuls deux ont été utilisés : des éléments FB pour les zones au-dessus des murs du rez-de-chaussée et des éléments DB-AE pour représenter les murs du rez-de-chaussée. Les paramètres définis pour ceux-ci sont tels qu'expliqués à la section 3.2.

Élements DB-AE

Pour rappel, les éléments DB-AE donnent des résultats plus corrects en termes de moment-courbure et force-déplacement à l'échelle de l'élément, et de contrainte-déformation dans les fibres à l'échelle de la section. Mais en contrepartie, ils ralentissent de façon importante les analyses (voir 3.2.3). Ils ont donc été appliqués pour toute la hauteur du mur du rez-de-chaussée, zone sur laquelle se concentrent nos analyses.

Comme prescrit dans les travaux de Tarquini [29], afin de capturer la bilinéarisation de la courbure le long du mur, un premier élément est inséré entre la base du mur et deux fois[27] la hauteur de rotule plastique équivalente L_p. Un deuxième élément est ensuite placé entre cette hauteur et celle du mur du rez-de-chaussée. La valeur de L_p est calculée via Priestley et al. [8] :

$$L_p = kL_s + 0,2l_w + L_sp$$

avec

1. Pour le mur réel :
    - un facteur qui tient compte de la propagation de plasticité due à l'écrouissage de l'acier $k = 0,2(f_u/f_y - 1)$ avec $f_u = 620\,[MPa]$ et $f_y = 517\,[MPa]$;
    - la longueur de pénétration de contrainte dans la fondation $L_{sp} = 0,022 f_y d_{bl}$ avec $d_{bl} = 20\,[mm]$ le diamètre des armatures ;

[27] Ce facteur 2 tient compte du fait que le profil de courbure n'est pas constant mais plutôt approximativement linéaire dans la zone inélastique. $2L_p$ se trouve donc être une bonne estimation de la hauteur à laquelle le profil de courbure plastique intersecte le profil de courbure élastique [29]

- la longueur du mur $l_w = 2400\ [mm]$;
- la hauteur valant le shear span ratio ($SSR = 3,6$) multiplié par l_w : $L_s = 8640\ [mm]$ (voir section 2.3.1) ;
- on trouve donc $L_p = 1051,743\ [mm]$.

2. Pour le mur test :

- $k = 0,2(f_u/f_y - 1)$ avec $f_u = 620\ [MPa]$ et $f_y = 517\ [MPa]$) ;
- $L_{sp} = 0,022 f_y d_{bl}$ avec $d_{bl} = 12\ [mm]$;
- $l_w = 1200\ [mm]$;
- le shear span $L_s = 4322\ [mm]$;
- cela donne $L_p = 548,71\ [mm]$.

3.5.4 Charge normale appliquée

Comme décrit à la section 2.2.2, la partie du voile se situant au rez-de-chaussée se verra appliquer un effort normal de $1050,32\ [kN]$ pour le mur réel et de $349,93\ [kN]$ pour le mur test. On applique cet effort à la tête du mur du rez-de-chaussée dans le cas d'analyse statique, alors qu'il est réparti entre les 4 étages lorsque le voile de l'ensemble du bâtiment est représenté pour l'analyse dynamique.

3.5.5 Configuration des modèles statiques

Pour l'ensemble des analyses statiques (cyclique et monotonique), les modèles ont été réalisés de telle sorte que ce soit les déplacements qui soient imposés, comme c'est le cas pour les tests expérimentaux.

Comme l'illustre la figure 2.10, il y a 3 efforts sollicitants dans le voile. Le premier, l'effort normal, vient de la descente de charge de la structure et est donc directement appliqué à la tête du mur (voir section 3.5.4). Les deux autres, l'effort tranchant V et le moment fléchissant M, sont liés entre eux par le Shear Span ($L_s = M/V = SSR * l_w$) tel qu'expliqué dans la section 2.2.3. En effet, le moment appliqué en tête du mur vaut la force horizontale appliquée en ce point multipliée par la hauteur à laquelle la force horizontale s'applique en réalité dans le voile entier. Cette hauteur vaut le SSR multiplié par la longueur du mur l_w. On a donc :

$$M = V((SSR\ * l_w) - h_s) \tag{3.5}$$

Étant donné qu'il n'est pas possible d'appliquer ces efforts de manière reliée dans le modèle, une alternative a été mise en place, illustrée la figure 3.12 : on impose les déplacements à cette hauteur L_s, tout en mesurant le déplacement à la tête du mur et la réaction d'effort tranchant à la base du mur pour vérifier qu'on obtient les valeurs désirées. De cette manière, en plus de l'effort tranchant repris à la base du mur, le moment est lui aussi appliqué à la tête du mur, et on reproduit bien les conditions des tests expérimentaux. Le tableau 3.4 reprend les valeurs des hauteurs pour chacun des deux murs, réel et de test.

Notons que l'élément employé pour lier la tête du mur à la hauteur L_s est un élément FB composé de la même section que le mur correspondant modélisé, mais avec des armatures répondant à une loi constitutive complètement élastique. Cela permet de faciliter la convergence des analyses étant donné que l'acier ne rentre jamais en plastification, évitant donc l'apparition de non-linéarités matérielles dans cet élément qui au final n'est pas l'objet de nos analyses.

Mur réel		Mur de test	
h_s $[m]$	3	h_s $[m]$	2
SSR $[-]$	3,6	SSR $[-]$	3,6
l_w $[m]$	2,4	l_w $[m]$	1,2
L_s $[m]$	8,64	L_s $[m]$	4,32

Table 3.4 – Hauteurs L_s et h_s pour chaque mur

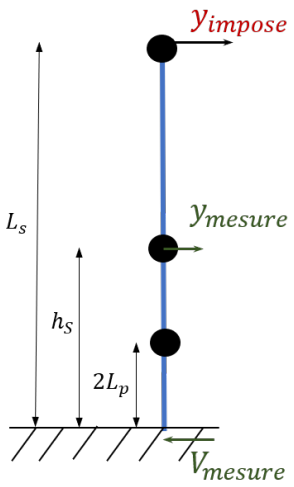


Figure 3.12 – Principe des modèles statiques

3.5.6 Configuration des modèles dynamiques

Dans le cas d'analyses dynamiques, ce sont des accélérogrammes qui sont imposés à la base de la structure, tout en mesurant le déplacement de la tête du mur du rez-de-chaussée en fonction du temps (figure 3.13). Pour rappel, ce sont ces données qui permettent, via la méthode décrite dans le TFE complémentaire [31], de déterminer le protocole statique cyclique à appliquer au mur réel et donc de continuer le processus décrit à la figure 3.5. Les déplacements en tête du mur, après avoir été mesurés, vont être lissés et triés via l'algorithme de Rainflow [11].

Nous interpolons ensuite une courbe de forme exponentielle passant par les pics de déplacements, pour finalement déterminer les pics croissants des cycles en termes de ductilité de déplacement μ_Δ atteignant cette courbe. À noter que chaque pic de ductilité de déplacement est imposé deux fois, puisqu'on ne l'incrémente qu'un cycle sur deux.

Pour représenter le voile soumis à un séisme comme un oscillateur à plusieurs degrés de liberté, les masses calculées à la section 2.2.3 sont appliquées à chaque étage du mur de quatre étages. Celles-ci représentent pour rappel l'ensemble des charges latérales pour chaque étage que le voile devra reprendre en cas de séisme.

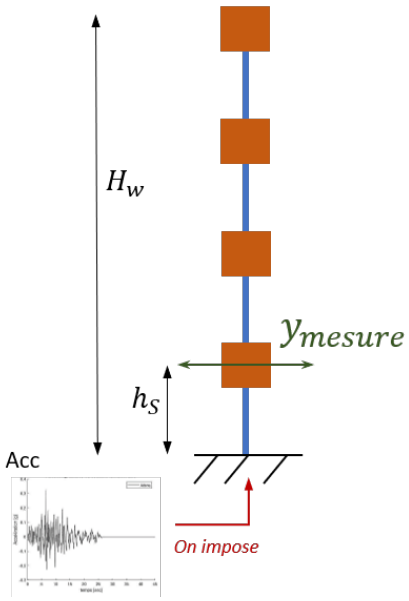


Figure 3.13 – Principe des modèles dynamiques

Il faut également définir les paramètres d'amortissement en fonction des modes de vibration de la structure. En effet, en dynamique, la structure va amortir ses déplacements en dissipant de l'énergie, d'une part via les matériaux qui la constituent et leur loi constitutive respective, et d'autre part, même si dans une moindre mesure, par les autres éléments composant le bâtiment (colonnes, poutres, parachèvement etc.). Pour rappel, l'équation de mouvement d'un système à plusieurs degré de liberté est donnée par :

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{U}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{U}}(t) + \mathbf{P}_r(\mathbf{U}(t)) = -\mathbf{M}\mathbf{J}\ddot{\mathbf{u}}_g(t) \tag{3.6}$$

avec $\mathbf{M}$ la masse, $\ddot{\mathbf{U}}(t)$ l'accélération, $\mathbf{C}$ la matrice d'amortissement, $\dot{\mathbf{U}}(t)$ la vitesse, $\mathbf{P}_r(\mathbf{U}(t))$ les forces résistantes en fonction des déplacements structuraux $\mathbf{U}(t)$, $\mathbf{J}$ le vecteur colonne valant 1 (si le DDL est dans la direction du séisme) ou 0 (si le DDL n'est pas dans la direction du séisme) pour chaque degré de liberté, et $\ddot{\mathbf{u}}_g(t)$ l'accélération du sol.

Dans l'équation 3.6, c'est le terme $\mathbf{P}_r(\mathbf{U}(t))$ qui va prendre en compte la dissipation de l'énergie des matériaux du voile. On doit donc y ajouter explicitement la contribution du reste du bâtiment dans l'amortissement, et c'est le terme $\mathbf{C}$ qui va la prendre en compte. En prime, celui-ci permet de faciliter la convergence des analyses.

Dans OpenSees, cette dissipation d'énergie complémentaire est définie via un amortissement de Rayleigh[28] :

$$\mathbf{C} = a_0\mathbf{M} + a_1\mathbf{K} \tag{3.7}$$

avec $\mathbf{M}$ la matrice des masses, $\mathbf{K}$ la matrice de rigidité, a_0 l'amortissement proportionnel à la masse (*Mass Proportionnal Damping*, ou MPD) et a_1 l'amortissement proportionnel à la rigidité (*Stiffness Proportionnal Damping*, ou SPD). Le premier, a_0 peut être représenté comme si chaque masse était reliée à un support externe fictif par un ressort linéaire. Le deuxième, a_1, peut quant à lui être interprété comme si le voile d'un étage dissipait de l'énergie par des ressorts linéaires connectés aux autres étages. Leurs valeurs respectives sont définies comme :

$$a_0 = \xi\frac{2\omega_i\omega_j}{\omega_i + \omega_j} \tag{3.8}$$

[28] http://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Rayleigh_Damping_Command

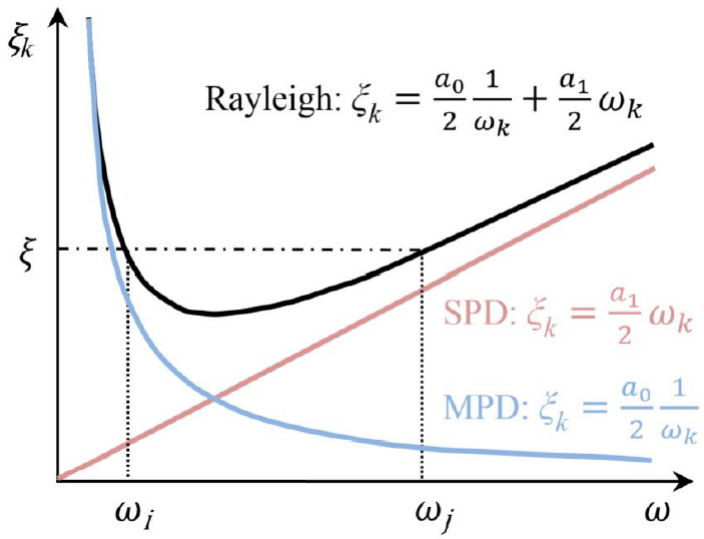


Figure 3.14 – Amortissement de Rayleigh

$$a_1 = \xi \frac{2}{\omega_i + \omega_j} \tag{3.9}$$

avec ξ le pourcentage d'amortissement qu'on applique à la structure, ω_i et ω_j les deux fréquences des modes de vibrations contribuant à l'amortissement.

La figure 3.14 illustre la courbe d'amortissement de Rayleigh en fonction des fréquences des modes de vibration, et la contribution des deux termes a_0 et a_1. La valeur de ξ utilisée varie souvent entre 1 et 2%. Après plusieurs essais, il s'avère que définir $\xi = 2\%$ tout en utilisant les fréquences des deux premiers modes de vibration permet d'aider à la convergence des analyses. Ce sont donc ces valeurs qui ont été gardées. Les valeurs de ω_i et ω_j seront définies en simulant les modes de vibration de la structure ainsi que leur période d'oscillation respective (voir section 3.6.2 pour le mur RC et annexe G.5.2 pour le mur RC+SMA).

3.5.7 Comparaison des résultats avec Seismostruct®

Afin de nous assurer de la justesse des modèles produits, une comparaison des résultats avec un modèle équivalent de Seismostruct® a été menée pour chaque type d'analyse (voir section 3.6) du mur RC réel et de test, en prenant soin de ne pas utiliser des éléments DB-AE dans OpenSees puisqu'ils ne sont pas implémentés dans Seismostruct®. On trouve ci-dessous la comparaison des déplacements de la tête du mur du rez-de-chaussée réel durant une analyse dynamique (figure 3.16) ainsi que l'analyse statique monotonique du mur test (figure 3.17). L'ensemble de ces comparaisons se trouvent dans l'annexe G.2. Dans les comparatifs, on peut observer que les résultats, quoique très proches, ne sont pas exactement les mêmes. Cela peut être expliqué par les différences existantes entre les deux softwares, comme par exemple :

- le modèle de béton utilisé dans Seismostruct® est celui de Mander et al. dont la dégradation de rigidité dans un cycle charge décharge n'est pas linéaire, comme c'est le cas pour celui de Popovics. Une comparaison entre les deux modèles est observable à la figure 3.15 ;
- contrairement à OpenSees, dans Seismostruct® on ne peut pas imposer de déformation ultime du béton au-delà de laquelle sa résistance tombe à zéro. En effet, la contrainte continue de diminuer selon une exponentielle inversée (voir figure 3.15).

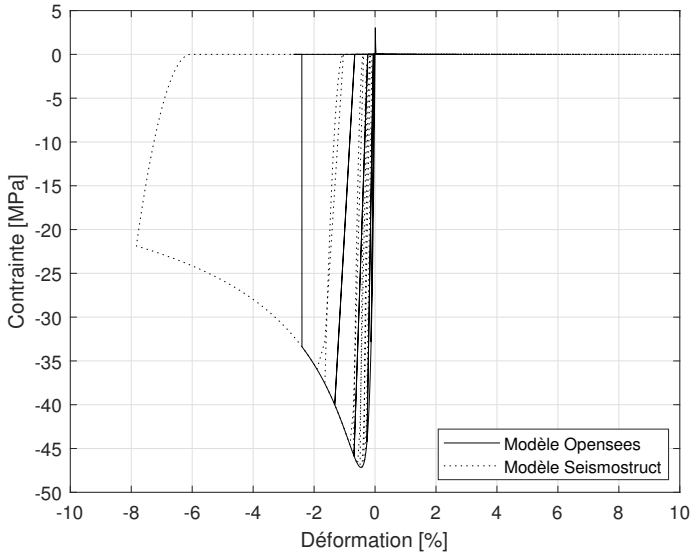


Figure 3.15 – Comparaison des modèles de béton d'OpenSees et de Seismostruct®

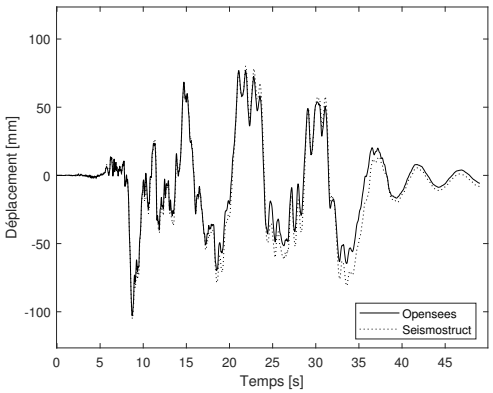


Figure 3.16 – Comparaison entre Seismostruct® et OpenSees d'une analyse dynamique sur le mur réel

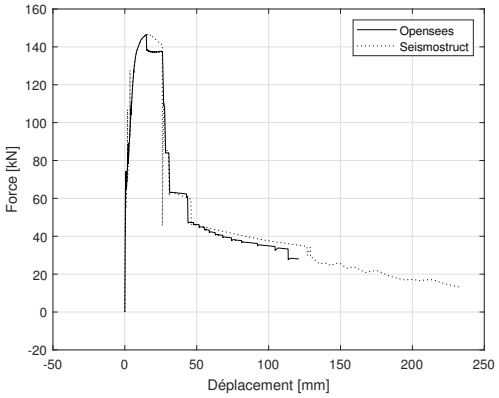


Figure 3.17 – Comparaison entre Seismostruct® et OpenSees d'une analyse monotonique sur le mur test

- il n'y a qu'un seul facteur général de confinement pour le béton des zones de rives que l'on peut imposer dans Seimostruct (il est initialement calculé automatiquement), là où on peut choisir les facteurs pour n'importe quel paramètre du modèle constitutif dans OpenSees (voir tableau 3.1)
- en choisissant le nombre de fibres dans une section, la discrétisation se fait automatiquement dans Seismostruct®, alors que celle-ci est entièrement définie par l'utilisateur dans OpenSees

3.6 Modèle RC - Analyses menées

3.6.1 Analyses statiques monotoniques des murs RC

L'utilité d'une analyse statique monotonique est d'obtenir une enveloppe des résultats que produirait un test cyclique. Dans ce cas-ci, elle va nous permettre de calculer pour chacun des murs, à partir de leur graphe force-déplacement respectif, la limite élastique de déplacemnt

(*"yielding displacement"* ou YD dans la suite de cette section) Δ_y et à partir de leur graphe moment-courbure respectif la limite élastique de courbure (*"yielding curvature"* ou YC dans la suite de cette section) φ_y. La méthode pour déterminer le premier, proposée par Park [23], est basée sur l'équivalence d'absorption élasto-plastique. En résumé, il s'agit de faire varier la pente d'une droite ayant pour origine le point (0,0) tel que les deux aires suivantes soient égales :

- L'aire se trouvant entre la courbe monotonique et la droite de pente variable, allant de l'origine jusqu'au croisement de celles-ci ;
- L'aire délimitée entre la droite de pente variable, la courbe monotonique et la droite horizontale.

La droite horizontale est tracée à la hauteur de la force maximale atteinte lors de l'essai. La valeur du YD est prise comme l'abscisse du point d'intersection entre la droite de pente variable et la droite horizontale lorsque l'égalité entre les aires est vérifiée. On applique exactement le même principe, mais en utilisant le graphe moment-courbure, pour calculer le YC. Ces deux valeurs, pour chacun des murs, permettront d'afficher les résultats des autres modèles en termes de ductilité de déplacement μ_Δ et ductilité de courbure μ_φ, en divisant leur grandeur respective par le YD ou le YC (éq. 2.30 et 3.4). Le paragraphe suivant illustre la méthode appliquée pour le calcul du YD du mur RC réel, le détail de l'ensemble des résultats pour les murs RC se trouvant à l'annexe G.3.

Calcul du YD du mur RC réel $\Delta_{y,reel}$: On trouve, en traçant la courbe force-déplacement illustrée à la figure 3.18 et 3.19, $\Delta_{y,reel} = 11,0049mm$.

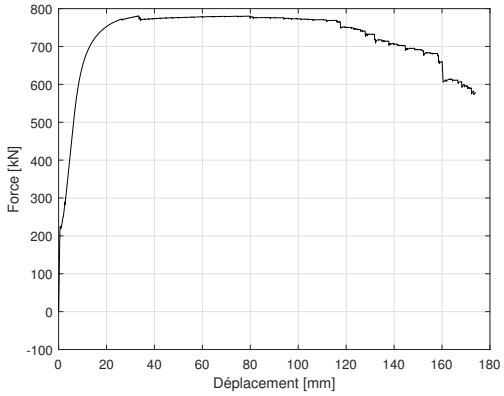


Figure 3.18 – Réaction à la base en fonction du déplacement à la tête du mur RC réel

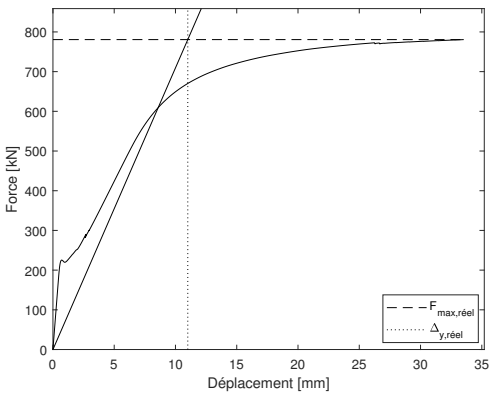


Figure 3.19 – Calcul du YD du mur réel RC

Le tableau 3.5 reprend l'ensemble des YC et YD calculés pour les deux murs RC :

$\Delta_{y,reel}[mm]$	$\varphi_{y,reel}[mm^{-1}]$	$\Delta_{y,test}[mm]$	$\varphi_{y,test}[mm^{-1}]$
$11,0049$	$2,5166\ .10^{-6}$	$6,9144$	$4,1867\ .10^{-6}$

Table 3.5 – YC et YD pour les deux murs RC

On compare les valeurs de YC des deux murs avec celles calculées par la formule d'approximation proposée par Priestley [8] :

$$\varphi_y = 2\epsilon_y / l_w \tag{3.10}$$

avec ϵ_y la déformation de plastification et l_w la longueur du mur. On trouve $\varphi_{y,reel} = 2,33.10^{-6}$ $[mm^{-1}]$ pour le mur RC réel et $\varphi_{y,test} = 4,66.10^{-6}$ $[mm^{-1}]$ pour le mur RC de test. Les résultats étant très proches, on peut donc les valider et garder ceux donnés par la méthode décrite ci-dessus.

3.6.2 Analyses dynamiques du mur RC réel

Une fois les valeurs des YC et YD des deux murs RC calculées, nous procédons à l'analyse dynamique qui, pour rappel, représente la réponse de l'ensemble du voile du bâtiment de quatre étages. Les masses appliquées aux 3 premiers étages valent $183,2$ $[T]$ et celle appliquée au dernier étage est de $139,5$ $[T]$ (voir section 2.2.3). Comme expliqué à la section 3.3, onze accélérogrammes représentatifs de la sismicité voulue pour notre bâtiment ont été imposés au modèle dynamique. Seules les données de ceux dont l'analyse a donné des résultats exploitables ont été conservés, soit neuf accélérogrammes sur les onze dans le cas du mur RC. Les deux autres, produisant des déplacements dans le voile trop faibles que pour être utilisés par la méthode de calcul du protocole n'ont pas été retenus. La norme est bien respectée puisqu'elle impose d'utiliser au moins 7 accélérogrammes.

Paramètres d'amortissement

On commence par calculer les deux premiers modes de vibration et leur période correspondante, nécessaires pour déterminer les paramètres d'amortissement. Ces valeurs ont été comparées à celles mesurées avec le programme Seismostruct® pour plus de certitude, et on peut voir dans l'annexe G.2 qu'elles sont effectivement très proches. Les résultats obtenus se trouvent dans le tableau 3.6.

$T1[s]$	$T2[s]$	$a_0[-]$	$a_1[-]$
$0,62767$	$0,10197$	$0,34445$	$5,584.10^{-4}$

Table 3.6 – Valeurs des paramètres pour l'amortissement du mur RC réel

Résultats et détermination du protocole d'essai pour le mur RC réel

Les déplacements en fonction du temps ayant été enregistrés, il fut possible de procéder à la détermination du protocole cyclique en termes de ductilité de déplacement à appliquer à la tête du rez-de-chaussée du mur réel. Les déplacements pour une des neuf analyses ayant convergé sont disponibles, avec l'accélérogramme correspondant, aux figures 3.20 et 3.21 (l'ensemble des réponses se trouvent dans le TFE complémentaire [31]), et le protocole ainsi calculé est repris à la figure 3.22.

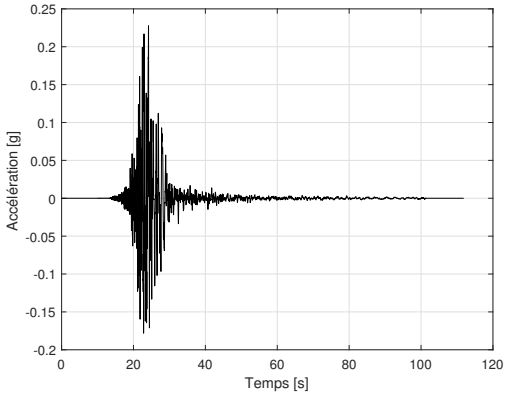


Figure 3.20 – Accélérogramme de Modena imposé à la structure

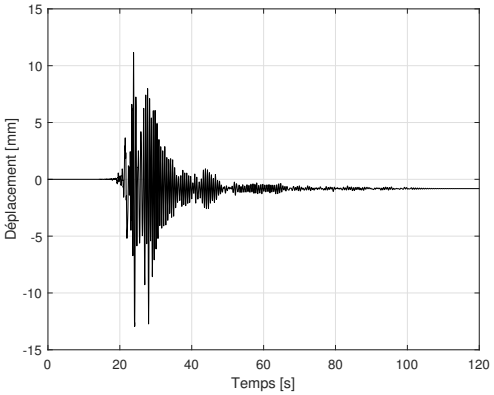


Figure 3.21 – Déplacement de la tête du mur RC réel du rez-de-chaussée avec l'accélérogramme de Modena

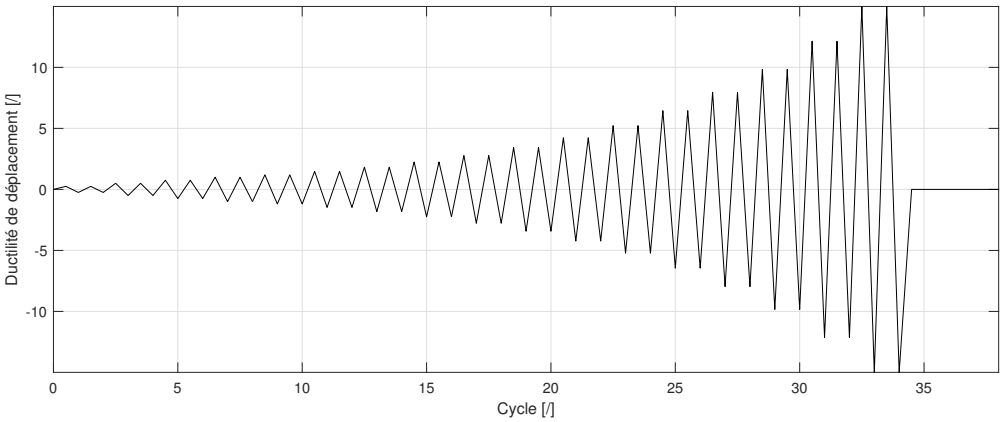


Figure 3.22 – Protocole en ductilité de déplacement pour le mur RC réel

3.6.3 Analyses statiques cycliques du mur RC réel

Après avoir retraduit le protocole calculé à la section précédente en termes de déplacements (i.e., en le multipliant par son yielding displacement $\Delta_{y,reel} = 11,0043\ [mm]$ (voir équation 3.4)), on l'applique maintenant à un modèle statique cyclique du mur réel du rez-de-chaussée. Pour ce modèle, comme expliqué à la section 3.5.5, le déplacement qu'on impose se trouve à la hauteur d'application L_s alors que le protocole donne les déplacements à imposer à la hauteur h_s. Des itérations ont donc du être réalisées afin de trouver les cycles de déplacements à imposer à la hauteur L_s qui reproduisent à la tête du mur h_s le protocole déterminé. La figure 3.23 illustre la différence entre les déplacements de la tête du mur et ceux à la hauteur L_s en fonction des cycles.

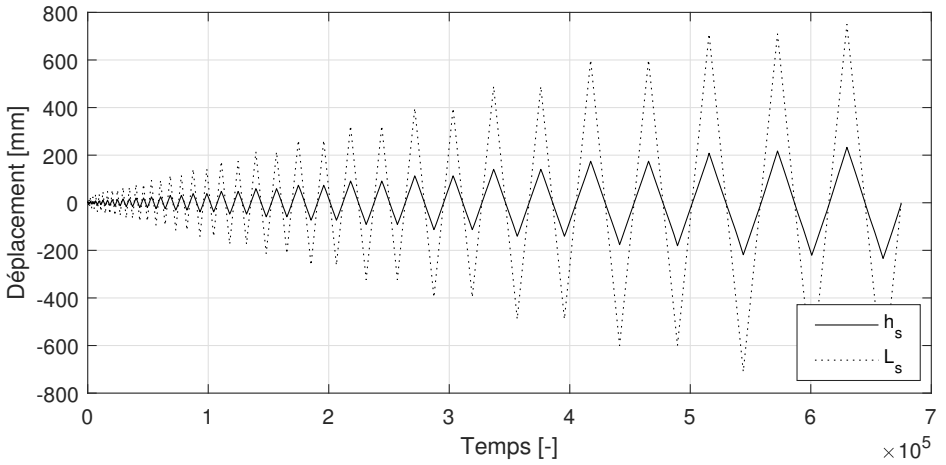


Figure 3.23 – Déplacement du mur RC réel à la hauteur $L_s = SSR * l_w$ et à la hauteur h_s durant l'analyse numérique

Ayant reproduit le protocole adéquat, on peut maintenant exprimer les cycles en termes de ductilité de courbure à la base du mur. Ce sont ces valeurs, illustrées à la figure 3.24, qu'on va chercher à reproduire dans le mur test.

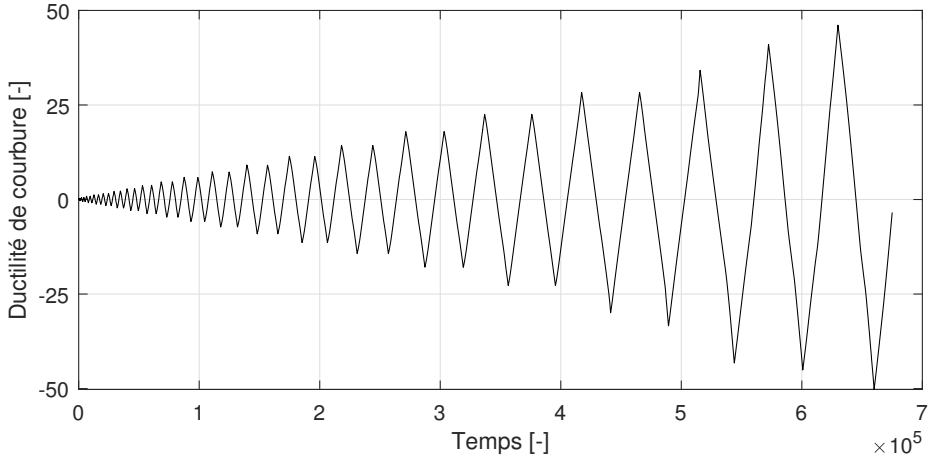


Figure 3.24 – Ductilité de courbure à la base du mur RC réel durant l'analyse numérique

3.6.4 Analyses statiques cycliques du mur RC de test

Maintenant qu'on dispose de l'histoire de ductilité de courbure (voir figure 3.24) à reproduire dans l'essai cyclique du mur RC de test, il faut calculer le protocole en termes de déplacements à imposer à la tête de ce mur, et donc aussi en termes de déplacements à imposer à la hauteur $L_s = SSR.l_w$ pour le modèle, qui produira les mêmes valeurs. Ce calcul s'effectue par itération via un code Matlab disponible à l'annexe J.1 : on cherche pour chaque cycle le pic de déplacement à la tête du mur h_s ainsi qu'à la hauteur L_s qui produisent la ductilité de courbure cible. On ajoute ce pic de déplacement au protocole et on calcule la valeur du cycle suivant, pour arriver à construire les deux histoires de déplacement finales : celle à la hauteur L_s (voir annexe G.4.1) utile pour tester le protocole sur les modèles et analyser les résultats théoriques, et celle à la tête du mur h_s (voir figure 3.25) qui sera celle qu'on imposera au mur RC de test lors de l'essai expérimental.

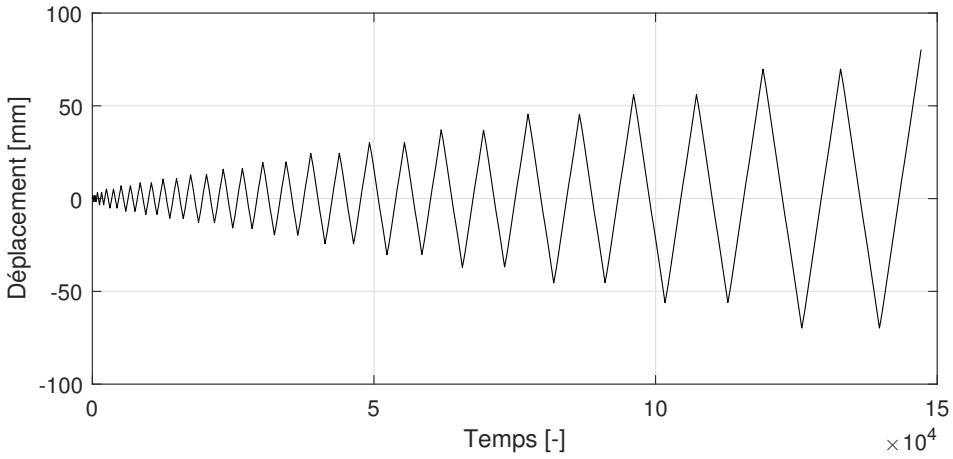


Figure 3.25 – Protocole de déplacement à imposer au mur RC de test lors de l'essai expérimental

Notons que la valeur des déplacements à imposer dans le mur test pour les huit premiers cycles [31], appelés pré-cycles, est indépendante de l'histoire de ductilité de courbure du mur réel. En effet, ces pré-cycles sont calculés comme des fractions du YD du mur test. On impose donc d'abord ces valeurs, sans prendre en compte celles des huit premiers cycles du mur réel, avant de rechercher la ductilité de courbure pour le cycle suivant. Il sera donc normal que les ductilités de courbure des deux murs ne soient pas identiques pour ces pré-cycles.

Afin de s'assurer de la conformité de notre protocole, on compare la ductilité de courbure des deux murs RC, réel et de test, soumis à leur protocole respectif. On voit sur la figure 3.26 qu'elles se juxtaposent de manière satisfaisante, et que les pics correspondent aux mêmes valeurs de ductilité de courbure, ce qui est le résultat recherché.

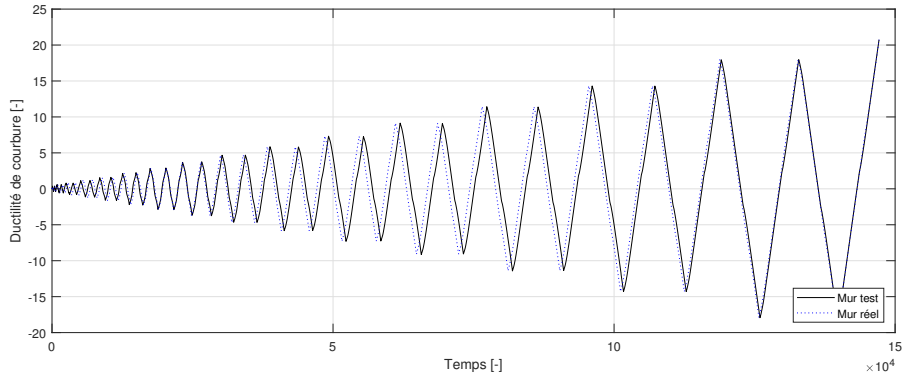


Figure 3.26 – Comparaison de la ductilité de courbure des deux murs RC durant l'analyse numérique

3.6.5 Résultats théoriques de l'analyse statique cyclique sur le mur RC de test

Cette sous-section visera à analyser les résultats théoriques du modèle numérique du mur RC de test, qui serviront de comparaison avec les résultats expérimentaux du premier essai réalisé au LEMSC (voir section 5.1).

Nous mentionnerons également les soucis de convergence non résolus de l'analyse statique cyclique sur le mur de test. En effet, le modèle a cessé de converger au-delà de la première

rupture d'armature d'acier à la base du mur, alors qu'il restait deux cycles à calculer. Afin de déterminer ces deux derniers cycles à imposer, une méthode de secours a été employée. Étant donné que l'enveloppe de ductilité de courbure du mur test produite par l'analyse monotonique passaient correctement par les pics de ductilité de courbure de l'analyse cyclique, et que cette analyse monotonique permettait un déplacement plus important du mur avant de cesser de converger, les dernières valeurs de ductilité de courbure recherchées ont été calculées via ce diagramme monotonique. Toutefois, ces valeurs n'ont pas dû être utilisées en pratique comme le mur n'atteindra pas de tels déplacements lors de l'essai expérimental (voir section 4) et n'auront donc pas d'utilité dans la suite de ce rapport.

Les résultats en termes de force-déplacement et de moment-courbure sont observables respectivement aux figures 3.28 et 3.29. Y ont été ajoutés des "marqueurs" montrant chacun un évènement durant l'analyse, comme le palier d'écrouissage d'une fibre d'acier ("Steel yield stress") ou la déformation ultime de compression dans une fibre de béton non-confiné ("ConcU ult strain") à la base du mur.

Le schéma présenté à la figure 3.27 reprend les emplacements des différentes fibres de la section à la base du mur dont la réponse a été enregistrée afin de calculer les marqueurs. Ceux-ci ont permis durant l'essai expérimental de confronter les évènements théoriques avec la réalité, comme l'apparition des fissures de traction ou de compression dans le béton d'enrobage. L'évolution de la courbure le long du mur pour différentes valeurs de ductilité de déplacement à la tête du mur est illustrée à la figure 3.30. L'ensemble des graphes sortis de cette analyse, comme par exemple les histoires de contraintes et de déformations dans différentes fibres (acier ou béton) de la section, se trouvent à l'annexe G.4.

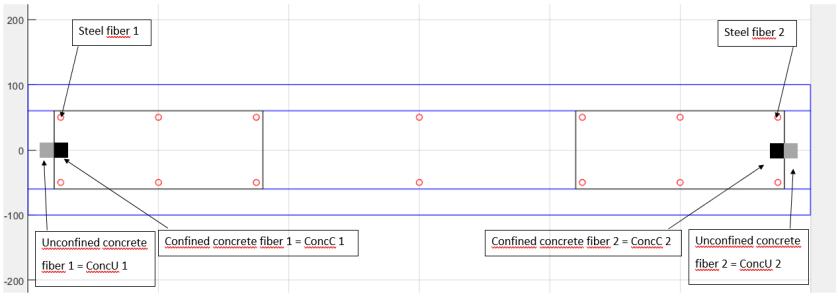


Figure 3.27 – Fibres de la section à la base du mur RC dont la réponse est enregistrée

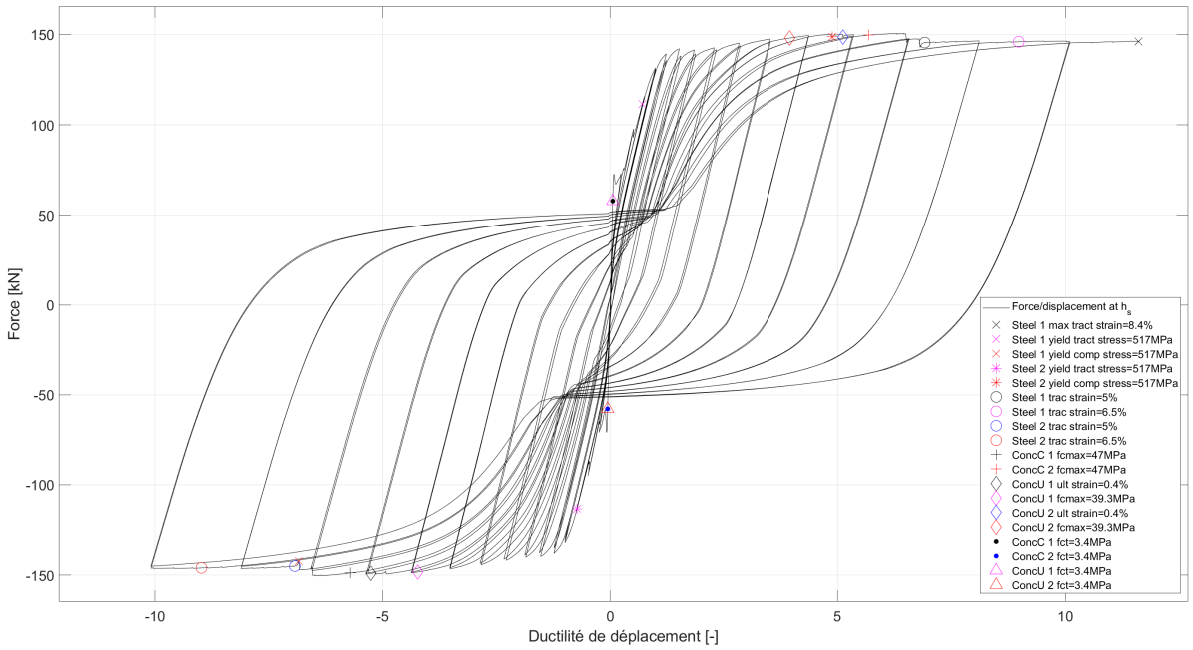


Figure 3.28 – Diagramme force-ductilité de déplacement de la réponse théorique du mur RC de test

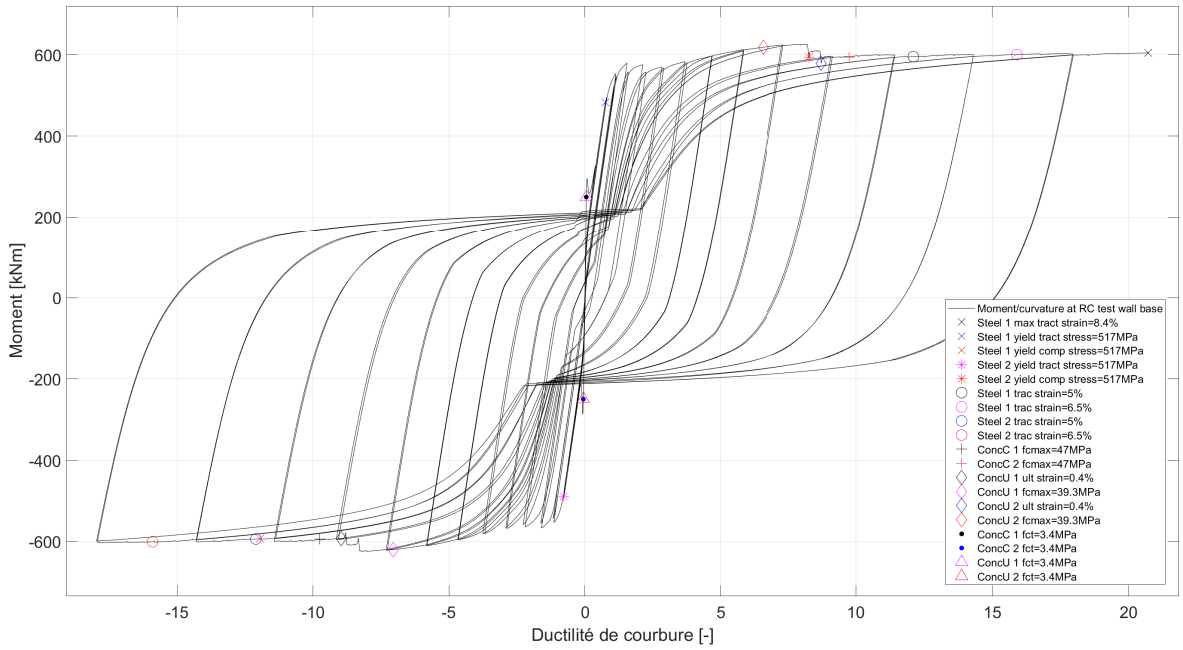


Figure 3.29 – Diagramme moment-ductilité de courbure de la réponse théorique du mur RC de test

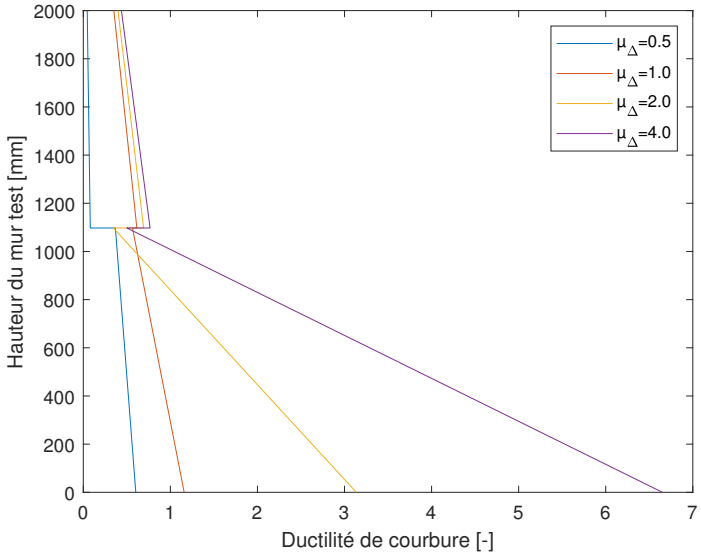


Figure 3.30 – Évolution de la ductilité de courbure le long du mur RC pour différentes ductilités de déplacement imposées

3.7 Modèle RC+SMA - Analyses menées

Le même procédé que celui décrit dans la section 3.6 a été répété pour les murs RC+SMA, mais en modifiant leurs modèles (figures 3.31 et 3.32). Un élément DB-AE supplémentaire a été inclus à la base des murs, avec des SMA dans les zones de rive (conformément aux considérations de la section 2.4). On a donc :

1. Pour le mur réel :
   - 6 armatures en SMA dans chaque zone de rive, soit 12 au total
   - la hauteur des armatures dans le voile en partant de sa base vaut $l_{SMA,reel} = 1,5 * 270 = 405\ [mm]$
2. Pour le mur de test :
   - 4 armatures en SMA dans chaque zone de rive, soit 8 au total
   - la hauteur des armatures dans le voile en partant de sa base vaut $l_{SMA,test} = 270\ [mm]$

Pour rappel, dans le cas des murs RC+SMA, la comparaison avec Seismostruct® n'est plus possible (voir section 3.4.1).

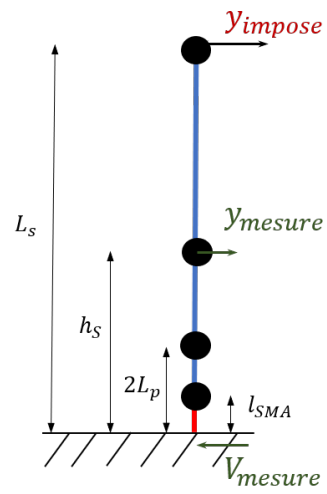


Figure 3.31 – Modèle statique pour les murs RC+SMA

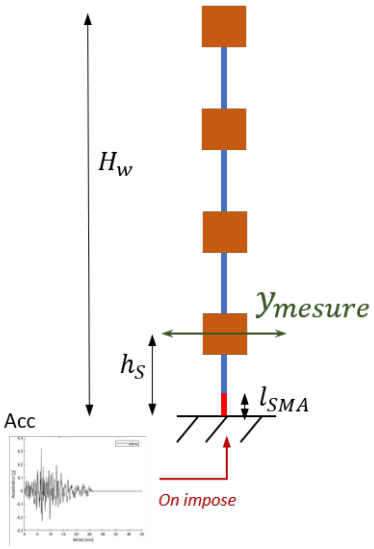


Figure 3.32 – Modèle dynamique pour le mur RC+SMA réel

3.7.1 Calcul du protocole d'essai pour le mur RC+SMA

Étant donné que la méthode pour calculer le protocole d'essai pour le mur RC+SMA est essentiellement la même que pour le mur RC, l'ensemble du processus se trouve à l'annexe G.5. Les valeurs de YD et de YC calculées sont disponibles dans le tableau 3.7, et le protocole en termes de déplacements à imposer à la tête du mur RC+SMA de test finalement calculé est illustré à la figure 3.33.

$\Delta_{y,reel}[mm]$	$\varphi_{y,reel}[mm^{-1}]$	$\Delta_{y,test}[mm]$	$\varphi_{y,test}[mm^{-1}]$
$9,3386$	$6,7\ .10^{-6}$	$5,9$	$15,5\ .10^{-6}$

Table 3.7 – YC et YD pour les deux murs RC+SMA

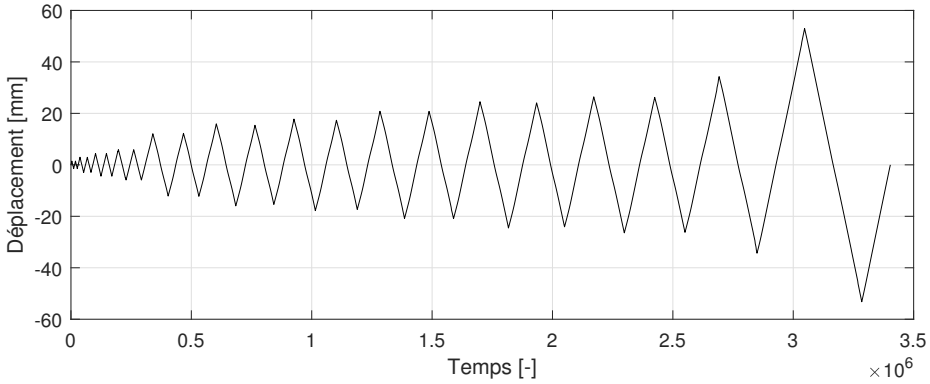


Figure 3.33 – Protocole de déplacement à imposer au mur RC+SMA de test lors de l'essai expérimental

3.7.2 Résultats théoriques de l'analyse statique cyclique sur le mur RC+SMA de test

Cette section présente les résultats théoriques du modèle numérique du mur RC+SMA de test. Ceux-ci serviront (voir section 5.2) d'outils de comparaison avec les résultats expérimentaux du

deuxième essai réalisé au LEMSC[29].

Les figures 3.35 et 3.36 présentent respectivement les résultats en termes de force-déplacement et de moment-courbure. Les mêmes marqueurs que pour le mur RC ont été ajoutés, hormis ceux des armatures à la base du mur dans la zone de rive, qui sont maintenant en SMA. Le schéma à la figure 3.27 illustre les emplacements des différentes fibres dont la réponse à été enregistrée. L'évolution de la courbure le long du mur pour différentes valeurs de ductilité de déplacement à la tête du mur RC+SMA est illustrée à la figure 3.37, et l'ensemble des graphes sortis de cette analyse se trouvent à l'annexe G.6.

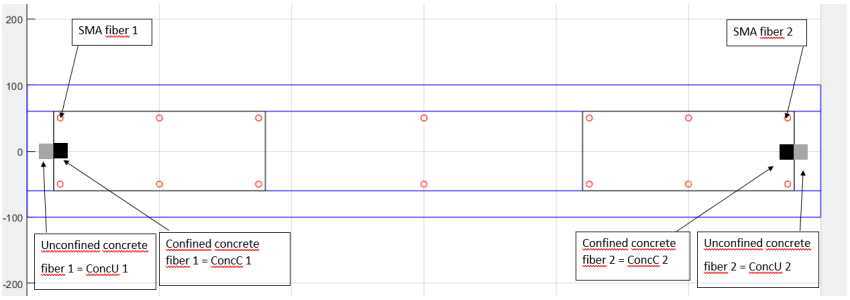


Figure 3.34 – Fibres de la section à la base du mur RC+SMA dont la réponse est enregistrée

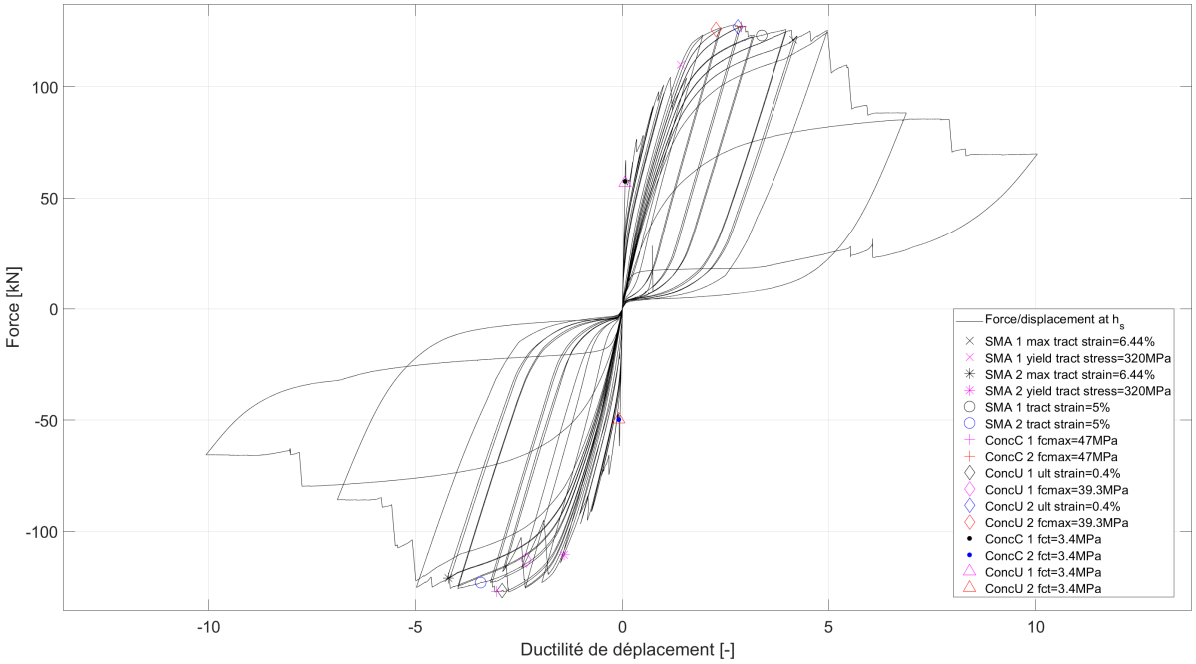


Figure 3.35 – Diagramme force-ductilité de déplacement de la réponse théorique du mur RC+SMA de test

[29]Notons que ce deuxième essai ne sera réalisé qu'après la remise de ce travail. Les motivations de ce délai seront exposées en détail dans la section 4.6.

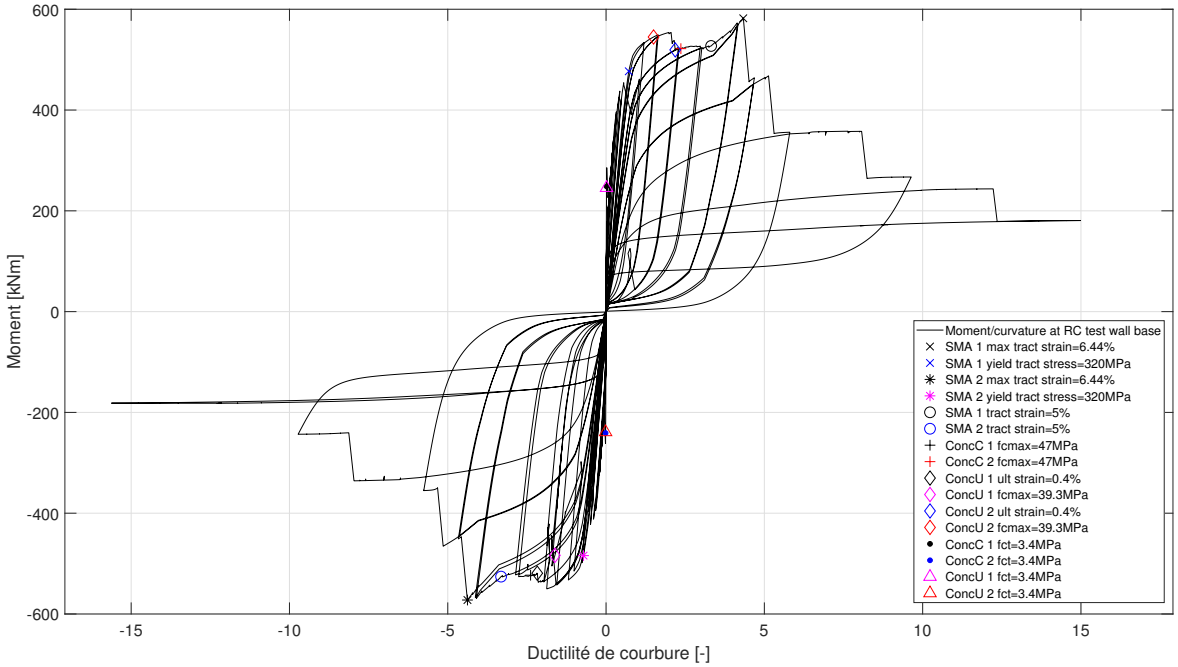


Figure 3.36 – Diagramme moment-ductilité de courbure de la réponse théorique du mur RC+SMA de test

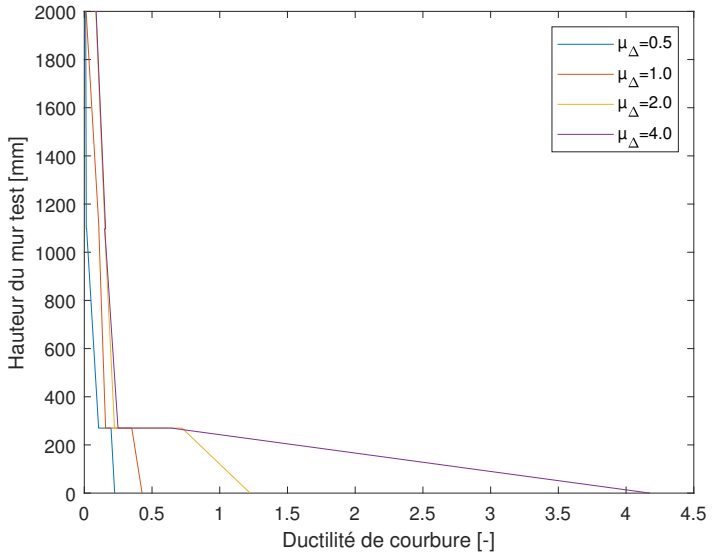


Figure 3.37 – Évolution de la ductilité de courbure le long du mur RC+SMA pour différentes ductilités de déplacement imposées

3.8 Modèle RC et RC+SMA - Comparaison des résultats

Les analyses des modèles de mur RC et RC+SMA étant effectuées, des comparaisons entre les résultats des deux analyses statiques cycliques ont pu être réalisées. Trois points de vue seront abordés : le diagramme force-déplacement (voir figure 3.38), le diagramme moment-courbure (voir figure 3.39) et la courbure le long du mur pour différents déplacements à sa tête (voir figures 3.41 et 3.42). Afin que les grandeurs soient comparables, les grandeurs de déplacement et de courbure seront exprimées respectivement en $[mm]$ et en $[mm^{-1}]$, et non en termes de

ductilité.

La hauteur $2L_p$ déterminée théoriquement pour le mur RC (voir section 3.5.3), à laquelle avait été placée la jonction entre les deux éléments DB-AE, a été recalculée grâce aux mesures effectuées durant l'essai expérimental sur le mur RC (voir section 4.5.4). Nous considérerons désormais une hauteur entre 300 et 600 $[mm]$ depuis la base du mur. Une analyse cyclique sur le mur RC de test a été relancée en déplaçant cette jonction à la nouvelle hauteur calculée[30], afin de mieux capturer la bilinéarisation de la courbure le long du mur.

Notons que les comparaisons avec les résultats expérimentaux ne portent que sur les murs de test. La comparaison des résultats numériques abordée dans les points qui suivent ne portera donc également que sur les murs RC et RC+SMA de test.

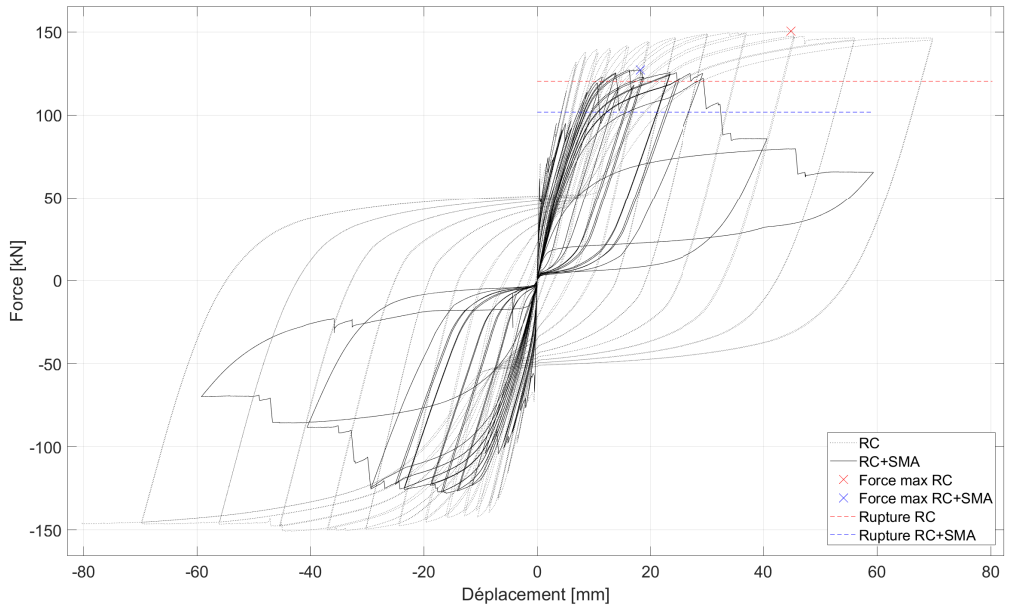


Figure 3.38 – Comparaison des murs RC et RC+SMA de test en termes de force-déplacement

[30] Afin d'optimiser la convergence du modèle, la valeur finale prise pour $2L_p$ est de 500 $[mm]$.

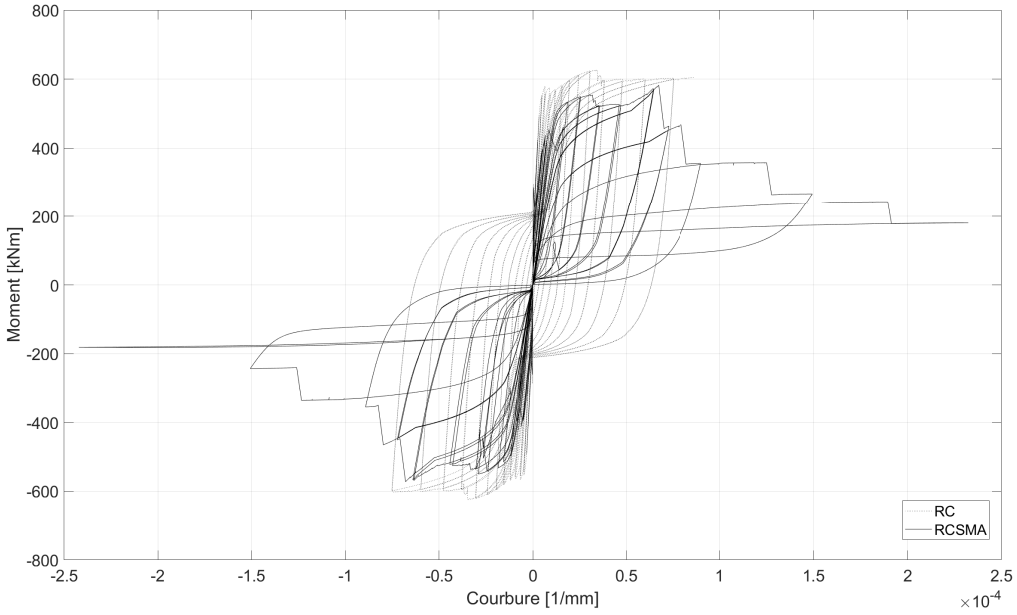


Figure 3.39 – Comparaison des murs RC et RC+SMA de test en termes de moment-courbure

La comparaison menée pour le mur de test nous permet d'observer les éléments suivants :

1. On voit directement sur les figures 3.38 et 3.39 que lorsque la force résistante à la base ou le moment à la base repassent par l'origine, les déplacements résiduels à la tête du mur RC+SMA et la courbure à la base du mur RC+SMA pour les différents cycles sont quasi-nulles, alors qu'elles apparaissent dans le mur RC au moment où on approche une ductilité de déplacement égale à l'unité (soit 11.0049 $[mm]$).

2. Le mur RC+SMA présente moins de rigidité que le mur RC. Le tableau 3.8 montre les valeurs maximales de force horizontale et de moment fléchissant développés par chacun des murs durant l'analyse cyclique. Ceci s'explique par le fait que le palier de plastification du SMA commence pour une contrainte plus faible (320 $[MPa]$) que l'acier "Riva" (517 $[MPa]$), et que la valeur de contrainte maximale développée dans le SMA ne dépasse jamais celle de l'acier "Riva" comme on peut l'observer à la figure 3.40. Ceci est dû à la résistance maximale du coupleur mécanique qui limite la déformation et la contrainte maximales dans les armatures en SMA (voir section 3.5.1). La tête du mur RC+SMA se déplace donc avec une résistance moins élevée que celle du mur RC. Si la résistance du coupleur avait été plus importante, la contrainte développée dans les armatures SMA aurait pu augmenter de manière plus importante puisqu'elles auraient pu aller plus loin dans leur phase martensitique (zone après le "drapeau" du diagramme contrainte-déformation). La rigidité du mur aurait alors augmenté après un certain déplacement imposé.

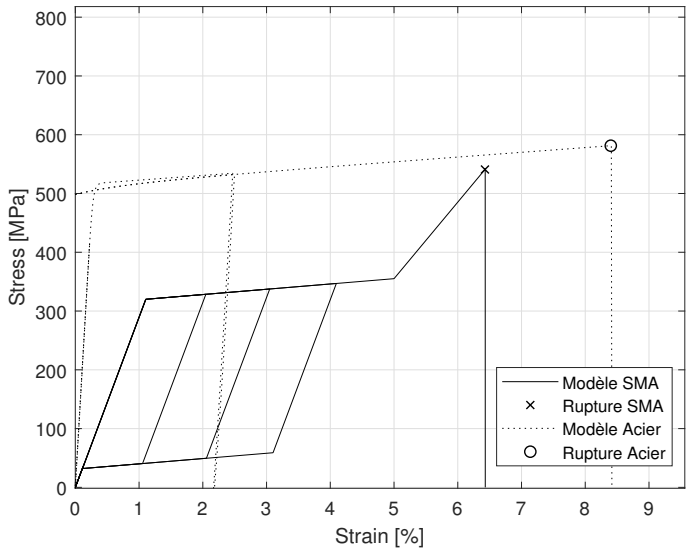


Figure 3.40 – Comparaison du modèle constitutif de l'acier et du SMA

$V_{max,RC}$ $[kN]$	$V_{max,RC+SMA}$ $[kN]$	$M_{max,RC}$ $[kNm]$	$M_{max,RC+SMA}$ $[kNm]$
$150,7$	$127,9$	626	$582,3$

Table 3.8 – Valeurs maximales de force et de moment développés par les murs RC et RC+SMA

3. Même si la rupture[31] ne survient pas dans l'analyse du mur RC suite aux problèmes de convergence, on peut observer sur la figure 3.38 que celle dans le mur RC+SMA se produit pour un déplacement en tête plus faible que celui du mur RC. Ceci est du au fait que la déformation maximale dans le SMA est limitée par la force maximale que le coupleur mécanique peut reprendre (voir section 3.5.1). Le SMA va donc avoir une rupture théorique dans le modèle pour une contrainte plus faible que la contrainte ultime de l'acier. Lorsque les armatures de SMA les plus à l'extrémité de la section vont se rompre (voir figure 3.35), la résistance va diminuer de manière conséquente, provoquant la rupture plus rapide du mur RC+SMA. Une fois de plus, c'est la résistance du coupleur qui est limitante : si elle avait été plus importante, les déplacements à imposer au mur pour arriver à la rupture auraient été plus importants.

4. Comme on peut l'observer sur les figures 3.41 et 3.42, la courbure se concentre de manière plus importante à la base du mur RC+SMA qu'à la base du mur RC. Les contraintes vont donc également se concentrer à la base du mur RC+SMA, en particulier sur la hauteur où les armatures en SMA sont présentes. On observe de plus que la courbure à la base du mur RC+SMA est plus importante que dans le mur RC pour un même déplacement imposé.

[31] On considère que le mur est arrivé à la rupture lorsque la force résistante tombe en dessous de 80% de la force résistante maximale développée, soit $120,56$ $[kN]$ pour le mur RC et $102,32$ $[kN]$ pour le mur RC+SMA.

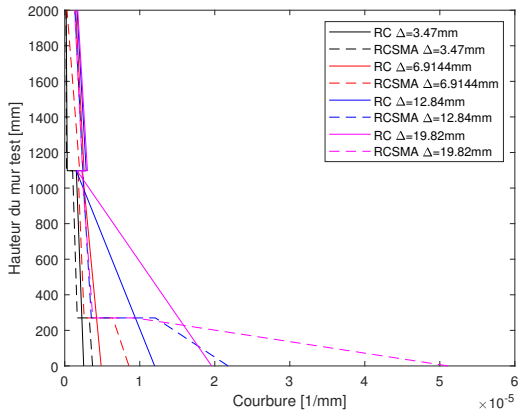


Figure 3.41 – Courbure le long du mur pour différents déplacements imposés pour $2L_p = 1097$ $[mm]$ dans le modèle de mur RC

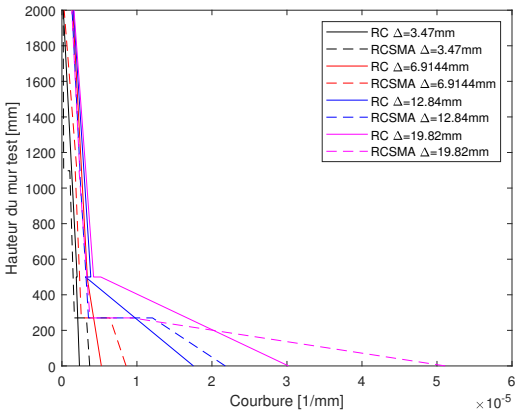


Figure 3.42 – Courbure le long du mur pour différents déplacements imposés pour $2L_p = 500$ $[mm]$ dans le modèle de mur RC

3.9 Limites des modèles numériques

Mur RC

Outre le problème de convergence de l'analyse statique cyclique sur le mur RC de test (voir section 3.6.4), d'autres aspects pourraient être améliorés sur les modèles de mur RC :

- Pour la calibration du modèle constitutif de l'acier, un test cyclique plus représentatif des déformations produites dans l'armature durant l'essai expérimental aurait pu être mené, c'est-à-dire l'exécution de plus de cycles dans la phase de déformation plastique de l'acier. Cela aurait permis de mieux caractériser son comportement à la rupture.
- Pour le calcul du YD des murs RC, la vérification de l'égalité des aires via le logiciel Autocad (conformément à ce qui a été exécuté pour le modèle du mur RC+SMA) nous aurait permis d'être plus confiants dans les valeurs utilisées.

Mur RC+SMA

En ce qui concerne les analyses du mur RC+SMA, l'analyse statique cyclique du mur de test ne donne jamais de déplacements résiduels à la tête du mur, alors que dans les résultats équivalents pour le mur RC+SMA réel, on observe bien une déformation résiduelle (voir figure 3.43). En comparant les sections à la base des deux murs, réel et de test, on voit que le ratio d'armatures en SMA par rapport aux armatures en acier est plus important dans le mur de test (8 SMA pour 6 aciers) que dans le mur réel (12 SMA pour 20 aciers).

Des analyses complémentaires ont donc été menées afin de comparer d'une part le diagramme force-déplacement du mur réel en remplaçant 3 des armatures en acier les plus extrêmes de chaque côté de la section par des armatures en SMA (voir figure 3.43), et d'autre part ce même diagramme pour le mur de test en remplaçant les 2 armatures en SMA les moins extrêmes de chaque côté de la section à la base du mur (voir figure 3.44) par des armatures en acier.

Dans le premier cas nous observons que les déformations résiduelles se rapprochent de l'origine lorsque le nombre d'armatures en SMA à la base du mur réel augmente, et dans le deuxième qu'elles s'en éloignent lorsque le nombre d'armatures en SMA à la base du mur de test diminue. Cela confirme l'influence du ratio d'armatures en SMA dans la section à la base. La faible

influence dans les déplacements résiduels des armatures longitudinales en acier à la base du mur est également démontrée par les résultats illustrés à la figure 3.45. On y voit le graphe contrainte-déformation d'une armature d'acier à la base du mur. Le marqueur circulaire représente l'instant où la force repasse par l'origine entre deux cycles. Les déformations dans l'acier se trouvant très proches de 0%, la fibre n'est donc pas plastifiée à cet instant et ne peut dès lors donner lieu à une déformation résiduelle dans le mur.

En pratique, lors de l'essai expérimental sur le mur RC+SMA, on s'attend à rencontrer des déformations résiduelles non-nulles après un certain palier de déplacement imposé. En effet, les déformations résiduelles dans l'alliage à mémoire de forme ne sont plus nulles après avoir dépassé 4% de déformation durant un cycle (voir section 3.5.1). Les déplacements dans le mur ne passeront alors plus par l'origine entre deux cycles.

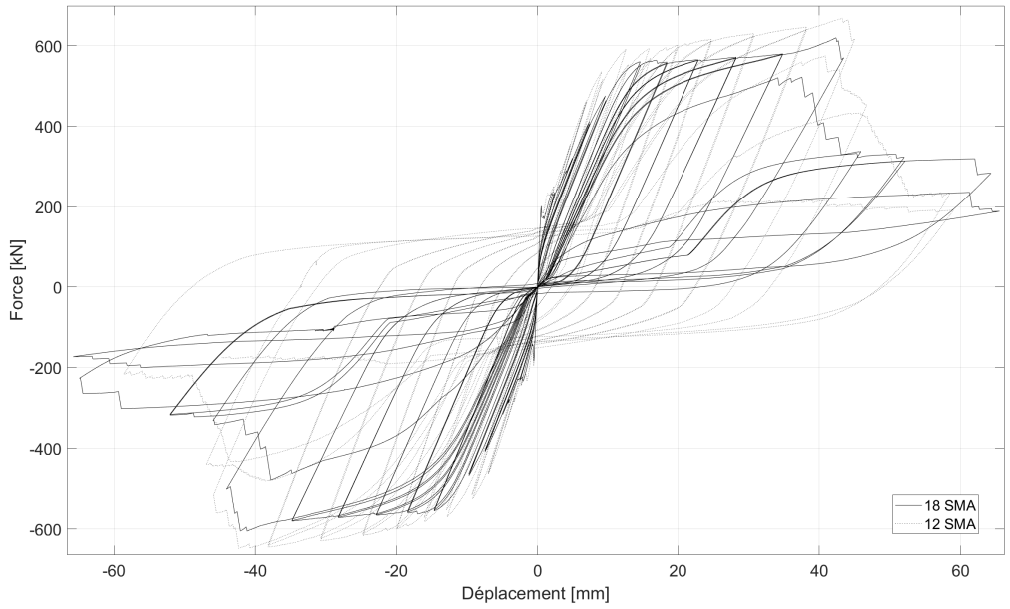


Figure 3.43 – Diagramme force-déplacement du mur RC+SMA réel pour différents nombres d'armatures en SMA à la base

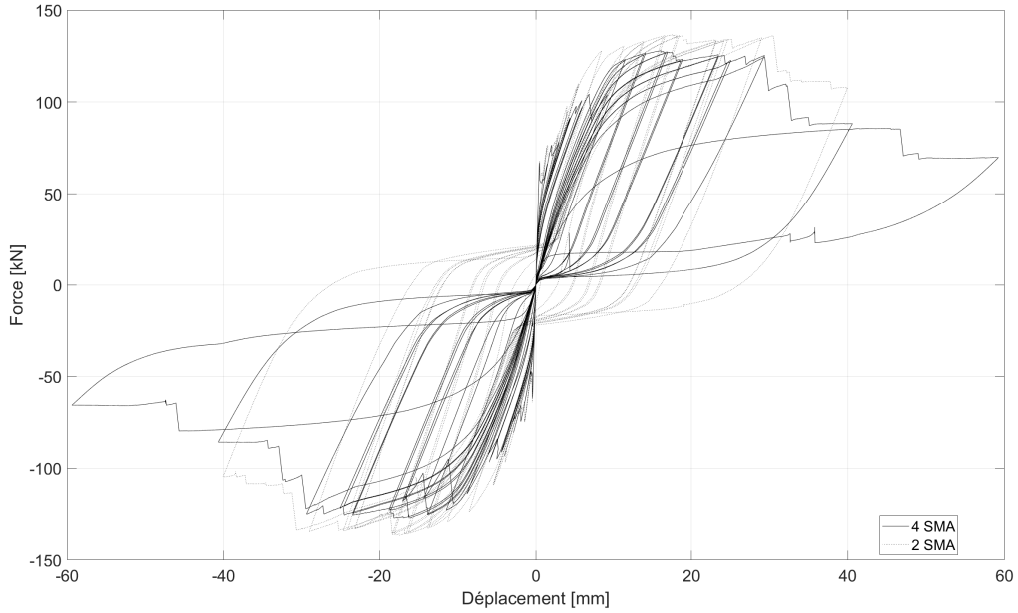


Figure 3.44 – Diagramme force-déplacement du mur RC+SMA de test pour différents nombres d'armatures en SMA à la base

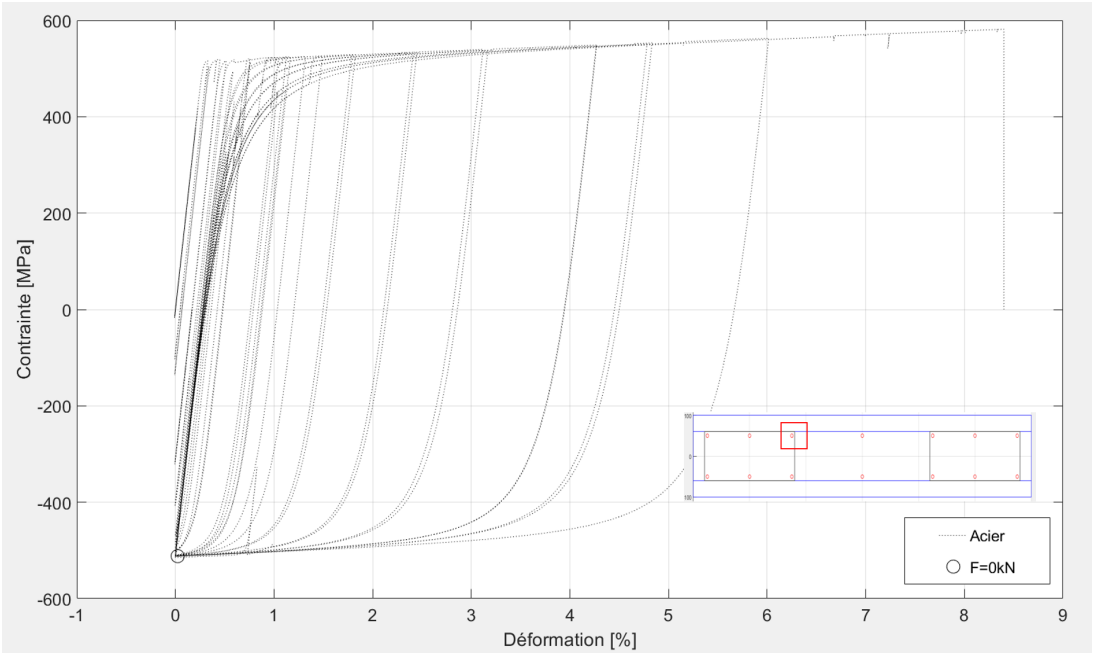


Figure 3.45 – Diagramme contrainte-déformation dans une fibre d'acier durant l'analyse cyclique du mur RC+SMA de test

4 Partie expérimentale

Cette aborde les préparatifs inhérents aux essais en laboratoire : nous commencerons par caractériser chacun des matériaux séparément (acier, béton et alliages à mémoire de forme) pour ensuite étudier leurs interactions dans les voiles. Le dispositif d'essai prévu pour tester les voiles sera ensuite brièvement décrit, ainsi que le protocole d'essai et les méthodes d'acquisition de données. Un premier compte rendu de l'essai sera ensuite proposé.

4.1 Caractérisation des matériaux

4.1.1 Béton non confiné

Afin de caractériser le béton, neuf cubes de chantier de 15 centimètres de côté ont été coulés et serrés au moment du bétonnage de chacun des deux voiles. Ces cubes ont ensuite été entreposés à proximité des voiles jusqu'au début de chacun des essais, le but étant que le béton des cubes cure dans les mêmes conditions que le béton des voiles. Le fait de tester ces cubes peu avant l'essai permet ainsi de caractériser de manière précise le béton présent dans chacun des voiles.

Des essais de compression et de traction par fendage ont été menés conformément à la norme NBN-EN-12390. Chacun des essais a été mené 3 fois afin de déterminer une valeur moyenne de la résistance du béton. Sur base des résultats obtenus, nous avons pu caractériser complètement le béton pour le premier voile. Le tableau 4.1 expose les résultats obtenus.

Voile 1 (t=29 jours)					
Compression			Fendage		
Échantillon	$f_{c,cube,i}$ [MPa]	$f_{c,cube,moy.}$ [MPa]	Échantillon	$f_{t,cube,i}$ [MPa]	$f_{t,cube,moy.}$ [MPa]
C1.1	49,6	49,17	F1.4	3,77	3,87
C1.2	47,1		F1.5	3,83	
C1.3	50,8		F1.6	4,00	

Table 4.1 – Résultat des essais de compression et de fendage pour le voile 1

Notons que la résistance en compression f_c d'un cylindre de béton, prise comme résistance de référence, est statistiquement considérée comme étant inférieure de 20% à celle du cube (phénomène de frettage). De même, la résistance en traction du cylindre doit être considérée comme inférieure de 10% à la résistance du cube. Les valeurs considérées pour le calcul sont donc :

$$f_c = 0,8 * f_{c,cube,moy.} = 39,3[MPa]$$
$$f_t = 0,9 * f_{t,cube,moy.} = 3,48[MPa]$$

La déformation sous contrainte maximale ϵ_{c0}, la déformation ultime ϵ_{cu}, le module d'élasticité sécant E_{cm} et le module d'élasticité tangent E_c ont ensuite pu être déterminés sur base de l'Eurocode 2. Les valeurs finalement adoptées pour le calcul sont reprises dans le tableau 4.2, tandis que la figure 4.1 montre la loi constitutive du béton non-confiné déterminée sur base des résultats.

f_c [MPa]	f_t [MPa]	ϵ_{c0}	ϵ_{cu}	E_{cm} [GPa]	E_c [GPa]
49,17	3,87	0,0023	0,0035	35,07	36,83

Table 4.2 – Valeurs de calcul pour le voile 1

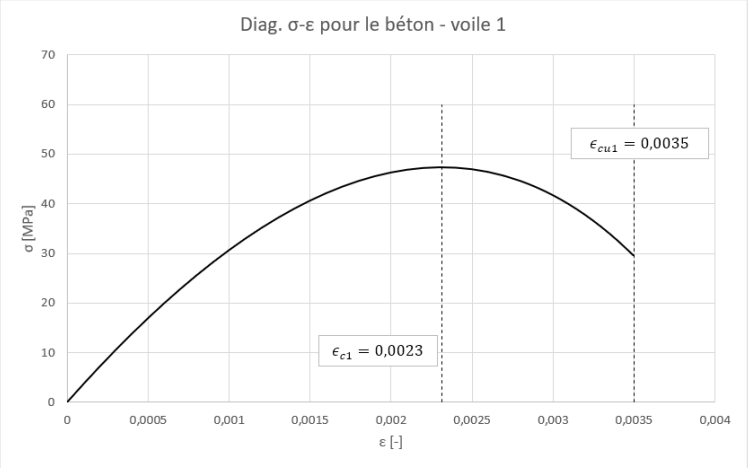


Figure 4.1 – Diagramme de contrainte-déformation pour le béton - voile 1

4.1.2 Béton confiné

Dans les zones de rive (situées aux deux extrêmes du mur), le béton se trouve entouré d'armatures rectangulaires : on dit qu'il est confiné. Ce confinement a pour effet de mettre le béton dans une situation de compression triaxiale (figure 4.2) : les efforts de flexion appliqués au voile

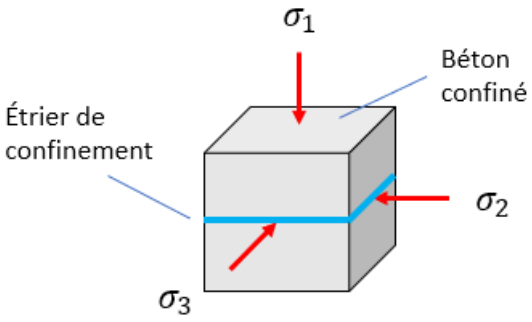


Figure 4.2 – Contraintes de compression triaxiale - confinement du béton

génèrent sur le noyau de béton une contrainte principale de compression verticale σ_1. Lorsque cette contrainte axiale dépasse la résistance ultime du béton, les étriers empêchent l'expansion latérale du béton comprimé en générant deux contraintes principales, σ_2 et σ_3. Notons que ces deux contraintes latérales sont identiques, et inférieures à σ_1 :

$$\sigma_2 = \sigma_3 = p < \sigma_1$$

Le phénomène de confinement permet donc d'augmenter la résistance ultime du béton ainsi que sa déformation sous contrainte maximale et sa déformation ultime.

Sur base des valeurs calculées pour le béton non confiné, il est possible d'établir la loi de comportement du béton confiné dans les zones de rive du voile. L'impact du confinement du béton sur sa résistance est exprimée par la relation :

$$f_{cc} = f_c(1 + K) \tag{4.1}$$

Plusieurs modèles permettent d'évaluer la valeur du coefficient K. L'Eurocode 8 propose l'approximation suivante :

$$K \approx 3,7 \left(\frac{p}{f_c}\right)^{0,86} \tag{4.2}$$

avec $p = 0,5 * \rho_h * f_{yh}$, la contrainte de traction dans les armatures de confinement causée par la compression du béton. Dans cette relation, ρ_h est le ratio volumétrique d'armatures de confinement et f_{yh} est la contrainte de plastification des étriers. Cette formule donne lieu à $K = 0,346$. D'autres modèles proposent d'utiliser des valeurs plus faibles de K, si bien que nous considérerons dans ce travail que $K = 0,2$. Cette valeur a été estimée à l'aide du logiciel Seismostruct® et est basée sur le modèle de Mander et al.
La déformation au pic de contrainte, ϵ_{cc0} est approximée telle que :

$$\epsilon_{cc0} \approx (1 + 5K) * \epsilon_{c0} = 2 * 0,0023 = 0,0046 \tag{4.3}$$

Enfin, la déformation ultime du béton confiné ϵ_{ccu} est estimée à $2,4\%$ sur base du modèle de Mander et al. :

$$\epsilon_{ccu} = 0,004 + 1,4\rho_h \frac{f_{yh}}{f_{cc}} \epsilon_{sm} \tag{4.4}$$

avec

- ρ_h le ratio de confinement volumétrique ;
- f_{yh} la limite élastique de l'armature de confinement ;
- ϵ_{sm} la déformation sous contrainte maximale de l'armature de confinement.

4.1.3 Acier

Pour réaliser des éléments en béton armé à haute dissipation d'énergie, l'Eurocode 8 impose d'utiliser des aciers de classe de ductilité C (telle que définie par l'Eurocode 2, tableau C.1) au moins pour les armatures longitudinales dans les zones critiques. Ces aciers doivent répondre aux critères suivants :

$$1,15 \leq k = \left(\frac{f_t}{f_y}\right)_k \leq 1,35 \tag{4.5}$$

$$\epsilon_{uk} \geq 0,075 \tag{4.6}$$

dans lesquels k est le ratio de ductilité de l'acier et ϵ_{uk} est la déformation ultime de l'acier. Étant donné qu'il est très difficile de se procurer des aciers de classe de ductilité C en Belgique, il a été dans un premier temps envisagé de commander ces aciers dans le sud de l'Europe. Il s'est ensuite avéré que certains aciers de classe de ductilité B, très fréquents en Belgique, répondaient aux exigences de la norme concernant les aciers de classe C.

Des essais statiques (en traction pure) ont alors été menés sur des échantillons d'acier de $\phi 12$ (usines *ITON SEINE* - figure 4.3) fournis par l'entrepreneur ayant accepté de préfabriquer les voiles. Ces essais ont été réalisés au LEMSC, sur une machine servo-hydraulique (MTS 250 kN). Les déformations ont été mesurées à l'aide d'un extensomètre ayant un écartement initial de 25 millimètres. La fiche permettant d'identifier l'acier testé se trouve à l'annexe I.

On vérifie ensuite que les deux conditions énoncées par les relations 4.5 et 4.6 sont satisfaites. On calcule :

$$\begin{cases} k & = \dfrac{f_t}{f_y} = \dfrac{635}{517} = 1,23 & OK \\ \epsilon_t & = 0,076 & OK \end{cases} \tag{4.7}$$

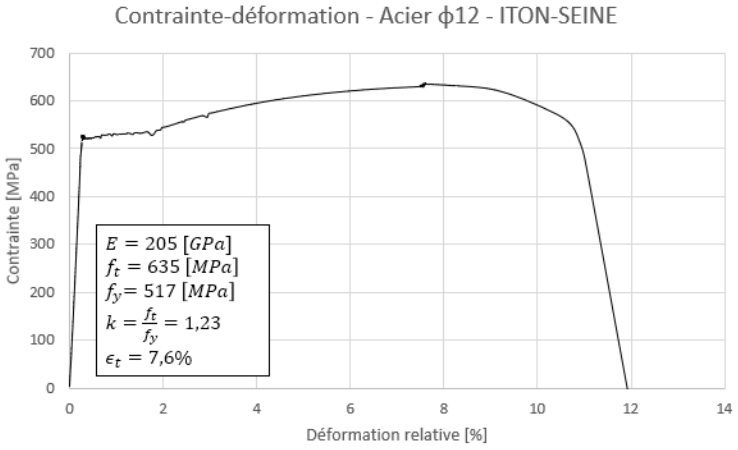


Figure 4.3 – Diagramme contrainte-déformation de l'acier $\phi 12$

Cet acier rentre bien dans la catégorie des aciers de classe de ductilité C.

On s'intéresse ensuite au comportement cyclique de ces armatures. Pour ce faire, un protocole de traction-compression tel que décrit dans le tableau 4.3 fut imposé à un échantillon d'acier de $\phi 12$. Le but de ce protocole est de soumettre l'échantillon à des déformations semblables à ce que pourrait subir une armature située dans les zones extrêmes du voile.

Étape	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
Défo [%]	0	0,1	0	-0,1	0	0,2	0	-0,2	0	2,5	0	-2	0	2,5	0	-2	0	rupture

Table 4.3 – Déplacements imposés à la barre d'acier $\phi 12$ pour l'essai cyclique (valeurs positives en traction)

Les étapes 1 à 8 se passent dans la zone élastique du matériau, tandis que les étapes 9 à 18 concernent le comportement de l'armature après plastification. La hauteur libre entre les mors était de $7,5$ centimètres, conformément à l'écartement des armatures transversales empêchant l'armature de flamber dans le voile. Notons que la déformation en compression de l'armature a été limitée à 2%, ce qui correspond à la déformation de flambement évaluée au préalable par calcul.

Le résultat de cet essai de traction/compression est montré à la figure 4.4. Lorsque l'acier est dans sa phase élastique, le retour à l'allongement $\epsilon = 0$ correspond à une contrainte nulle, aussi bien en traction qu'en compression. Lors de la première déformation permettant de dépasser la limite élastique $f_y = 517[MPa]$, on observe un palier d'écoulement plastique suivi d'une phase d'écrouissage identiques à ceux de l'échantillon lors l'essai statique. On remarque ensuite que pour retourner à une déformation nulle ($\epsilon = 0$), il faut appliquer à la barre une contrainte de compression non-nulle, inférieure (en valeur absolue) à f_y :

$$|f_{\epsilon=0}| < |-f_y|$$

La courbe correspondant à cette première compression est d'abord élastique, avec un module de Young E_s correspondant à celui de l'acier en traction. La courbe cesse ensuite de suivre cette tendance élastique avant que la contrainte de plastification en compression $-f_y$ ne soit atteinte, ce qui montre une tendance de la barre à plastifier de façon prématurée. Ce phénomène est plus communément appelé "effet Bauschinger" et n'est observable que lorsqu'un acier plastifié en traction est comprimé (et inversement). Lors de cette plastification prématurée, notons que le module d'élasticité de l'acier décroît progressivement jusqu'à ce que la pente de la courbe soit

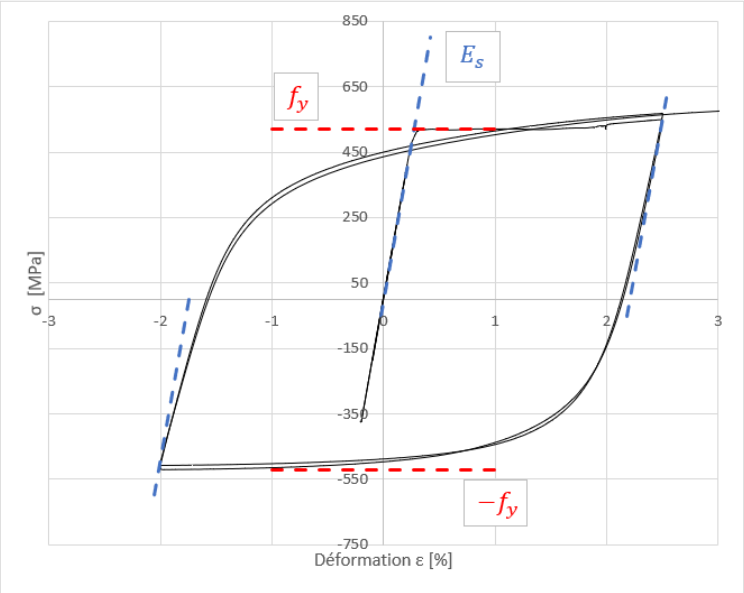


Figure 4.4 – Comportement cyclique de l'acier - Effet Bauschinger

nulle. Aucun palier d'écoulement n'est observé à proprement parler car l'acier a déjà plastifié une première fois en traction.

Si l'on retend la barre après qu'elle ait plastifié en compression, sa réponse sera semblable à celle observée juste avant, durant la compression. La courbe tendra à rejoindre le point (σ, ϵ) correspondant à la première inversion de déformation.

À l'échelle du cycle, on observe clairement que la réponse d'un acier soumis à des sollicitations de traction/compression forme des boucles d'hystérésis. La relation 4.8 justifie le fait que la surface encerclée par ces boucles représente un travail, et donc que ces sollicitations cycliques post-plastification permettent théoriquement une dissipation d'énergie sismique.

$$W = \oint F d\epsilon \tag{4.8}$$

La figure 4.5 montre une superposition des réponses statique et cyclique de l'acier. On remarque que les phases d'écoulement plastique et d'écrouissage observées dans l'essai cyclique sont très proches de la courbe de l'essai statique (en traits discontinus). On notera cependant que la phase de striction menant à la rupture est bien plus courte pour l'acier en traction pure que pour l'acier soumis aux déplacements cycliques.

Lorsqu'une armature se trouve dans la rotule plastique d'une section en béton armé, on peut s'attendre à ce que sa réponse à des sollicitations cycliques ne soit pas exactement conforme aux observations faites ci-dessus. La barre fait en effet partie d'un système plus complexe dans lequel le béton, les autres armatures longitudinales ainsi que les armatures transversales ont un rôle à jouer. Le flambement ou non de l'armature dépendra alors de l'équilibre entre d'une part les mécanismes de "retenue latérale" disponibles (résistance du béton d'enrobage, disposition des armatures de confinement) et d'autre part la force exercée par le béton confiné dans la direction orthogonale à son axe de compression.

Lorsque la rupture d'une barre par flambement survient, on n'observera pas une rupture fragile de l'élément fléchi mais une baisse de résistance latérale, du fait que les forces en jeu

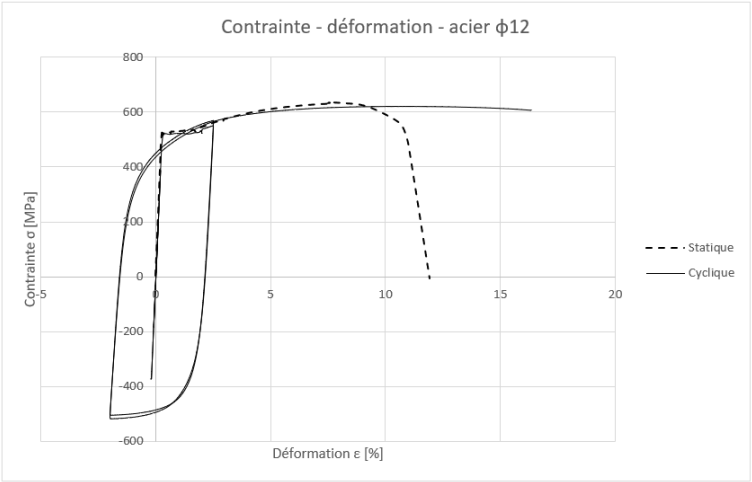


Figure 4.5 – Superposition des réponses statiques et cycliques - acier $\phi 12$

seront redistribuées dans le reste de la section. Les conséquences -au niveau de la section- du flambement de l'une des barres sont les suivantes :

- Rupture du béton d'enrobage sous l'effet du flambement de la barre, si celui-ci n'était pas déjà fissuré ;
- Redistribution de l'effort de compression repris par la barre épuisée dans le béton confiné ;
- La barre ayant flambé ne participe plus au confinement du béton. Dans le cas où sa longueur de flambement est supérieure à l'espacement entre les étriers, ceux-ci se trouveront étirés, ce qui réduira encore le confinement du béton.

Lorsque la barre a flambé, sa rupture lors d'une phase de traction suivante peut s'avérer très rapide : en flambant, l'armature accumule des déformations résiduelles de traction sur son côté convexe et des déformations résiduelles de compression sur son côté concave. Lui appliquer une déformation de traction globale revient dès lors à annuler les déformations résiduelles de la partie concave, et à agrandir les déformations de traction sur son arête convexe. Si ces déformations dépassent la déformation ultime ϵ_{su}, on assistera à la ruine de la barre.

4.1.4 Alliage à mémoire de forme (SMA)

Comme développé dans l'introduction, l'un des objectifs centraux de cette étude est de comparer la réponse dynamique de deux voiles en béton armé dont l'un serait équipé d'alliages à mémoire de forme à sa base. Il a dès lors été nécessaire de nous procurer un premier échantillon de cet alliage à mémoire de forme et d'effectuer quelques vérifications concernant ses performances.

À cette fin, l'entreprise *SAES Smart Materials* (USA) a fourni une barre d'alliage à mémoire de forme mesurant $12,7$ millimètres de diamètre et un mètre de longueur. Le cahier des charges du matériau (annexe H) indique que la barre a été laminée à chaud puis traitée thermiquement pour avoir un comportement super-élastique (et donc se trouver dans sa phase austénite à température ambiante, comme expliqué au point 1.2.2). La contrainte ultime en traction de l'échantillon est annoncée à $109[ksi]$ (approximativement $752[MPa]$) pour un allongement relatif ultime ϵ_u de $12,8\%$.

Un essai statique et un essai cyclique ont ensuite été menés sur l'échantillon afin de confirmer la performance annoncée du SMA. Chacun de ces essais a été mené avec le même équipement que pour les échantillons d'acier (figure 4.6).



Figure 4.6 – Dispositif utilisé pour les essais de caractérisation de l'alliage à mémoire de forme.

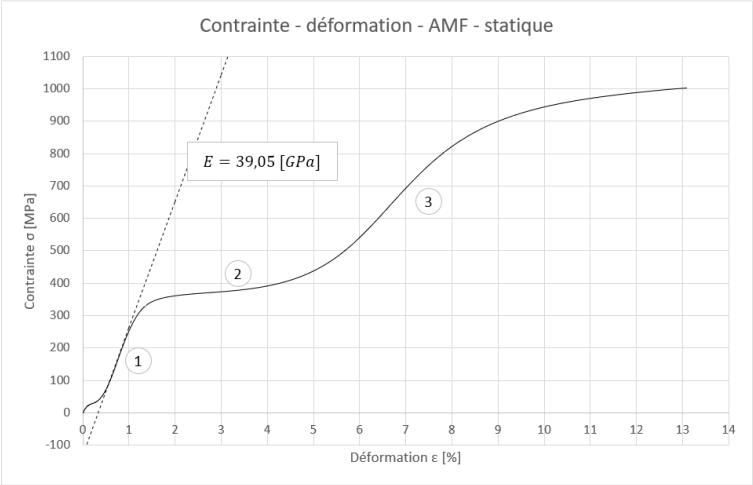


Figure 4.7 – Diagramme contrainte-déformation du SMA - essai statique.

Le résultat de l'essai statique est repris à la figure 4.7. La zone 1 du diagramme correspond à la réponse du matériau dans sa phase austénite. On observe dans cette zone que le module de Young du matériau est très faible ($39[GPa]$) comparé à celui des aciers les plus communs (environ $200[GPa]$). La zone 2 correspond au changement de phase du matériau : quand la contrainte approche $370[MPa]$, la proportion de martensite augmente progressivement, au fur et à mesure que la proportion d'austénite diminue. La zone 3 montre la réponse de l'alliage à mémoire de forme une fois qu'il est composé à 100% de martensite. La rupture est atteinte pour une contrainte valant $1001[MPa]$ et une déformation relative de 13% à l'extensomètre.

Le protocole choisi pour l'essai cyclique est présenté dans le tableau 4.4. Le principe est d'imposer une certaine déformation au matériau (telle qu'indiquée dans le tableau), puis de relâcher la contrainte lorsque la déformation-cible est atteinte. Une fois la contrainte égale à zéro, le cycle suivant démarre, et ainsi de suite jusqu'à la rupture du matériau. Le fait de tendre l'alliage puis de relâcher la contrainte permet de visualiser ses capacités de récupération lors de différents stades de déformation.

Le résultat de l'essai cyclique est représenté à la figure 4.8. Plusieurs points peuvent être mis en évidence. Premièrement, notons le caractère fortement hystérétique, en forme de drapeau, de

Étape	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Déformation [%]	0	1	1	2	3	4	6	8	10	12	rupture

Table 4.4 – Protocole de déplacement cyclique imposé au SMA.

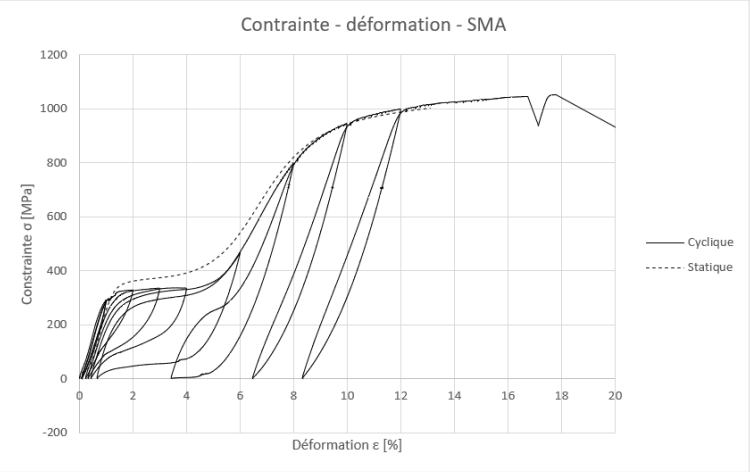


Figure 4.8 – Diagramme contrainte-déformation du SMA - essais statique et cyclique.

cette courbe jusqu'à des déformations avoisinant les 6%. Cela montre le comportement super-élastique du SMA, et plus précisément sa capacité à absorber une certaine quantité d'énergie de déformation tout en gardant une faible déformation résiduelle une fois la contrainte libérée.

Ensuite, la superposition des diagrammes statique et cyclique montre que la contrainte correspondant au changement de phase cristalline est légèrement inférieure pour la réponse cyclique que pour l'enveloppe de réponse statique. Les deux échantillons testés provenant de la même barre de Nitinol, on explique cette différence par le fait que les deux essais n'ont pas été effectués à la même vitesse. L'essai statique a en effet été mené à une vitesse conforme à la norme pour les essais en traction pure sur les aciers. Pour l'essai cyclique par contre, la vitesse a été limitée de façon à avoir un comportement représentatif du SMA au sein du voile.

Enfin, en ce qui concerne la rupture, on observe une première chute de résistance du matériau pour une contrainte et une déformation valant respectivement $1047[MPa]$ et $16,75$ %. Cette baisse de résistance correspond au glissement de l'échantillon dans les mors de la machine. L'essai a ensuite repris et une rupture fragile du SMA a été constatée pour une contrainte et une déformation valant respectivement $1053[MPa]$ et $17,8\%$ [32]. La figure 4.9 montre que la rupture a eu lieu au milieu de l'échantillon, et non au niveau des mors de la machine d'essai. La figure 4.10 montre la section du SMA après rupture. On observe qu'aucune striction (diminution de la section) n'a eu lieu avant la rupture.

4.2 Coupleurs mécaniques

Les armatures en SMA étant non-crénelées, un enjeu considérable fut d'établir un moyen d'assurer le transfert des efforts de traction entre les armatures longitudinales en acier et les barres de SMA disposées au pied du voile. La solution la plus facile à mettre en oeuvre sur un chantier étant d'utiliser des coupleurs mécaniques, c'est cette solution qui a été adoptée et qui sera étudiée dans la suite de ce rapport.

[32] Cette rupture fragile correspond à une grande dissipation d'énergie de façon soudaine, comme peuvent en témoigner l'étincelle s'étant échappée au moment de la rupture, ainsi que la forte déflagration entendue.



Figure 4.9 – Rupture fragile de la barre de SMA en fin d'essai cyclique



Figure 4.10 – Section du SMA après rupture

4.2.1 Description du coupleur utilisé

Pour les besoins de ce projet, des coupleurs mécaniques à barillet simple ont été commandés auprès de l'entreprise Plakabeton (figure 4.11). Dans ces coupleurs, les barres sont liaisonnées de façon mécanique au moyen d'une rangée de six vis de pression (3 vis par barre) et de deux crémaillères. Cette compression selon trois axes permet de répartir la pression de façon uniforme sur le pourtour de chacune des deux armatures à liaisonner (figure 4.12). Les vis, conçues pour pénétrer dans l'acier tout en le comprimant contre les crémaillères, sont surmontées par une tête "fusible" conçue pour rompre quand le couple de serrage optimal est atteint. Ce couple a été évalué à $70[Nm]$.



Figure 4.11 – Coupleur utilisé pour la liaison des SMA aux armatures classiques.

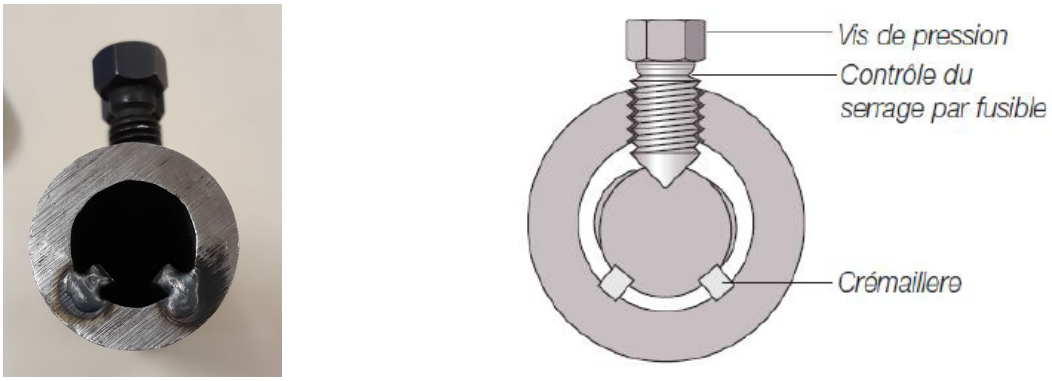


Figure 4.12 – Vue de côté du coupleur et principe de serrage. Source du schéma : Fiche technique Plakabeton® .

4.2.2 Choix de la configuration de serrage

Une étude menée par Alam et al. en 2010 [4] montre que le serrage par vis de pression, appliqué à un SMA, peut occasionner deux types de rupture :

- Rupture prématurée de la barre de SMA par poinçonnement des vis de serrage ;
- Glissement de la barre de SMA dans le coupleur, du fait de sa finition de surface lisse (et donc non-crénelée).

Afin d'éviter une rupture par poinçonnement de la barre, les pointes de vis ont été émoussées de telle sorte que la surface de contact entre la vis et la barre soit un disque plan de $3[mm]$ de diamètre. Cette modification a été réalisée sur un tour afin d'obtenir une surface parfaitement plate et perpendiculaire à l'axe de la vis. La figure 4.13 présente à gauche les vis fournies avec les coupleurs, et à droite l'une des vis polies utilisées pour le serrage des barres de SMA dans les coupleurs. Notons que pour le serrage des armatures en acier, il n'est pas nécessaire d'émousser la pointe des vis.



Figure 4.13 – Comparaison entre une vis de serrage classique et une vis à pointe aplatie utilisée pour le serrage des SMA.

Il va de soi que l'utilisation de vis à pointes plates accentue le problème d'adhérence du SMA dans le coupleur relevé par Alam et al. [4]. Un moyen de pallier à ce problème est de serrer le SMA à l'aide de 5 vis au lieu des 3 vis prévues initialement ; et de ne serrer la barre d'acier qu'avec une seule vis. Afin de s'assurer que l'armature en acier ne glisse à son tour hors du

coupleur par manque de serrage, celle-ci est soudée au bord du coupleur. Cette solution est schématisée à la figure 4.14.

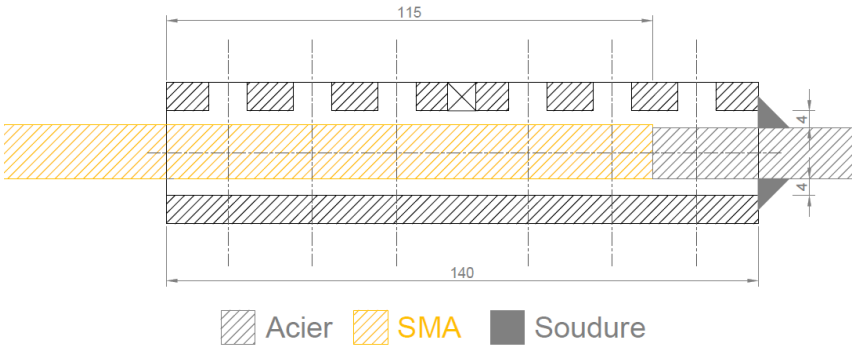


Figure 4.14 – Vue en coupe : Configuration proposée pour le couplage mécanique des SMA aux armatures en acier.

4.2.3 Vérifications expérimentales

Note préliminaire

Dans les paragraphes qui suivent, le comportement des matériaux ne sera plus caractérisé par des diagrammes contrainte-déformation, mais par des diagrammes force-déformation. Ce choix se justifie par le fait que les coupleurs mécaniques ont pour rôle de transmettre des efforts longitudinaux entre deux matériaux de section différente. La contrainte, définie comme la normalisation de la force appliquée à un matériau par rapport à sa section d'application, n'a dès lors plus de raison d'être lorsqu'on veut évaluer la déformation de deux matériaux de sections différentes soumis à un même effort longitudinal.

À la suite de ce raisonnement, la figure 4.15 montre la superposition des diagrammes force-déformation des deux types d'armatures utilisés dans le voile : l'alliage à mémoire de forme (SMA) et l'acier de classe C, que nous appellerons acier "Riva". On y observe que jusqu'à une charge approximative de $60[kN]$, l'acier travaille de façon élastique et n'a donc pas de déformation résiduelle lorsque la force est relâchée. Pour cette même force, le SMA atteint une déformation de 6%. Notons que sa déformation résiduelle restera elle aussi relativement faible pour ce niveau de charge.

Si la charge dépasse $60[kN]$, l'acier aura plastifié et ne travaillera donc plus de façon élastique. Le SMA perdra quant à lui graduellement sa capacité de récupération.

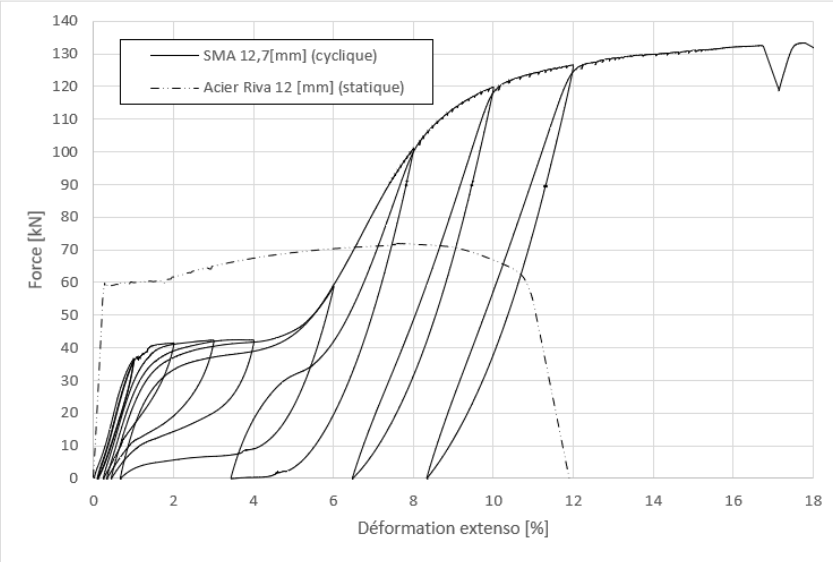


Figure 4.15 – Superposition des diagrammes Force-Déformation : Acier "Riva" $\phi 12$ vs. SMA $\phi 12,7$

Résistance de la soudure

Le but du premier essai mené sur les coupleurs est de s'assurer que la barre d'acier ne glissera pas du coupleur par manque de serrage, tel qu'expliqué à la fin de la section 4.2.2. À cette fin, un essai cyclique est mené sur un dispositif identique à celui présenté à la figure 4.14, en remplaçant la barre de SMA par une armature d'acier à haute résistance fournie par le LEMSC. Notons qu'une attention particulière fut portée à la soudure afin d'affaiblir le moins possible la barre à ce niveau.

Les cycles appliqués sont décrits dans le tableau 4.5.

Phases	Déformations [%]			
3x phase 1	0	0,05	0	-0,05
3x phase 2	0	0,1	0	-0,1
3x phase 3	0	0,2	0	-0,2
1x phase 4	0	rupture		

Table 4.5

Les issues possibles de l'essai sont les suivantes :

- Soit la rupture a lieu dans la barre "Riva" identique à celles utilisées pour le voile. Cela prouve que le mécanisme de liaison de la barre d'acier est efficace, et ne sera pas un point faible dans le voile ;
- Soit la rupture a lieu au niveau de la soudure, mais pour une force inférieure à $60[kN]$. Cette solution de liaison mécanique ne pourra alors pas être retenue pour le projet ;
- Soit la rupture a lieu au niveau de la soudure, mais pour une force supérieure à $60[kN]$. Ce résultat est satisfaisant dans le sens où, au moment de la rupture de la soudure, les aciers et les SMA auront déjà perdu de leur efficacité : apparition de déformations résiduelles dues à la plastification des armatures en acier d'une part, et à la déformation du SMA supérieure à 6% d'autre part).

Le résultat observé est que la rupture a eu lieu à proximité de soudure, dans la barre "Riva" (4.16). Ce résultat est satisfaisant si l'on considère le diagramme force-déformation recueilli via l'extensomètre placé sur la barre "Riva" (figure 4.17) : on observe en effet que la rupture a eu lieu pour une force $F_u = 69,93[kN]$, et que l'armature a plastifié à son palier attendu de $60[kN]$ avant de rompre.



Figure 4.16 – Rupture de la barre "Riva" à proximité de la soudure.

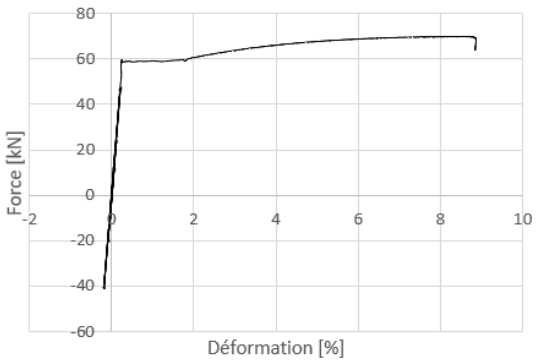


Figure 4.17 – Diagramme Force-Déformation de la barre "Riva" soudée au coupleur.

Serrage du SMA dans le coupleur

Une fois établi que le coupleur jouera correctement son rôle pour la barre d'acier "Riva", il faut s'assurer que la barre de SMA, serrée par les 5 vis de serrage restantes, ne glissera pas dans le coupleur mécanique. À cette fin, plusieurs solutions ont été imaginées.

La première fut de sabler[33] l'armature en SMA afin d'augmenter sa rugosité de surface. Les 5 vis à pointe aplatie ont ensuite été serrées à l'aide d'une clé à cliquets (*racagnac*) jusqu'au couple de rupture en cisaillement de leurs têtes. Enfin, une résine de scellement d'armatures[34] a été injectée dans le coupleur par le trou destiné à la goupille de centrage pour augmenter la surface d'adhérence entre le SMA et le reste du coupleur. À l'autre extrémité du coupleur, une barre d'acier "Riva" est serrée et soudée tel qu'expliqué précédemment.

Le protocole décrit dans le tableau 4.5 fut ensuite appliqué au système "SMA-coupleur-acier Riva". Notons que l'essai a été piloté sur base de la déformation de la barre d'acier, l'extensomètre ayant été placé sur cette dernière. La superposition des diagrammes force-déformation de l'acier et du SMA est présentée à la figure 4.18.

[33] Le sablage est un traitement de surface consistant à projeter un matériau abrasif à grande vitesse à l'aide d'air comprimé sur le matériau à traiter.

[34] Résine epoxy à deux composants HILTI HIT-RE 500 V3

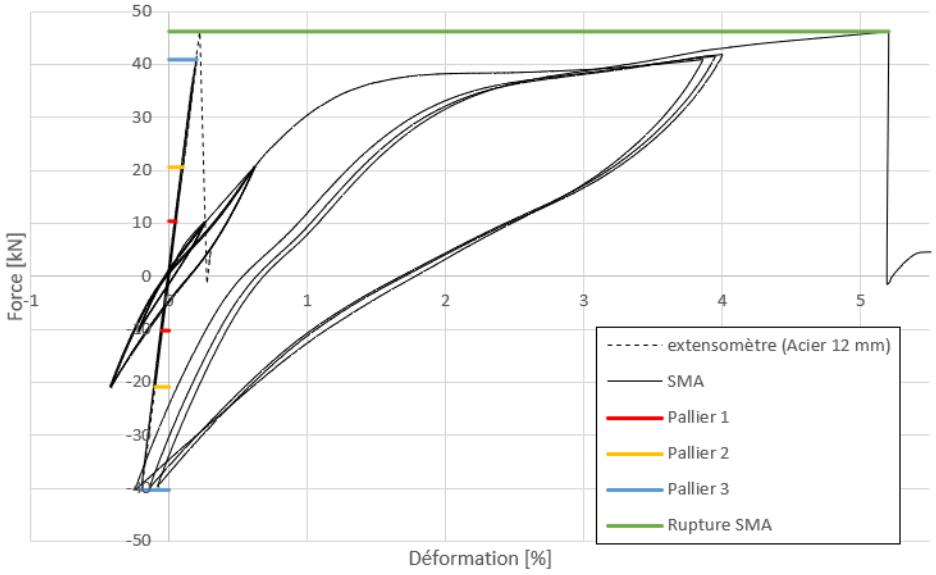


Figure 4.18 – Superposition des diagrammes force-déformation de l'acier "Riva" et du SMA

On observe l'apparition rapide de déformations résiduelles pour la barre de SMA, ainsi qu'une rupture fragile de la barre de SMA au niveau de la première vis pour une force de $46,21[kN]$, ce qui est insuffisant (figure 4.19). Pour ce niveau de charge, l'acier n'a en effet pas l'occasion de plastifier, et le SMA n'aura, normalement, eu une déformation relative que de 3 à 4%.

Le coupleur a ensuite été découpé sur sa longueur afin d'en savoir plus sur cette rupture (figure 4.20). Il en ressort, au vu de l'emprunte parfaitement circulaire des vis sur la barre, que le SMA ne semble pas avoir glissé dans le coupleur avant d'atteindre la rupture. La déformation résiduelle observée sur le diagramme 4.18 s'explique donc par un glissement dans les mors de la machine (figure 4.21). D'autre part, on observe que la résine de scellement s'est répartie de façon exemplaire dans le coupleur.

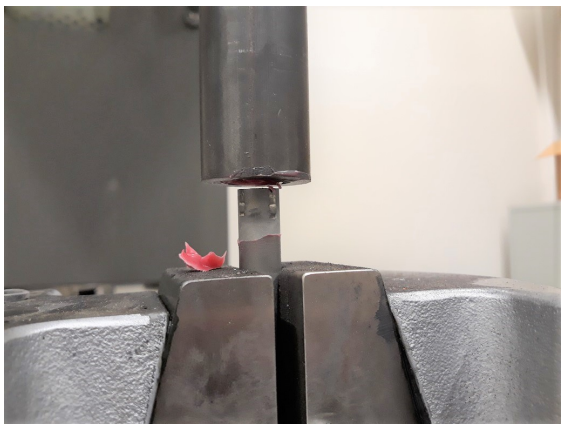


Figure 4.19 – Rupture de la barre SMA dans le coupleur, au niveau de la première vis.



Figure 4.20 – Découpe du coupleur. Pas de glissement observé dans le coupleur et répartition exemplaire de la résine de scellement.

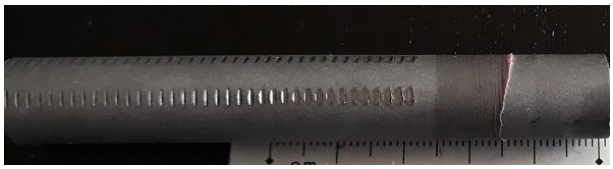


Figure 4.21 – Glissement de la barre SMA dans les mors de la machine d'essai.

Nous avons dès lors toutes les raisons de croire que la rupture de la barre dans le coupleur a été occasionnée par poinçonnement de la dernière vis de serrage sur la barre de SMA. Il s'en suit un processus itératif ayant pour but de déterminer quel couple de serrage des vis permet d'éviter la rupture par poinçonnement du SMA tout en assurant une résistance du dispositif d'approximativement $70[kN]$, correspondant à la rupture de l'armature en acier. Les configurations proposées et les résultats obtenus pour ces essais sont résumés dans le tableau 4.6. Les vis y sont numérotées suivant la figure 4.22. On remarque dans ce tableau que la résistance maximale du dispositif est de $67,8[kN]$ et que la rupture se produit par glissement du SMA dans le coupleur. On observe également que la vis 4 est fissurée (figure 4.23). Il est possible que la rupture par glissement du SMA soit due au dépassement de la résistance de cette vis.

Essai coupleur n°	Serrage [Nm]						Résistance [kN]	Type de rupture
	Vis 1	Vis 2	Vis 3	Vis 4	Vis 5	Vis 6		
1	60	60	60	70	70	70	53	Poinçonnement
2	10	20	30	40	50	70	40,7	Glissement
3	20	30	40	50	60	70	51,9	Glissement
4	30	40	50	60	60	70	58,0	Glissement
5	30	45	60	60	60	70	68,2	Rupture vis
6	30	45	60	65	65	70	58,9	Glissement
7	30	45	65	65	65	70	67,8	Rupture vis

Table 4.6 – Configuration de serrage des vis et résistances obtenues.

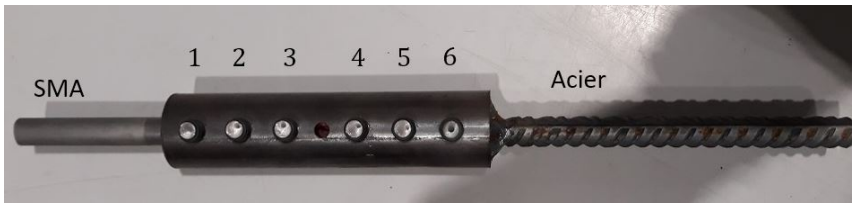


Figure 4.22 – Numerotation des vis relative au tableau 4.6.

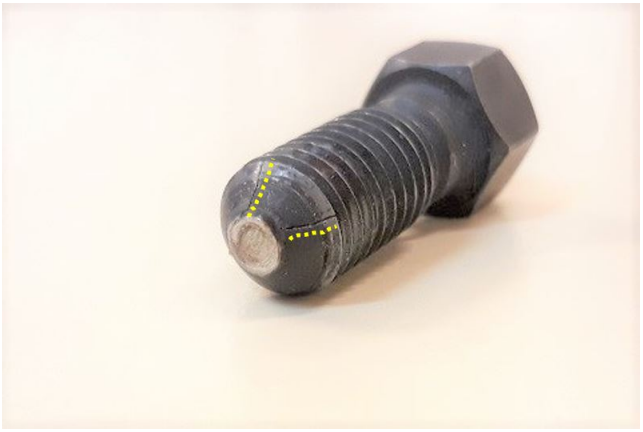


Figure 4.23 – Rupture de l'une des vis de serrage à pointe plate dans le coupleur.

Une solution pour augmenter la résistance du coupleur est donc d'aider cette vis à reprendre les efforts de traction de la barre en augmentant le serrage des vis 1, 2 et 3. Cette solution risquerait toutefois de mener à une nouvelle rupture par poinçonnement telle qu'observée lors des deux premiers essais. Après réflexion, il s'avère que ces ruptures par poinçonnement pourraient être dues au fait que la barre de SMA est légèrement désaxée par rapport au reste du coupleur. Ce désaxement peut avoir deux causes :

- D'une part, les crémaillères ne sont pas parfaitement parallèles à l'axe du coupleur, ce qui provoque une inclinaison de la barre de SMA par rapport à l'axe du coupleur. La mise en traction du dispositif entraine alors un phénomène de rotation de ce dernier. Si l'armature de SMA n'est pas assez longue, les contraintes vont se concentrer au niveau de la première vis au lieu de se répartir dans le matériau fléchi (figure 4.24) ;
- D'autre part, les axes moyens des deux matériaux ne sont pas parfaitement alignés du fait que leurs diamètres ne sont pas identiques. Ce désaxement peut lui aussi provoquer un mécanisme de rotation tel que décrit au point précédent.

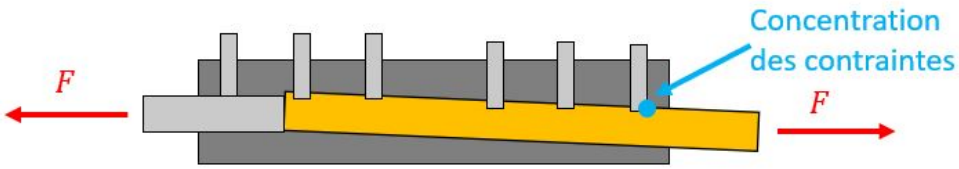


Figure 4.24 – Inclinaison du SMA par rapport à l'axe du coupleur.

Si ces considérations s'avèrent correctes, le problème de rupture par poinçonnement ne sera pas observé si l'armature en SMA a la possibilité de travailler en flexion hors du coupleur. La décision est alors prise de tester le dispositif tel qu'il sera placé dans le voile, et en serrant l'ensemble des vis à pointe émoussée à leur couple optimal. L'armature est sablée pour augmenter sa rugosité, et de la résine de scellement est injectée dans chacun des deux coupleurs. Le dispositif est présenté schématiquement à la figure 4.25.

Le résultat de cet essai donne le diagramme force-déformation présenté à la figure 4.26. Une force maximale de $68,45[kN]$ est atteinte avant d'observer une première chute de résistance du système. Celle-ci correspond à un premier glissement de l'armature SMA dans l'un des coupleurs. Suite à ce glissement, la résistance des coupleurs recommence à augmenter, indiquant que la

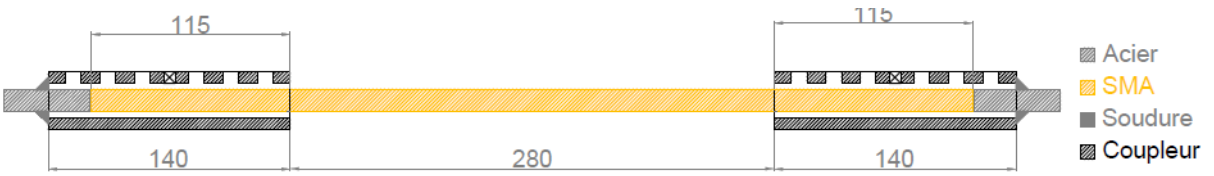


Figure 4.25 – Système de transfert des efforts longitudinaux entre l'acier et les SMA.

barre s'est stabilisée dans le coupleur après avoir glissé. Un second et un troisième glissement sont ensuite observés, pour des forces de $67,9[kN]$ et $53,5[kN]$ respectivement.

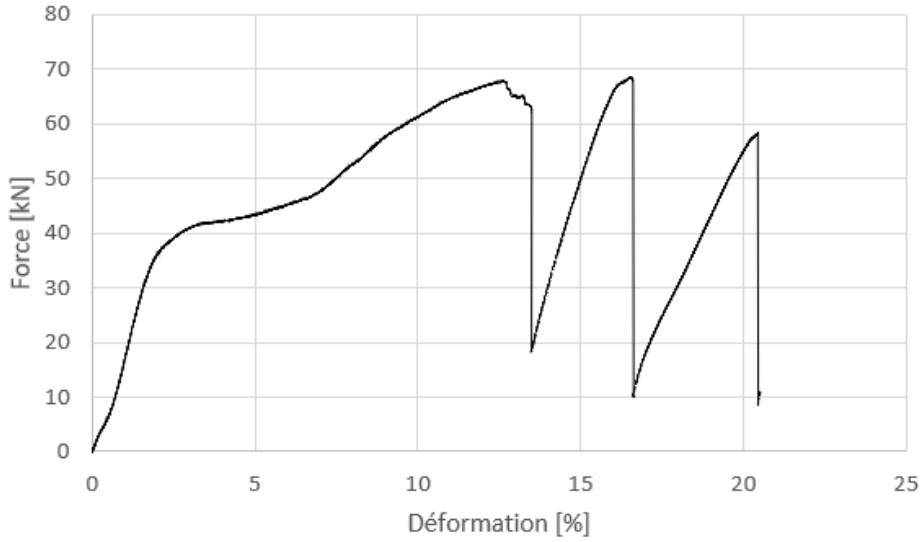


Figure 4.26 – Diagramme force-déformation du dispositif complet.

Les conclusions concernant ce dernier essai sont les suivantes : d'une part, l'hypothèse de désaxement des armatures causant la rupture par poinçonnement peut être validée. En effet, pour cet essai, toutes les vis sont serrées à leur couple de serrage maximal et aucune rupture par poinçonnement n'a été observée. Cela laisse entendre que les contraintes dues au désaxement de la barre dans le coupleur se sont réparties dans le matériau au lieu de se concentrer au niveau de la vis la plus excentrée du coupleur.

D'autre part, sur base de la figure 4.15, on note que la résistance atteinte lors de cet essai permet de s'assurer que les deux matériaux auront des déformations résiduelles au moment d'atteindre la rupture par glissement dans le coupleur. Ce système sera donc validé pour assurer le transfert d'efforts longitudinaux entre les armatures en acier et les armatures en SMA, bien qu'une inconnue subsiste toutefois sur la réponse cyclique de ce dispositif.

4.3 Dispositif d'essai (voir TFE complémentaire)

Le dispositif d'essai mis en place pour tester les deux voiles est présenté dans les figures 4.27 et 4.28. Comme on peut le voir sur ces deux figures, les sollicitations d'effort normal N_{Ed}, d'effort tranchant V_{Ed} et de flexion latérale M_{Ed} sont appliquées à la tête du voile à l'aide de trois vérins.

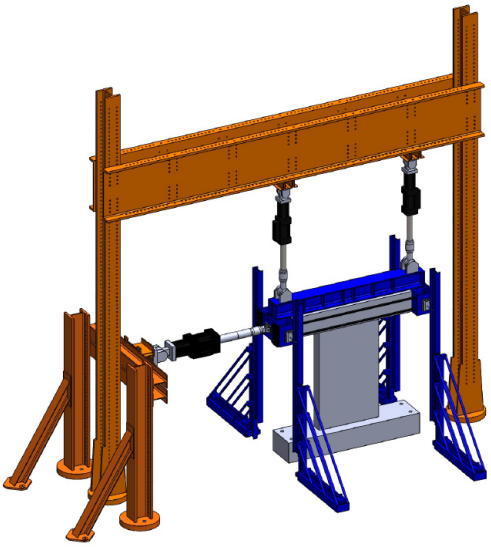


Figure 4.27 – Vue 3D du dispositif prévu pour les essais.



Figure 4.28 – Vue du dispositif installé sur le plancher d'essais du LEMSC.

Le vérin horizontal (nommé $V1$) permet d'imposer les déplacements horizontaux à la structure, tels que définis dans le protocole d'essai. Cependant, comme on peut le voir sur la figure 4.29 la hauteur h d'application de $V1$ ne correspond pas à la hauteur d'application de la charge latérale équivalente L_s calculée précédemment. Le bras de levier étant raccourci, le moment à la base du voile ne sera donc pas suffisant si seul $V1$ permet de le générer. Les deux vérins verticaux ($V2$ et $V3$) joueront dès lors un double-rôle : en plus d'appliquer l'effort normal N_{Ed} symbolisant la descente de charge de la structure, ils compléteront l'action de $V1$ pour atteindre le moment M_{Ed} requis à la base du mur.

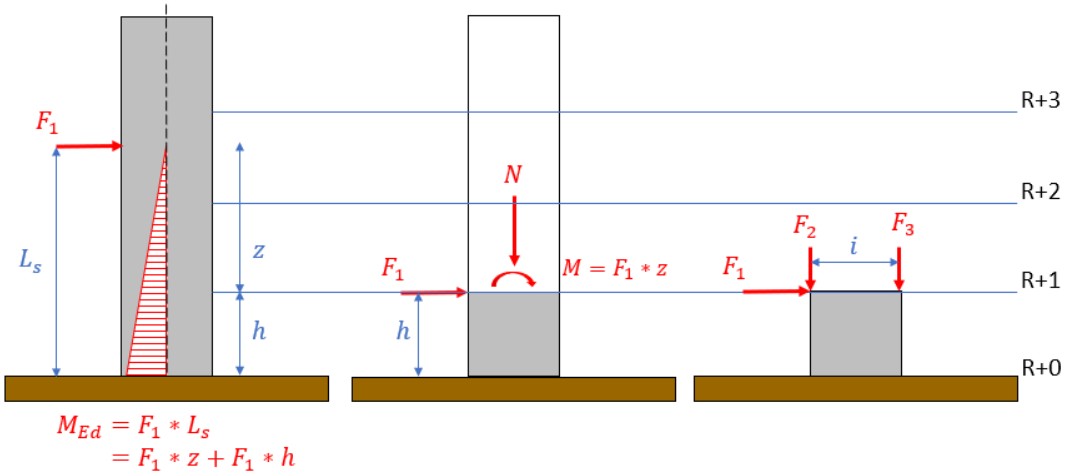


Figure 4.29 – Représentation des différentes forces à appliquer pour simuler l'action sismique sur le voile à l'échelle

Les forces F_2 et F_3 à appliquer, respectivement, par $V2$ et $V3$ sont donc déterminées en fonction de la charge F_1 déployée par $V1$ selon les relations suivantes :

$$F_2(t) = \frac{N}{2} - F_1(t)\frac{z}{i}$$
$$F_3(t) = \frac{N}{2} + F_1(t)\frac{z}{i}$$

avec :

- $F_1(t)$ la force déployée par $V1$ à l'instant t pour atteindre un déplacement imposé ;
- $z = L_s - h$ est la différence entre la hauteur théorique d'application de la charge latérale équivalente, L_s et h, la hauteur d'application réelle de la charge F_1 ;
- i est la distance entre $V1$ et $V2$. C'est ce bras de levier qui permet la génération d'un moment par les vérins verticaux.

Les détails concernant le dimensionnement du dispositif et l'instrumentation utilisée sont présentés dans le TFE Complémentaire [31].

4.4 Protocole d'essai et acquisition de données (voir TFE Complémentaire)

4.4.1 Protocole d'essai

Pour rappel, le protocole d'essai a été défini sous forme d'un ensemble de déplacements horizontaux à appliquer à la table supérieure. Celui-ci se base sur les analyses numériques menées dans les sections 3.6 et 3.7.

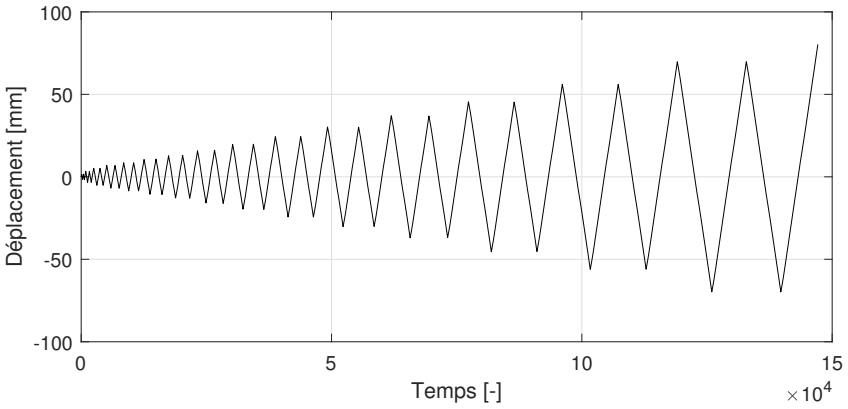


Figure 4.30 – Protocole de déplacements imposés au voile RC

La figure 4.30 rappelle le protocole du mur RC. Chaque sommet de ce diagramme indique la fin d'une étape de chargement, suivi d'une inversion de la direction du déplacement horizontal imposé à la tête du mur. Dans les sous-sections suivantes, ces paliers de transition seront désignés par le terme "Load Stage" ou par l'abréviation "LS".

4.4.2 Acquisition de données

Les données relatives à l'essai ont été récoltées de trois façons. Ces procédés d'acquisition de données faisant l'objet d'une description détaillée dans le TFE Complémentaire [31], nous n'en décrirons ici que les principes de base.

Durant l'essai, chaque Load Stage a été mis à profit pour étudier la réponse du voile aux déplacements qui lui étaient imposés. D'une part, l'apparition, l'allongement et l'écartement des fissures ont été repérés, marqués et mesurés sur le voile. D'autre part, les principales observations et mesures relevées ont été répertoriées dans un "lab-book".

Une série d'instruments de mesure analogiques, décrits en détail dans le TFE Complémentaire [31], ont également été disposés à des endroits bien précis du mur. Ceux-ci ont permis l'acquisition de données diverses par intervalles de 5 secondes : déplacements à la base du mur, déplacements horizontaux, allongement des fibres extrêmes, courbure, etc.

Enfin, la technologie DIC (*Digital Image Correlation*) a été utilisée sur l'une des faces du voile. Cette technologie, décrite en détail dans le TFE Complémentaire [31], permet à un groupe de caméras à haute définition de suivre les déplacements d'un grand ensemble de points de la surface du mur et de les corréler avec les charges appliquées. Ce mode d'acquisition de données, utilisé depuis peu à l'UCLouvain, a été validé à l'aide de mesures DEMEC[35], plus traditionnelles.

4.5 Réponse du voile RC et premiers résultats

Dans le cadre de ce TFE, seule une première analyse basique des résultats obtenus sera menée, l'analyse détaillée de l'ensemble des données recueillies faisant l'objet d'un TFE prévu pour l'année académique prochaine.

Une description qualitative de la réponse du voile RC sera toutefois proposée dans les points suivants. La propagation des fissures, la plastification et la rupture du voile y seront décrits. Les premiers résultats obtenus sur base de l'acquisition analogique de données et de la DIC seront ensuite présentés. Notons pour la suite des explications que l'Est se trouve sur la gauche des images présentées, l'Ouest sur la droite. Le Nord se trouve donc du côté de la prise de vue, et le Sud de l'autre côté du mur (figure 4.31).

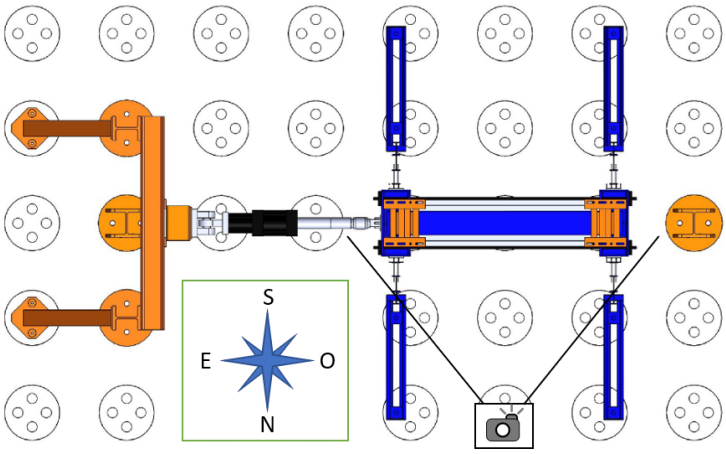


Figure 4.31 – Orientation du mur

4.5.1 Développement des fissures

Les premières fissures sont apparues à l'extrémité Est du voile dès le premier palier de charge, alors que le vérin horizontal poussait la table supérieure vers l'Ouest. Ces fissures sont représentées en rouge sur la figure 4.32.

[35] Méthode de prise de mesure manuelle consistant au suivi de l'évolution des distances exactes entre un ensemble pastilles collées à la surface du mur.

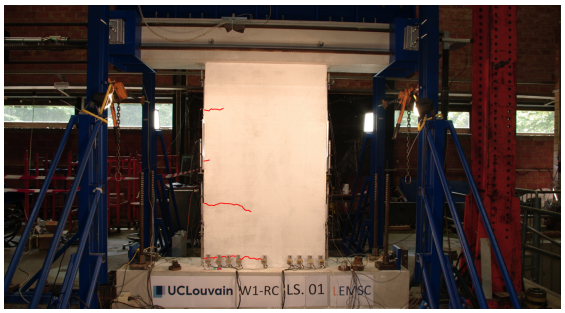


Figure 4.32 – Fissuration au palier LS01.

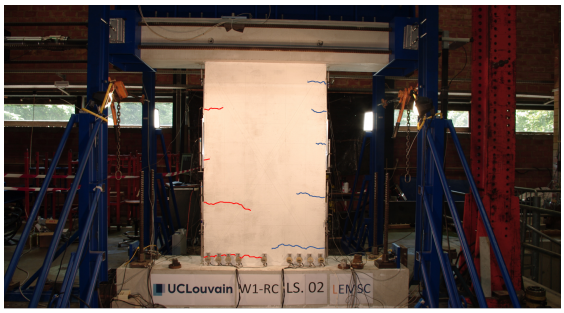


Figure 4.33 – Fissuration au palier LS02.

La direction horizontale de ces fissures indique que la zone dans laquelle elles se trouvent est tendue. Lors du palier suivant, ces fissures se sont refermées si bien qu'elles sont devenues invisibles à l'oeil nu. D'autres fissures de traction ont alors commencé à apparaître à l'extrémité Ouest du mur (figure 4.33 - trait bleu). Au fil des paliers de chargement, ces fissures s'allongent, s'ouvrent de plus en plus, et de nouvelles fissures naissent également depuis les bords du mur. Notons que ces fissures ont tendance à plonger vers la zone où le béton est le plus comprimé, ce qui est caractéristique d'une fissuration de flexion. La figure 4.34 expose ce phénomène. De plus, les fissures horizontales ont tendance à naître au niveau des étriers transversaux (figure 4.35). Ceci s'explique par le fait que la section de béton d'enrobage est moindre au droit des étriers. La contrainte de résistance en traction f_{ct} pouvant être exprimée comme le rapport entre la force résistante et la surface de sollicitation, il est naturel qu'une diminution de la surface de béton disponible pour reprendre la traction entraîne une diminution de la force nécessaire pour provoquer sa rupture.

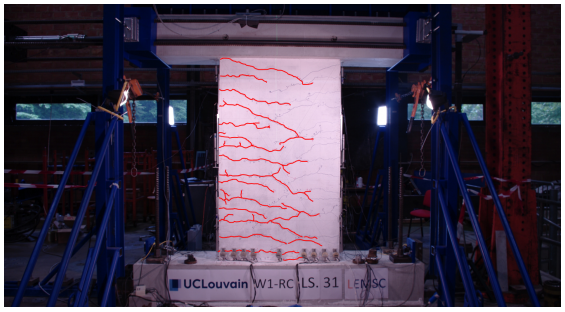


Figure 4.34 – Fissuration au palier LS31.

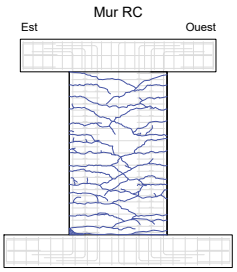


Figure 4.35 – Superposition de la fissuration au palier LS43 avec le plan de ferraillage du mur.

À partir des paliers "LS07" et "LS08", on constate qu'au lieu de se concentrer à la base du voile et sur le reste de sa hauteur, des fissures commencent à se propager dans la table inférieure, depuis la base du voile vers les arêtes de la poutre de fondation (figures 4.36 et 4.37). Ces fissures, au fur et à mesure qu'elles se développent, prennent la forme d'un cône entourant la zone où les armatures longitudinales sont tendues (figure 4.38). Notons que ce phénomène, bien qu'à terme observé aux quatre coins du mur, est surtout marqué dans le coin Nord-Est du voile. Il peut avoir quatre causes :

- Premièrement, on note que ces fissures sont apparues en premier lieu au niveau de l'interface entre la première et la deuxième phase de bétonnage de la poutre de fondation (cf. figure 2.23). Il se peut donc que ce comportement soit dû à un manque de reprise du béton à l'interface ;

- Comme peut en témoigner la figure 4.38, les forages permettant de disposer l'instrumentation au pied du voile pourraient avoir affaibli le béton d'enrobage de la table inférieure. En effet, au moment de leur apparition, ces cônes de fissuration n'étaient présents que sur le côté Nord de la fondation, c'est-à-dire où les capteurs d'ouverture des fissures ont été placés ;
- Il se peut également que la fissure ait cherché à atteindre les arêtes de la fondation car la largeur de celle-ci est trop faible. Ce comportement aurait pu être évité en augmentant la largeur de la table inférieure, ou en appliquant une précontrainte latérale à celle-ci ;
- Il se peut enfin que ce comportement soit dû à une longueur d'ancrage trop faible des armatures longitudinales dans la fondation. Cette théorie a par la suite été écartée du fait que dans ce cas, la rupture aurait été observée au niveau de l'angle inférieur de l'armature (et suivie d'un glissement de la barre dans le béton) et non à l'interface poutre-voile, comme observé par la suite.

Bien que contraire à nos attentes, nous justifierons par la suite que ce phénomène n'a visiblement pas eu un impact prépondérant sur les résultats obtenus durant l'essai. Le comportement du cône a cependant été surveillé tout au long de l'essai.

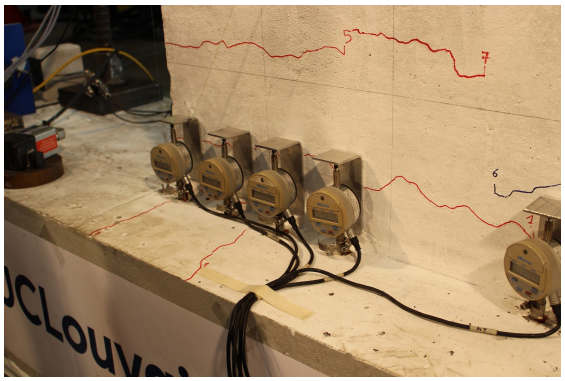


Figure 4.36 – Apparition de fissures à la base du voile - côté Nord-Est.

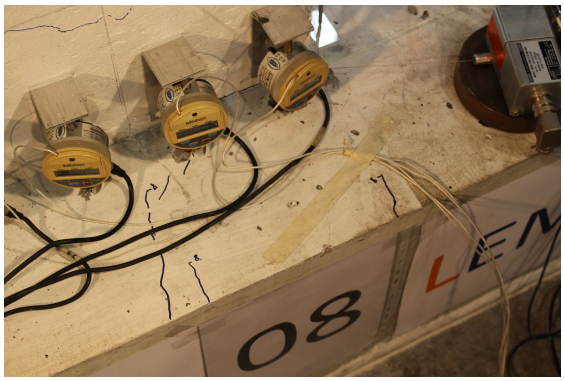


Figure 4.37 – Apparition de fissures à la base du voile - côté Nord-Ouest.

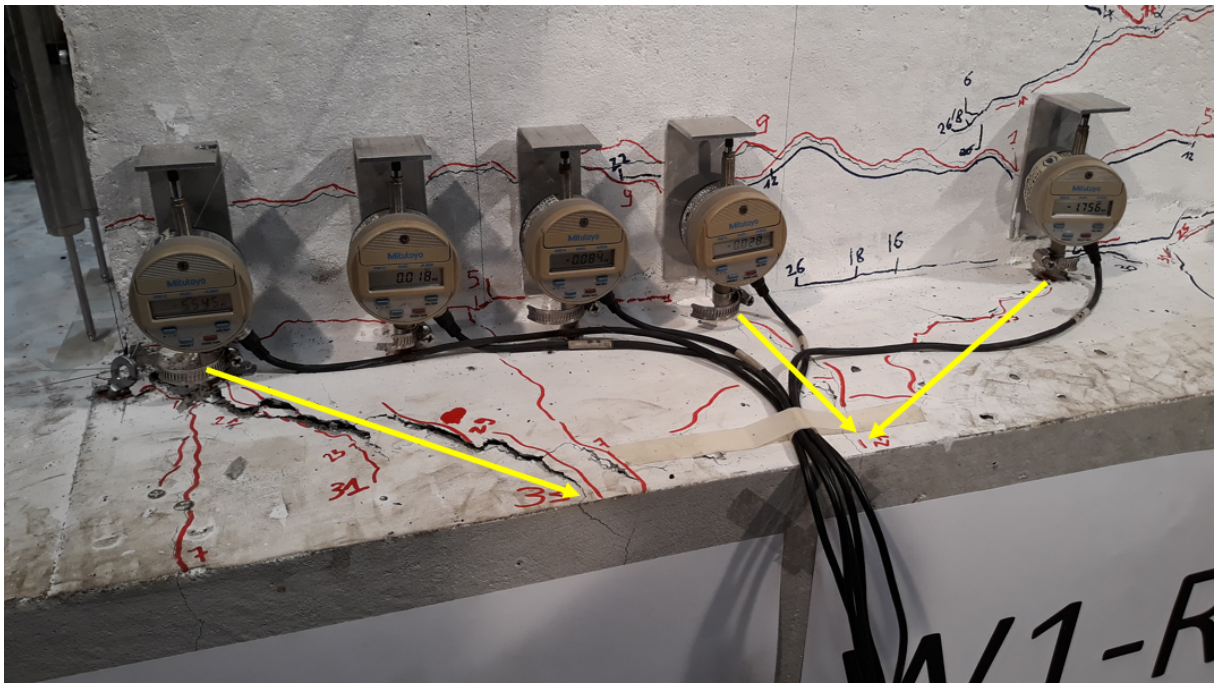


Figure 4.38 – Forme du cône de fissuration et influence de la fixation des capteurs de fissuration sur la naissance des fissures.

4.5.2 Plastification et rupture

La plastification d'un élément en béton armé soumis à des sollicitations cycliques peut être observée de deux façons. D'une part, elle peut s'observer *in situ* par l'apparition de fissures verticales au droit des armatures longitudinales dans la zone tendue. D'autre part, la plastification se traduit par une augmentation de la résistance de l'élément du fait de l'écrouissage de ses armatures tendues.

Dans le cas de l'essai sur le mur RC, on note l'apparition de fissures verticales dès le LS9 (figure 4.39). Du point de vue de la résistance, le diagramme de résistance-déplacement relatif à l'essai, récupéré grâce à l'acquisition de données analogiques, est présenté à la figure 4.40. Ce diagramme montre que la résistance maximale est atteinte pour des déplacements imposés de $-16,18[mm]$ dans la direction Ouest et de $16,18[mm]$ dans la direction Est. Ces déplacements correspondent respectivement aux paliers LS29 et LS30. On déduit donc que l'écoulement plastique et l'écrouissage de l'élément ont eu lieu avant ces paliers.



Figure 4.39 – Apparition de fissures verticales dans la zone tendue

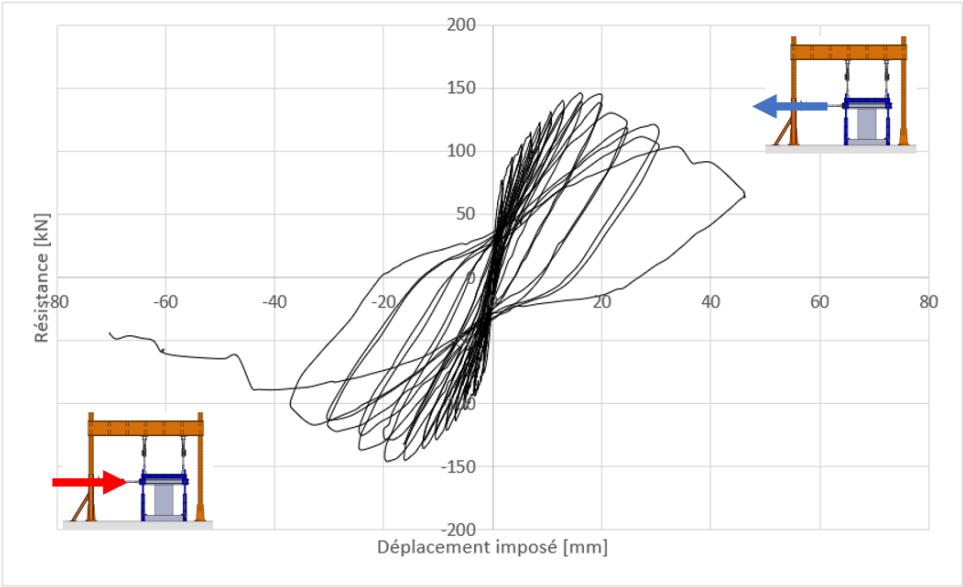


Figure 4.40 – Diagramme de réponse Force-Déplacement du voile RC.

La rupture d'un élément soumis à des sollicitations cycliques est généralement définie comme l'état pour lequel la résistance de l'élément ne parvient plus à dépasser 80% de la résistance maximale observée au cours de l'essai[12]. Cet état peut survenir suite à une ou plusieurs pertes de résistance successives du mur, correspondant à la rupture du béton ou d'armatures.

Il convient donc d'évaluer la valeur de la résistance maximale du mur dans chacune des directions. Celle-ci peut facilement être trouvée via le fichier d'acquisition analogique. On obtient $R_{max,Ouest} = -144,71[kN]$ pour le LS29, et $R_{max,Est} = 146,5[kN]$ pour le LS30.

Le passage du LS34 au LS35 est marqué par la première déflagration entendue au cours de l'essai. Celle-ci correspond à un détachement brusque du cône de la fondation évoqué plus haut (figure 4.38), et est accompagnée d'une diminution de l'ouverture maximale des fissures dans le voile par rapport au LS33 (de $0,98[mm]$ à $0,75[mm]$ pour la fissure la plus ouverte). Cette diminution d'ouverture des fissures supérieures au profit d'une large fissure inférieure laisse

entendre que la déformation longitudinale de l'armature, au départ relativement bien répartie sur l'ensemble de sa longueur, tend à se localiser à l'interface entre le voile et la masse de béton confiné dans la table inférieure, plus rigide.

Du point de vue du diagramme de résistance-déplacement présenté à la figure 4.42, on n'observe aucune perte de résistance entre le LS35 et LS37, ce qui ôte le doute quant à la rupture d'une armature à ce stade de l'essai.

L'essai a ensuite continué. Les premières fissures indiquant la rupture en compression du béton d'enrobage sont apparues au LS38 (figure 4.41). Deux déflagrations ont été entendues au Load Stage LS41 (déplacement visé : $-30,17[mm]$) et correspondent à la rupture de deux armatures longitudinales en traction à la base du voile, côté Est. Ces ruptures d'armatures se manifestent dans le diagramme force-déformation par une chute de la résistance, telle que mise en évidence à la figure 4.43

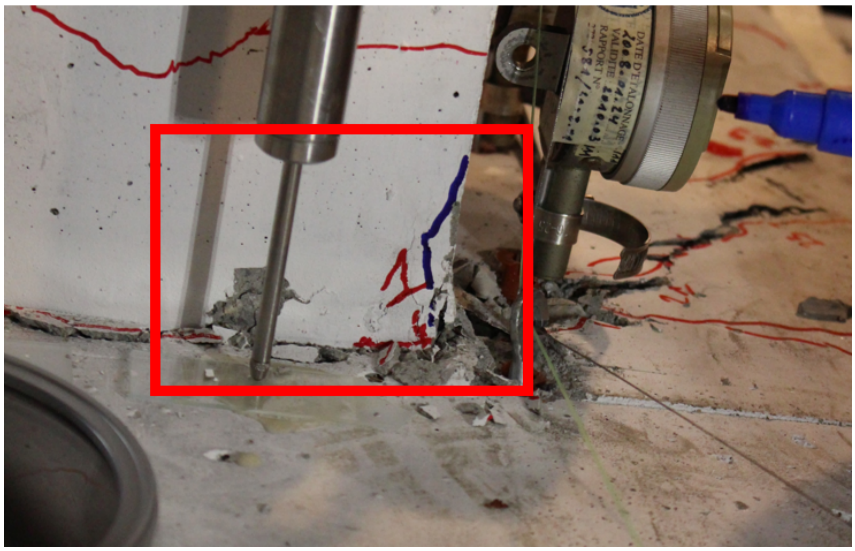


Figure 4.41 – Rupture de béton d'enrobage en compression (LS38)

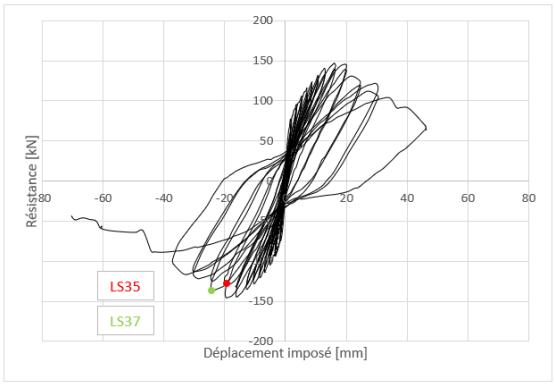


Figure 4.42 – Augmentation de la résistance du mur entre les paliers LS35 et LS37.

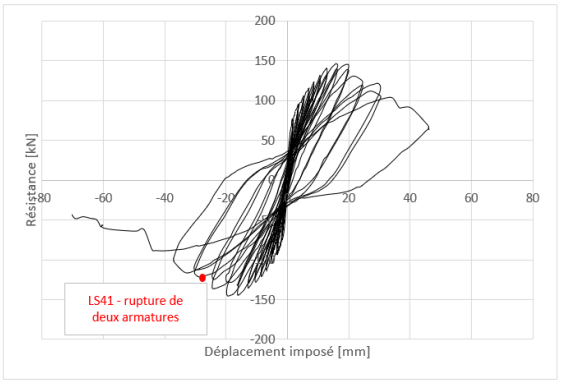


Figure 4.43 – Impact de la rupture de deux armatures sur le diagramme Forces-Déplacements du mur RC.

La rupture du voile telle que définie au début de cette section sera observée au LS43 : bien qu'aucune rupture d'armature n'ait été constatée entre les paliers LS42 et LS43, la résistance

du mur décroît progressivement et vaut à cet instant $112,94[kN]$, ce qui correspond à 78% de la charge maximale $R_{max,Est}$.

L'essai a ensuite été prolongé jusqu'à ce que le mur perde jusqu'à 70% sa résistance. La rupture progressive d'armatures sera alors observée aux paliers LS44 ($d_{44} = 30,17[mm]$), LS45 ($d_{45} = -37,08[mm]$), LS46 ($d_{46} = 47[mm]$) et LS47($d_{47} = -70[mm]$). Au total, cinq ruptures d'armatures ont été entendues lorsque le mur était poussé dans la direction Ouest et trois ruptures ont été entendues lorsque le mur était tiré dans la direction Est. Le tableau 4.7 présente un résumé des paliers de charges associés aux différentes ruptures observées. Les figures 4.44 et 4.45 montrent quant à elles que la rupture des armatures à l'extrémité Est du mur a bien eu lieu au pied de celui-ci. Aucune rupture par manque d'ancrage dans la fondation n'a donc été observée.

Load Stage	Déplacement [mm]	Type de rupture	Nombre
1	-1,73	Fissure de traction	-
2	1,73	Fissure de traction	-
35	-19,82	Soulèvement du cône dans la fondation	-
38	24,42	Compression du béton non-confiné	-
39	-24,42	Compression du béton non-confiné	-
41	-30,17	Rupture armature tendue	2
44	30,17	Rupture armature tendue	1
45	-37,08	Rupture armature tendue	1
46	47	Rupture armature tendue	2
47	-70	Rupture armature tendue	2

Table 4.7 – Ruptures observées et paliers de chargement correspondants

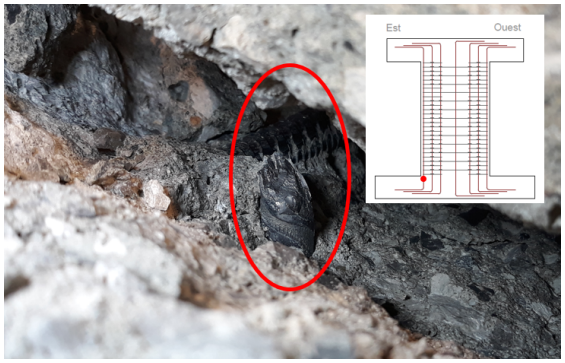


Figure 4.44 – Rupture de l'armature côté Nord-Est.

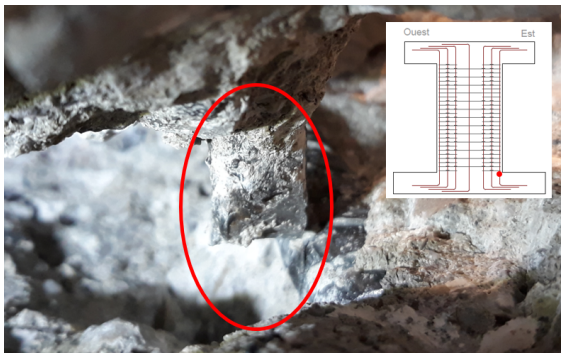


Figure 4.45 – Rupture de l'armature côté Sud-Est.

L'annexe F présente des photographies de l'état des 6 armatures présentes du côté Est du mur à la fin de l'essai.

4.5.3 Diagramme Moment-Courbure

L'évolution de la courbure au pied du voile a été relevée tout au long de l'essai à l'aide de capteurs de déplacement LVDT disposés de part et d'autre du voile (cf. [31]). Sur base des données fournies par ces capteurs, le principe de calcul de la courbure moyenne sur une hauteur donnée est le suivant (figure 4.46) : à chaque étape d'acquisition des données, le déplacement

axial de la tige de chacun des LVDT par rapport à sa position initiale est relevé. L'angle de rotation de la section s'exprime comme :

$$\tan\theta \simeq \theta = \frac{(\Delta G - \Delta D)}{L}\left[\frac{mm}{mm}\right] \tag{4.9}$$

avec ΔG et ΔR l'allongement du LVDT respectivement à gauche et à droite de la section, et $L = 1200[mm]$ la longueur de la section. La courbure moyenne de la section sur une hauteur donnée est ensuite calculée en divisant la valeur de θ par la hauteur de la section considérée :

$$\varphi = \frac{\theta}{l}[mm^{-1}] \tag{4.10}$$

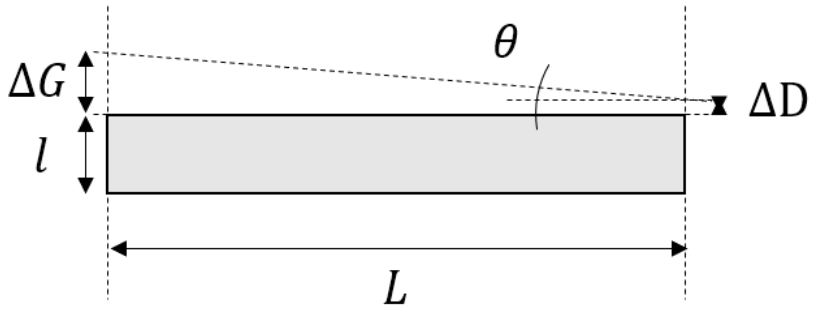


Figure 4.46 – Principe de calcul de la courbure moyenne sur base des capteurs LVDT.

Le diagramme moment-courbure moyenne à la base du mur peut alors être calculé sur base de cette méthode. Celui-ci est présenté à la figure 4.47. Notons dans ce diagramme que la courbe est brusquement interrompue pour une courbure correspondant à $\varphi \approx -5.10^{-5}[mm^{-1}]$ et un moment $M \approx -500[kNm]$. Cette coupure correspond à l'interruption accidentelle de l'enregistrement d'une partie des données analogiques entre les paliers LS38 et LS41, ce qui constitue une perte d'information non-négligeable.

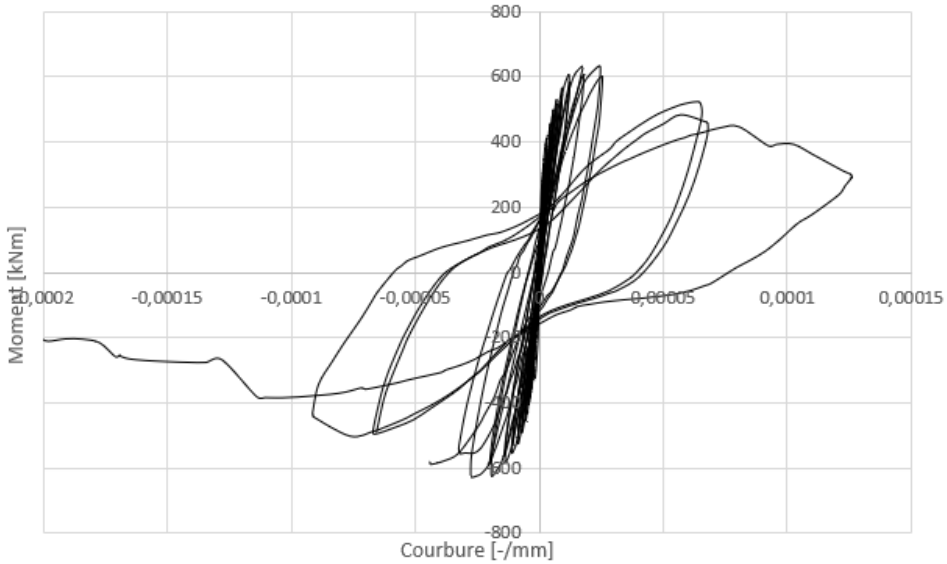


Figure 4.47 – Diagramme moment-courbure basé sur l'acquisition analogique de données.

4.5.4 Courbure moyenne sur la hauteur du mur

Sur base de la même méthode que proposée dans la section 4.5.3, la courbure moyenne de différentes zones du mur est ensuite calculée. Les zones à considérer sont établies sur base de la disposition des capteurs LVDT tout le long du mur et sont résumées à la figure 4.48. Les courbures moyennes ainsi calculées pour différents paliers de charge sont ensuite reportées sur un diagramme "courbure moyenne - hauteur".

Le diagramme présenté à la figure 4.49 permet de comparer la courbure du mur entre les paliers LS4, LS8 et le LS10. Cette comparaison présente un intérêt particulier dans le sens où le LS8 marque l'apparition des premières fissures au niveau de la fondation. À partir de ce stade, la courbure au départ distribuée sur la hauteur du voile commence à augmenter plus rapidement à sa base que dans les sections supérieures. Notons que le changement de pente de la courbure se produit à une hauteur entre 300 et 600$[mm]$ de la base du mur.

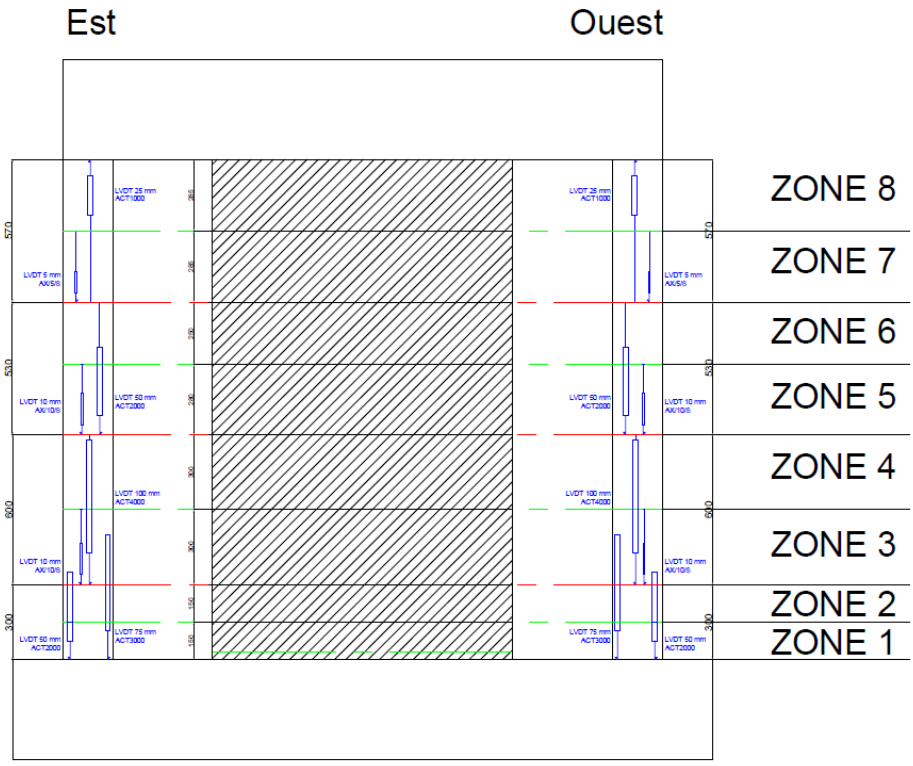


Figure 4.48 – Localisation des capteurs LVDT et zones de calcul de la courbure moyenne.

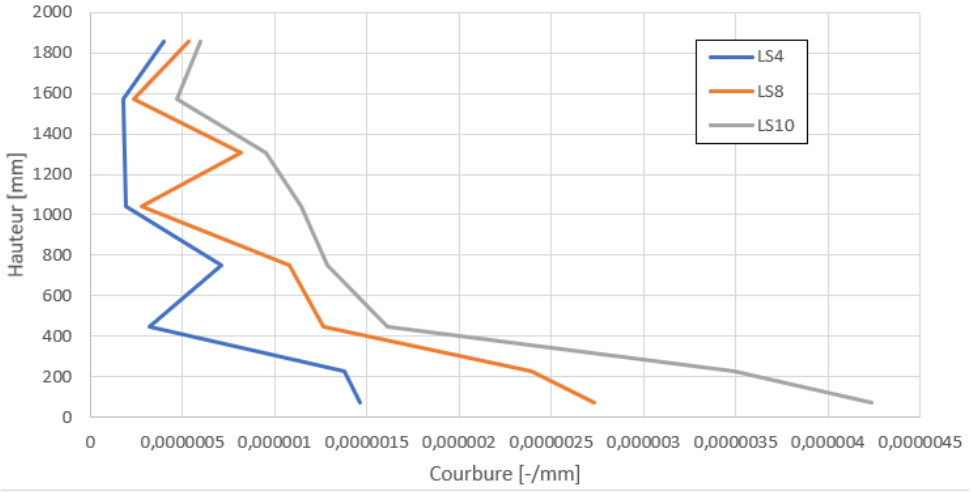


Figure 4.49 – Courbure moyenne en fonction de la hauteur. Paliers LS4-LS8-LS10.

Cette tendance est confirmée par la figure 4.50, qui décrit la courbure moyenne du mur aux paliers LS33, LS35, LS37, LS43. On y observe également une augmentation de la courbure à la base entre les paliers LS33 et LS35, alors que le déplacement imposé en tête de mur est identique pour ces deux étapes. Cette augmentation de courbure s'explique par le soulèvement brusque du cône de béton dans la fondation. Enfin, on note que pour le palier LS43 la courbure moyenne a diminué dans l'ensemble des sections au profit d'une courbure plus importante à la base du voile. C'est ce palier qui avait été défini comme point de rupture théorique du voile (perte de 20% de la résistance maximale).

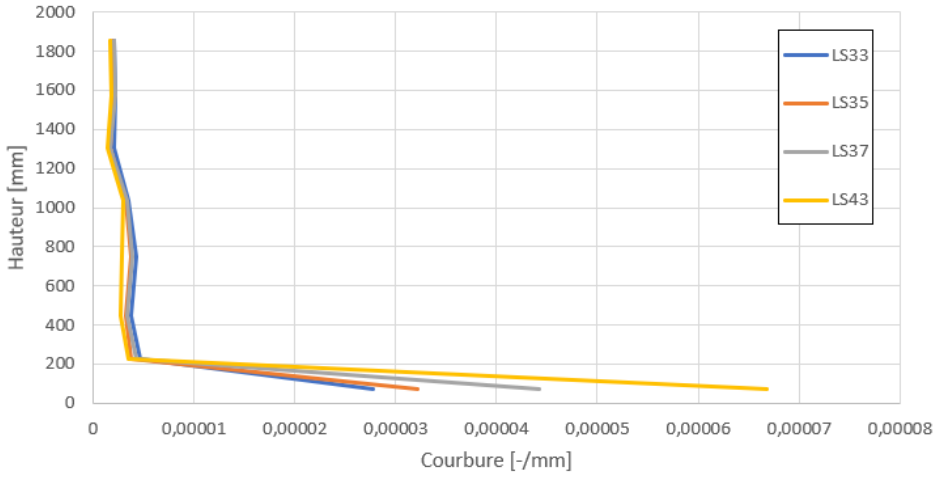


Figure 4.50 – Courbure moyenne en fonction de la hauteur. Paliers LS33-LS35-LS37-LS43.

4.5.5 Utilisation de la DIC

Notons qu'une grande quantité de mesures peuvent être récoltées via la technologie DIC décrite précédemment. L'utilisation de cette technologie d'acquisition de données pour des échantillons de grandes dimensions a été validée dans le TFE Complémentaire [31]. À titre d'exemple, la figure 4.51 présente l'état de fissuration du mur au load stage LS36. Les zones bleues indiquent un déplacement relatif négatif entre les points par rapport au load stage précédent : ces points se sont rapprochés, indiquant la fermeture de fissures précédemment ouvertes. Les zones rouges indiquent un éloignement relatif des points repérés par les caméras par rapport au load stage précédent : leur tracé correspond à l'ouverture des fissures durant le passage du load stage 35

au load stage 36. Les zones vertes indiquent qu'aucun déplacement relatif des différents points n'a été relevé par les caméras.

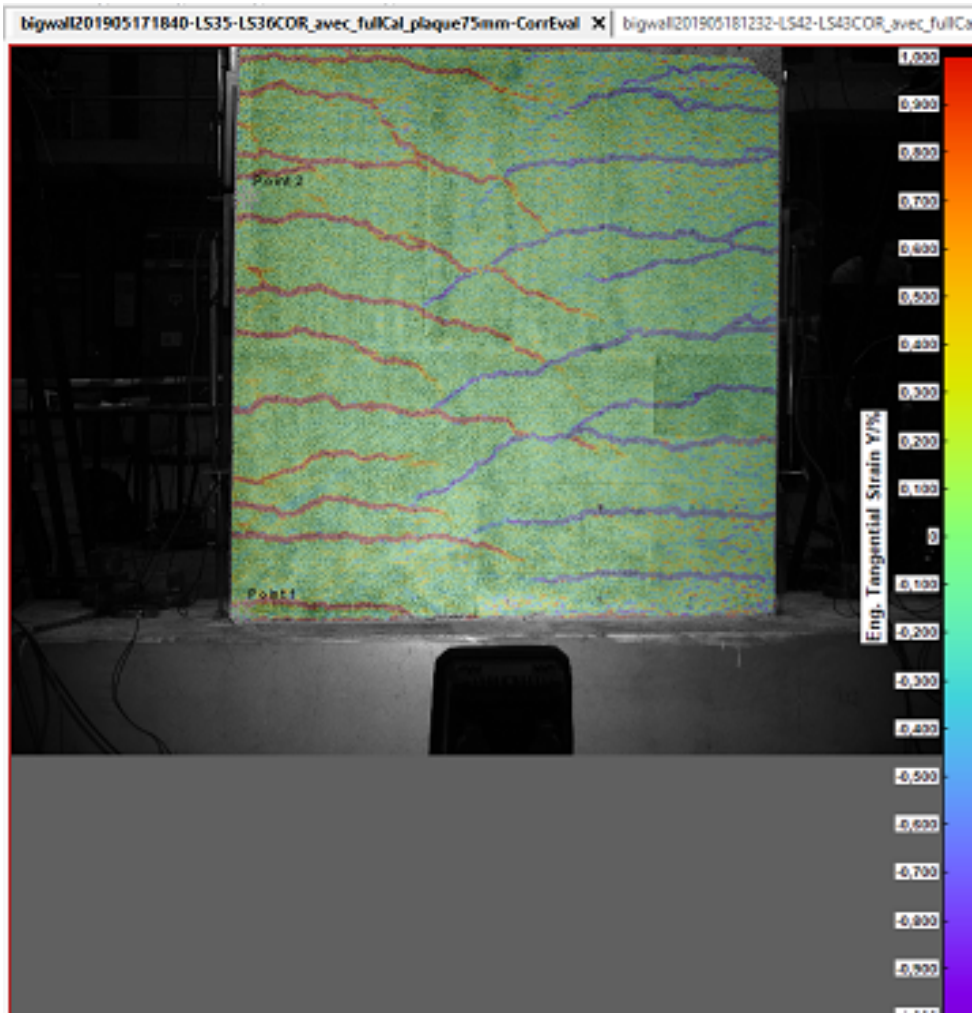


Figure 4.51 – Évolution de la fissuration du mur repérée par DIC. Face Sud - LS36.

L'intérêt remarquable de cette technologie est qu'elle permet également de suivre au cours du temps les déplacements relatifs de certains points sélectionnés par l'utilisateur. Le mouchetis peint sur le mur étant composé de milliers de points repérés par les caméras, une quantité infinie de jauges de déformations virtuelles peuvent ainsi caractériser la réponse de l'élément. Des données telles que, par exemple, l'évolution temporelle de la courbure de chaque section du mur pourront alors être obtenues via cette technologie.

4.5.6 Différenciation des déplacements de cisaillement et des déplacements de flexion

Notons enfin que les déformations subies par un élément soumis à un déplacement horizontal sont de trois types : déformations de cisaillement, déformations d'expansion et déformations de flexion. Comme on peut l'observer à la figure 4.52, les déplacements horizontaux ne sont donc pas uniquement provoqués par le cisaillement. Dans le cadre de cet essai, il est prévu que le voile travaille principalement en flexion. Pour ce faire, nous nous sommes assurés que le SSR soit supérieur à 2,5. Il est dès lors intéressant de déterminer dans quelles proportions les déplacements horizontaux observés sont provoqués par de la flexion ou par le cisaillement du mur ductile.

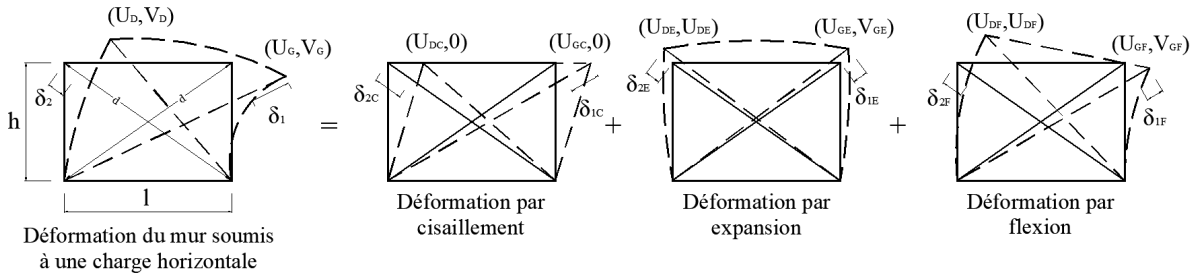


Figure 4.52 – Schématisation des différentes composantes de la déformation totale du mur ductile. [15]

Hisahiro [15] propose de calculer ces deux déplacements de la façon suivante :

$$
\begin{aligned}
(U_{DF} = U_{GF} =) U_F &= \int_0^h \theta_y dy = \int_0^h \frac{V_G(y) - V_D(y)}{l} dy \\
(U_{DC} = U_{GC} =) U_C &= \frac{1}{2}(U_D - U_G) - U_F = \frac{d}{2l}\left(\delta_1 - \delta_2 - \left[U_F - \frac{h}{2l}(V_D - V_G)\right]\right)
\end{aligned}
$$

avec U_C le déplacement horizontal dû au cisaillement, U_F le déplacement horizontal dû à la flexion, V_G et V_D les déplacements verticaux des arêtes gauche et droite du mur.

Dans le but de pouvoir procéder facilement à ce calcul, quatre capteurs de déplacement potentiométriques à câble ont été disposés sur le mur ([31]). Deux de ces capteurs ont été placés à la verticale et permettent de mesurer V_D et V_G pour un palier de chargement donné. Les deux autres capteurs ont été placés sur les diagonales du voile, et permettent de mesurer δ_1 et δ_2.

La figure 4.53 montre la réponse des capteurs verticaux en fonction du déplacement imposé à la tête du mur pour chaque Load Stage. On observe que les extrema des courbes de réponse des capteurs ne sont pas symétriques par rapport à l'axe des abscisses alors que les déplacements imposés le sont. De la même façon, la figure 4.54 montre la réponse des capteurs diagonaux. Le même défaut est constaté, en plus de l'interruption de l'acquisition de données entre les paliers LS39 et LS42.

Ce problème de symétrie a certainement été causé par le fait que les câbles des capteurs ont accidentellement été heurtés à plusieurs reprises durant les phases de repérage des fissures. Les données enregistrées s'en sont trouvées biaisées et fournissent des résultats incohérents.

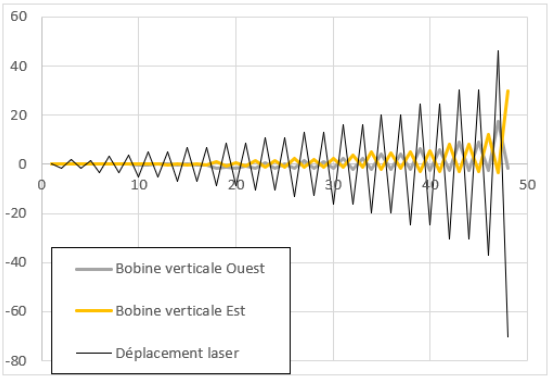


Figure 4.53 – Comparaison de la réponse des capteurs verticaux et du déplacement imposé.

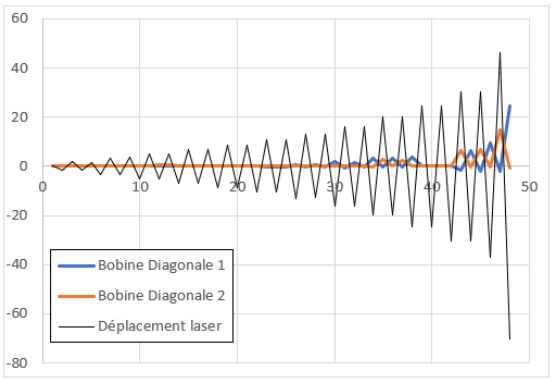


Figure 4.54 – Comparaison de la réponse des capteurs diagonaux et du déplacement imposé.

4.6 Réponse du voile RC+SMA et premiers résultats

Au moment de la remise du présent travail, les essais sur le mur RC+SMA sont toujours en préparation et n'ont donc pas encore pu être menés à bien. Ils le seront peu après la remise de ce rapport. Un compte rendu des premiers résultats observés sera présenté au jury lors de la défense orale du travail. L'analyse plus approfondie des résultats obtenus fera l'objet d'un TFE prévu pour l'année prochaine.

4.7 Voile RC vs. voile RC+SMA

Pour les mêmes raisons que celles développées au point précédent, une comparaison du comportement des deux voiles sera présentée lors de la défense orale de ce travail.

5 Comparaison des résultats numériques et expérimentaux

Comme pour la comparaison des résultats numériques des modèles de mur RC et RC+SMA (voir section 3.8), on utilisera dans cette section les grandeurs de déplacement et de courbure en $[mm]$ et en $[mm^{-1}]$ respectivement, et non en termes de ductilité.

5.1 Mur RC

5.1.1 Diagramme Réaction-Déplacement

Le diagramme réaction-déplacement relatif au mur RC est présenté à la figure 5.1. Plusieurs observations peuvent être faites sur cette figure :

- Durant les cycles survenant avant l'atteinte de la résistance maximale du mur testé, on remarque que celui-ci présente une rigidité plus faible que le mur modélisé. Les pics de force résistante du mur testé sont en effet plus faibles que ceux du mur modélisé. Ceci peut être expliqué par la différence de comportement de l'acier entre les deux murs, qui avait été montré à la section 3.5.1. En effet, on y voit que l'effet Bauschinger est plus marqué dans l'acier du mur testé que les modèles numériques, donnant donc une plastification prématurée plus importante que prédite. Une perte de rigidité du mur testé par rapport au mur modélisé est donc observée ;
- En ce qui concerne la force résistante maximale développée, la valeur prédite par le modèle est réaliste puisque $V_{max,RC,essai} = 146,5[kN]$ et $V_{max,RC,modele} = 150,7[kN]$;
- On observe cependant qu'après ce pic de force résistante, la rupture du voile testé est survenue plus tôt que prévu dans les résultats numériques. Les éléments pouvant avoir provoqué cette rupture prématurée seront développés dans les paragraphes qui suivent.

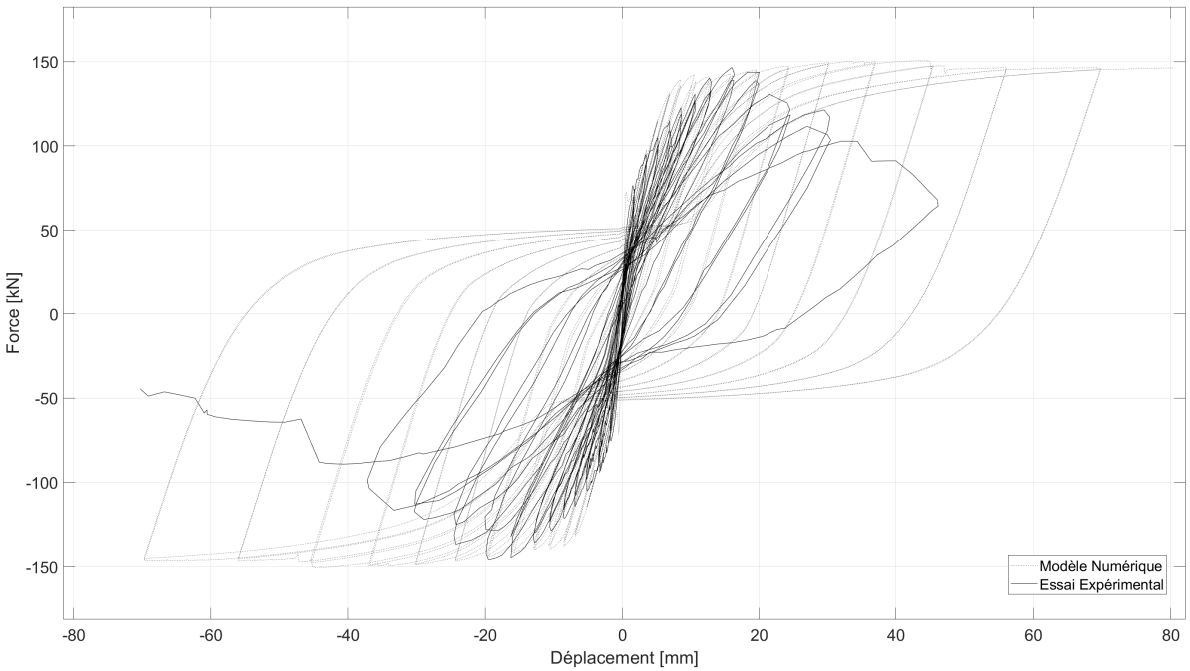


Figure 5.1 – Comparaison du diagramme réaction-déplacement du modèle numérique et du diagramme réellement observé.

Classe de ductilité de l'acier

Les caractéristiques principales de l'acier permettant d'assurer la performance sismique d'un élément en béton armé sont les suivantes :

- la déformation ultime de l'acier ϵ_{su} ;
- le ratio d'écrouissage f_t/f_y.

L'allongement relatif à la rupture ϵ_{su} a un impact direct sur la courbure ultime de la section. Cette courbure est en effet définie par l'expression 5.1 lorsque la résistance de la section est contrôlée par la rupture des armatures de traction :

$$\varphi_{su} = \frac{\epsilon_{su}}{(1 - \xi_{su})d} \tag{5.1}$$

avec d la longueur effective de la section et ξ_{su} la position normalisée de l'axe neutre au moment de la rupture de la section.

Le ratio d'écrouissage f_t/f_y, quant à lui, a une influence sur la longueur de plastification l_{pl} de l'élément. Celle-ci est définie comme la longueur sur laquelle le moment sollicitant est supérieur au moment de plastification de l'élément. En considérant que l'allure du moment est linéaire sur la longueur L_s, on peut écrire, lorsque la section atteint la rupture :

$$l_{pl} = L_s \left(1 - \frac{M_y}{M_u}\right) = L_s \left(1 - \frac{f_y}{f_t}\right) \tag{5.2}$$

avec M_y le moment de plastification de la section et M_u son moment de rupture (figure 5.2). La valeur l_{pl} aura une influence directe sur la capacité de rotation de l'élément avant d'atteindre la rupture des armatures tendues.

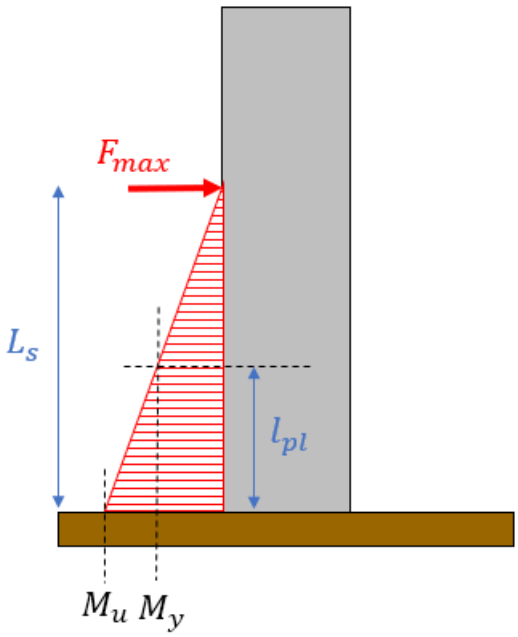


Figure 5.2 – Calcul de l_{pl}.

Dans une moindre mesure, une grande valeur du ratio f_t/f_y permettra de retarder le flambement de par le fait que le module tangent de la courbe d'écrouissage de l'acier sera plus élevé. Notons cependant que si la valeur de f_t/f_y est trop élevée, le moment résistant de la section risque d'augmenter à un point tel que le principe de dimensionnement capacitif (i.e., le fait d'encourager une rupture ductile en flexion en augmentant la résistance en cisaillement de la section) ne soit plus d'application pour l'élément. Une rupture fragile serait dès lors atteinte par épuisement de la résistance au cisaillement de l'élément.

Comme expliqué dans la section 4.1.3, la norme impose d'utiliser des aciers de classe de ductilité C pour la conception de structures à haute dissipation d'énergie (bâtiments DCH). Ces aciers sont en général spécialement produits pour la conception d'ouvrages parasismiques et sont donc très rares dans le Nord de l'Europe, du fait de la faible sismicité de nos régions. Le choix a donc été fait d'utiliser des aciers de classe B, communs en Belgique, dont les caractéristiques citées ci-dessus correspondaient aux exigences de la norme concernant le dimensionnement DCH. Il s'avère cependant que les valeurs de ϵ_{su} et f_t/f_y considérées pour cette étude, bien qu'admissibles au niveau de la norme, soient plus faibles que les valeurs moyennes observées dans d'autres pays où la conception d'ouvrages parasismiques est plus courante.

Taux d'armatures longitudinales

La rupture prématurée du voile peut également s'expliquer par un manque d'armatures des zones de rive. La norme impose en effet que le taux d'armatures dans les zones de rive soit tel que :

$$0,5\% \leq \rho_{rive} \leq 4\%$$

Pour le mur prototype, nous avons calculé $\rho_{rive,prototype} = 1,65\%$, et pour le mur à l'échelle nous avons $\rho_{rive,scaled} = 0,94\%$. Bien que ces valeurs correspondent aux exigences minimales de la norme, elles sont très faibles. Un meilleur comportement du voile aurait probablement pu être observé si le pourcentage d'armatures tendues avait été plus élevé. De plus, notons que la différence de taux d'armatures entre les deux murs peut avoir influencé la réponse relative de ces derniers.

5.1.2 Comparaison au niveau des marqueurs

Comme cela est expliqué à la section 3.6.5, des marqueurs représentant différents évènements durant l'analyse ont été placés sur la courbe force-déplacement du mur RC du modèle numérique (voir figure 3.28). Ceux-ci permettent de comparer les valeurs de déplacements où ces évènements sont survenus lors de l'essai sur le mur RC. Les points suivants peuvent être mis en évidence :

- La figure 4.32 montre que les premières fissures de traction dans le béton d'enrobage sont apparues lors du premier cycle, comme prévu par le modèle numérique ;
- Les résultats numériques indiquaient le passage de la limite d'élasticité de l'acier "Riva" aux alentours de $5[mm]$ de déplacement. Lors de l'essai, les premières fissures verticales (dues à la plastification des armatures en acier dans les zones de rive) sont apparues au LS9, soit pour $5,19[mm]$ de déplacement (voir figure 4.39) ;
- Les premières fissures indiquant l'atteinte de la résistance maximale en compression du béton d'enrobage sont apparues au LS38, soit pour un déplacement en tête de $24,4[mm]$. Le modèle quant à lui affichait ce marqueur pour un déplacement de $27,3[mm]$, ce qui reste une valeur très proche ;

- Comme expliqué à la section ci-dessus, la première rupture d'armatures se trouvant à l'extrémité de la section est survenue durant le LS41, donc pour $\Delta = 30,17[mm]$, alors que le modèle ne l'indiquait pas avant $\Delta = 79[mm]$. C'est donc bien dans le modèle constitutif de l'acier employé dans les modèles que réside la majeure différence entre les résultats numériques et expérimentaux.

5.1.3 Moment-courbure

Le moment et la courbure étant calculés à la base du mur dans le modèle numérique et à $75[mm]$ de la base du mur par les LVDT, nous ne sommes pas en mesure de comparer les diagrammes moment-courbure issus de la méthode numérique et des données expérimentales. Néanmoins, on remarquera que la valeur du moment développé dans chacun des murs est très semblable : $M_{max,RC,essai} = 632,7[kNm]$ et $M_{max,RC,modele} = 626[kNm]$.

5.1.4 Courbure le long de l'élément

La hauteur $2L_p$[36] du modèle de mur RC de test ayant été ajustée à $500[mm]$ suite aux mesures expérimentales (voir section 3.8), la comparaison entre les courbures le long du mur testé et le long mur du modèle numérique a pu être réalisée pour quatre valeurs de déplacements. Les 3 premiers déplacements sont définis comme les valeurs des déplacements imposés dans un LS qui se rapprochent le plus de $\mu_\Delta = 0,5$, $\mu_\Delta = 1$ et $\mu_\Delta = 2$, soit $\Delta_1 = 3,4[mm]$, $\Delta_2 = 6,9144[mm]$ et $\Delta_3 = 12,84[mm]$. Le quatrième est le déplacement dans le dernier LS avant que l'ouverture des fissures ne commence à se concentrer à la base du mur, soit le LS36 où $\Delta_4 = 19,82[mm]$. On peut observer sur la figure 5.3 que les résultats numériques sont relativement proches des résultats expérimentaux.

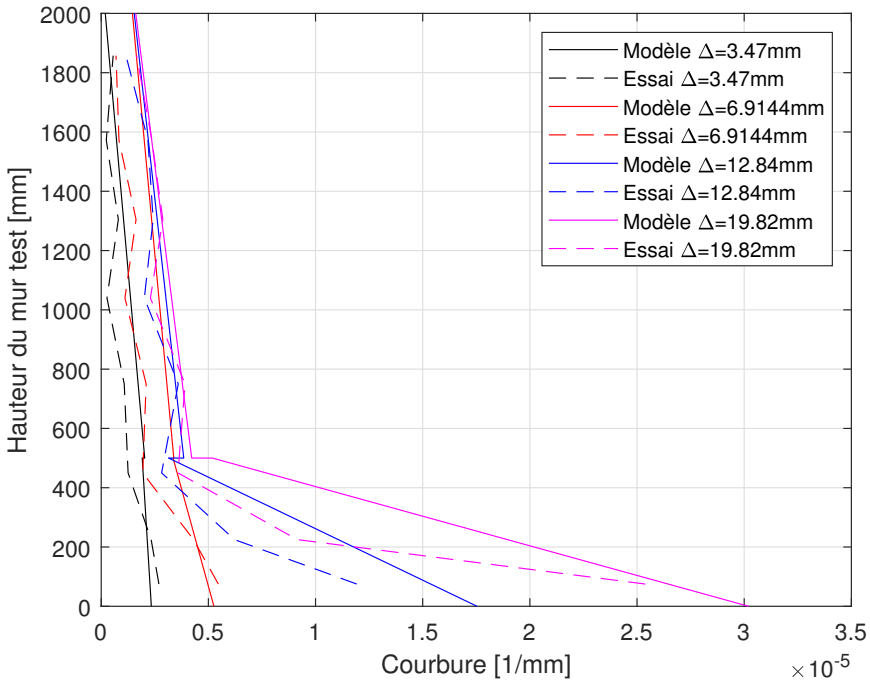


Figure 5.3 – Comparaison de la courbure le long du mur testé et le long du mur du modèle numérique pour différents déplacements imposés

[36] Pour rappel, il s'agit de la hauteur à laquelle se trouve la jonction entre les deux éléments DB-AE modélisant le mur, qui permet de capturer la bilinéarisation de la courbure le long du mur.

5.1.5 Résumé de la comparaison

En conclusion de cette comparaison entre les résultats numériques et les résultats expérimentaux du mur RC, on peut dire qu'en dehors de la rupture prématurée du mur testé, les prédictions du modèle numérique se sont avérées valides au niveau de la force résistante maximale et du moment maximal, de la courbure le long du mur et des marqueurs d'observation durant les cycles d'essai.

5.2 Mur RC+SMA

Comme expliqué à la fin de la section 4, l'essai sur le mur RC+SMA sera mené après la remise de ce rapport. Les résultats seront dès lors présentés durant la défense orale de ce travail.

5.3 Impact de l'erreur de dimensionnement sur le reste du procédé

Il semble important à ce stade de revenir sur deux points qui influencent directement le dimensionnement des murs prototypes. Ceux-ci ont été une première fois abordés dans la section 2.2.5.

D'une part, les coefficients de sécurité à appliquer aux résistances caractéristiques des matériaux n'ont pas été pris en compte, ce qui a diminué le taux de charge axiale considéré pour le reste du dimensionnement. Par conséquent, le moment résistant de la section fléchie s'est trouvé augmenté de 18% et la longueur de béton comprimé à la rupture a diminué de 30%. Cela mène notamment à une sous-estimation de la longueur de confinement l_c.

D'autre part, les armatures de flexion ont été sous-dimensionnées dans le but de s'assurer qu'une rupture ductile en flexion serait observée. Ce sous-dimensionnement n'était pas nécessaire du fait que, par le principe du dimensionnement capacitif, le mur est largement sur-dimensionné vis-à-vis du cisaillement (source de rupture fragile).

L'impact que peut avoir ce sous-dimensionnement sur le reste du projet se situe principalement au niveau de la capacité de ductilité de courbure μ_φ du mur prototype. Pour rappel, la ductilité de courbure est définie comme le rapport entre la courbure $\varphi(t)$ d'un élément à un instant donné, et la courbure pour laquelle cet élément plastifie (φ_y) :

$$\mu_\varphi(t) = \frac{\varphi(t)}{\varphi_y}$$

Cette ductilité de courbure occupe un rôle central dans le projet : c'est notamment sur le principe de conservation de cette dernière entre le mur prototype et le mur de test que le protocole d'essai expérimental a été construit.

Un manque d'armatures longitudinales dans la section risque de limiter la capacité du mur prototype à se courber avant d'atteindre la rupture, ce qui biaiserait la représentativité du protocole de déplacements appliqué au mur à l'échelle. Il parait dès lors opportun de s'assurer que, malgré le sous-dimensionnement justifié ci-dessus, le mur prototype aura une capacité de courbure suffisante. Pour rappel, la ductilité de courbure minimale à la rupture demandée par la norme vaut, pour ce projet :

$$\mu_{\varphi,rupt.} \geq 7$$

La ductilité de courbure maximale atteinte par le voile à la rupture (i.e., au moment où la résistance a chuté de 20%) est alors calculée par OpenSees. On trouve :

$$\mu_{\varphi,rupt} = 26,3 > 7$$

On conclut donc que le manque d'armatures de flexion permet tout de même au mur d'avoir un comportement ductile correct.

Concernant l'effort résistant de la section, rappelons à titre de remarque que l'effort de flexion sollicitant à la base avait été évalué par la méthode des forces latérales équivalentes, tel que :

$$M_{Ed} = 6713,87[kNm]$$

Suite au sous-dimensionnement justifié ci-dessus, les armatures disposées dans la section permettent d'atteindre un moment résistant évalué, en première approximation, à :

$$M_{Rd,approx.} = 4868[kNm]$$

Une analyse numérique plus poussée permet de calculer ce moment résistant de façon plus précise, et en tenant compte des résistances réelles des matériaux déterminées dans le chapitre 4. En considérant $f_c = 39,2[MPa]$, $f_{cc} = 1,2 * f_c$ et $f_y = 517[MPa]$, on trouve :

$$M_{Rd,EF} = 6337[kNm]$$

Cette nouvelle valeur du moment résistant est nettement plus élevée que celle calculée en premier lieu, bien que toujours inférieure de 6% à M_{Ed}. En tenant compte du fait que la méthode des forces latérales équivalentes est sécuritaire, on peut supposer que la valeur du moment sollicitant calculée à la base est surévaluée pour encourager le sur-dimensionnement de la structure. On établit finalement que le taux d'armatures verticales choisi lors du dimensionnement confère au bâtiment une résistance en flexion suffisante.

6 Conclusions

Les objectifs que nous nous étions fixés en début d'année étaient de prédire numériquement, valider expérimentalement et comparer le comportement de deux murs ductiles soumis à des déplacements quasi-statiques cycliques représentatifs d'une action sismique. Le premier est un mur parasismique en béton armé classique (mur RC), le second contient des alliages à mémoire de forme au pied de ses zones de rive (mur RC+SMA). Différentes étapes et apprentissages furent nécessaires pour atteindre ce but ; celles-ci ont été développées dans les différents chapitres de ce travail.

La première étape fut de dimensionner les voiles en béton armé d'une structure de R+3 étages et de les mettre à l'échelle afin de pouvoir tester leur comportement en laboratoire. S'en est suivie la caractérisation des aciers et alliages à placer dans ce voile à l'échelle. Des aciers de classe de ductilité B ont été utilisés pour les armatures longitudinales ; les alliages à mémoire de forme utilisés consistent quant à eux en un alliage de Nickel et de Titane (Nitinol) superélastique. Divers essais de traction et essais cycliques ont ensuite été menés afin de déterminer une méthode de liaison mécanique fonctionnelle entre ces deux matériaux. La préfabrication des deux murs a par après été réalisée en usine, sur base de plans fournis par nos soins.

En parallèle, diverses investigations ont été menées concernant la modélisation numérique du comportement des murs ductiles via le logiciel OpenSees. Ce software a permis de remplir plusieurs objectifs à travers différentes analyses non-linéaires des murs préalablement dimensionnés. Pour ce faire, des modèles statiques-monotoniques et statiques-cycliques en déplacements imposés, ainsi que des modèles dynamiques avec des accélérogrammes ont été implémentés. Le premier objectif consistait en la détermination du protocole d'essai à appliquer aux deux murs lors des essais expérimentaux, le deuxième était la comparaison des résultats du mur RC et du mur RC+SMA au sein des modèles. Enfin, le troisième objectif avait pour nature la comparaison des résultats de chaque mur modélisé avec son homologue testé lors des essais expérimentaux.

La campagne d'essais en laboratoire sur les murs préfabriqués a pu démarrer après la période de Pâques. Au moment de la remise de ce document, seul le mur RC a pu être testé jusqu'à la rupture. L'essai concernant le mur RC+SMA est en cours de préparation et la présentation des premiers résultats se fera lors de la défense de ce rapport. Notons que même si nous ne sommes pas encore en mesure de présenter et discuter les résultats de ce deuxième essai, la concordance des premiers résultats entre le mur RC modélisé et celui testé s'est révélée très satisfaisante. De plus, la comparaison entre les résultats numériques du mur RC et du mur RC+SMA modélisés semble confirmer l'hypothèse autour de laquelle ce travail a été construit : dans le mur RC+SMA, les déformations résiduelles sont beaucoup plus faibles et la courbure se concentre de manière plus importante à la base du mur.

6.1 Faisabilité

Concernant la faisabilité de la solution étudiée dans ce rapport, on observe de manière générale que l'installation d'un système d'armatures parasismiques dans les zones inférieures d'une structure nécessite la maîtrise de certaines techniques et donc une main d'oeuvre qualifiée. Suite à l'ajout d'armatures en alliage à mémoire de forme dans ce système, une attention supplémentaire devra être portée à la qualité des soudures et au positionnement optimal des coupleurs mécaniques.

Du point de vue économique, notons que le budget alloué à la construction d'un immeuble multi-étagé se chiffre habituellement en dizaine(s) de millions d'euros. On estime également que seulement 10 à 15% de ce budget sont alloués au gros-oeuvre (c'est-à-dire, à la structure

porteuse du bâtiment), le reste étant alloué aux travaux de parachèvement et à l'installation des techniques spéciales. Le prix linéique des alliages à mémoire de forme superélastiques étant actuellement évalué à 500 [€/m], leur utilisation localisée dans les armatures de la zone de rotule plastique aura un faible impact sur le coût total du projet.

6.2 Pistes d'amélioration

Quelques pistes d'amélioration peuvent être envisagées pour l'approfondissement des recherches menées tout au long de l'année écoulée.

Premièrement, du point de vue de la modélisation des charges latérales appliquées sur les voiles que nous avons dimensionnés, il semble opportun de tenir compte de la configuration mixte de la structure que nous étudions. Un système de poutres et colonnes en portiques peut en effet contribuer à la reprise dissipative des efforts latéraux par les murs. Une étude plus précise de l'interaction entre les murs et les diaphragmes horizontaux en cas de séisme pourrait également enrichir la présente analyse.

Du point de vue numérique, une recherche approfondie portant sur l'élaboration de modèles constitutifs plus représentatifs des matériaux utilisés pourrait être abordée. Notons également que divers problèmes de convergence ont été rencontrés durant les analyses.

Rappelons aussi qu'à ce jour, aucune solution viable n'existe concernant la liaison mécanique entre les alliages à mémoire de forme et les armatures en acier classique. Si la solution proposée pour notre cas semble fonctionnelle, elle reste loin d'être universelle.

Enfin, du point de vue expérimental, il est de première importance que les personnes assurant la continuité de cette recherche tiennent compte des différents soucis et dysfonctionnements relevés dans ce rapport, ainsi que dans le TFE Complémentaire. Notons également l'importance à accorder aux détails constructifs n'ayant pas un lien direct avec le sujet de l'étude menée. Nous pensons par exemple à l'importance d'un dimensionnement exemplaire des poutres de transmission d'efforts entre le dispositif d'essai et le voile étudié.

6.3 Conclusion générale

En guise de conclusion, soulignons que les analyses détaillées dans ce rapport constituent une première approche approfondie d'un sujet d'une telle étendue, d'une telle complexité et d'un tel potentiel qu'il mérite d'être étudié de manière plus extensive. Malgré quelques erreurs faisant partie de la démarche scientifique, les premiers résultats obtenus sont encourageants et pourraient, nous l'espérons, avoir un jour un impact sur la façon dont on construit les bâtiments dans les régions sismiques. En ce sens, ce travail, conjointement avec le TFE Complémentaire, contribue à la mise en place d'une série d'outils qui seront nécessaires à l'approfondissement de cette étude.

7 Annexes

A Dimensionnement détaillé du voile prototype

A.1 Note préliminaire

Notons que lors du premier dimensionnement, les résistances des matériaux avaient été initialement fixées telles que $f^*_{cd} = f_{ck} = 35[MPa]$ et $f_{yd} = f_{yk} = 500[MPa]$. Les coefficients de sécurité à leur appliquer n'avaient donc pas été pris en compte. Après correction de ces valeurs, le ratio de charge axiale $\nu = \dfrac{N_{Ed}}{A_c f^*_{cd}}$ s'en trouve dès lors augmenté, ce qui a principalement un impact sur la résistance en flexion de la section et la longueur de béton comprimé calculée. La longueur de confinement l_c dépendant de cette même longueur de béton comprimé, sa longueur minimale est devenue insuffisante si l'on considère les nouvelles valeurs de calcul. En outre, le voile a été sous-dimensionné pour assurer une rupture en flexion.

A.2 Dimensions générales

Grandeur	[m]	Description
h_s	3	Hauteur de l'étage
H_w	12	Hauteur du voile
l_w	2,4	Largeur du voile
b_w	0,3	Profondeur des zones de rive
b_{w0}	0,3	Profondeur de l'âme du voile

A.3 Matériaux

On considère :

- $f^*_{cd} = 0,85 * 35/1,5 \simeq 20[MPa]$
- $f_{yd} = 500/1,15 \simeq 435[MPa]$

A.4 Efforts sollicitants

$$\begin{cases} N_{Ed} &= 1050,32[kN] \\ V_{Ed} &= 773,17[kN] \\ M_{Ed} &= 6713,87[kNm] \end{cases} \tag{A.1}$$

A.5 Détermination du mécanisme de rupture

- Ratio d'élancement

$$\frac{H_w}{l_w} = \frac{12}{2,4} = 5 > 2 \tag{A.2}$$

- Ratio de charge axiale

$$\frac{N_{Ed}}{f^*_{cd} * A_c} = \frac{N_{Ed}}{f^*_{cd} * l_w * b_w} = 0,0729 < 0,35 \tag{A.3}$$

$\Rightarrow$ Rupture par formation d'une rotule plastique au pied du voile

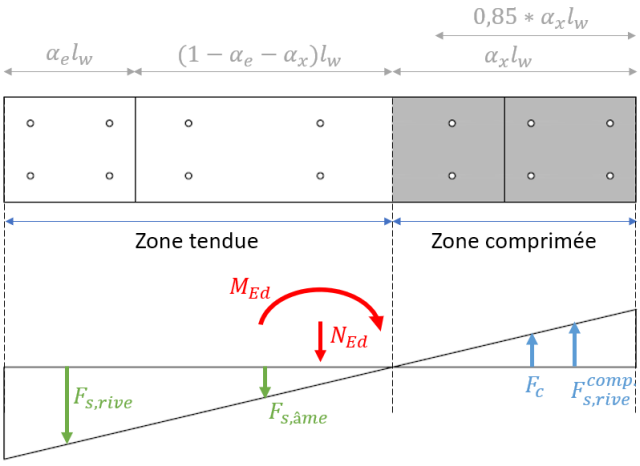


Figure A.1 – Schéma des forces en jeu dans le voile soumis à de la flexion composée

A.6 Calcul de la hauteur de la zone plastique

$$h_{cr} \geq max(l_w; H_w/6) = 2400[mm]$$
$$h_{cr} \leq min(2l_w; h_s) = 3000[mm]$$

$\rightarrow$ on prend $h_{cr} = h_s = 3[m]$.

A.7 Dimensionnement pour la flexion (armatures longitudinales)

Le but est d'estimer le moment résistant M_{Rd} à la base du voile soumis à de la flexion composée, sur base d'une configuration d'armatures verticales choisie et de l'effort de compression appliqué au voile, N_{Ed}. Cette première estimation est basée sur une méthode stress-block adaptée.

Hypothèses :

- Armatures plastifiées à la rupture ;
- Augmentation de la résistance du béton confiné négligée ;
- Résistance du béton en traction négligée ;
- Sur-résistance du béton confiné négligée ;
- Zones de rive : les armatures en traction et en compression sont prises en compte ;
- Âme : on tient compte des armatures en traction uniquement.

A.7.1 Forces en jeu dans le voile

Les efforts en jeu dans le voile sont illustrés schématiquement à la figure A.1. On y retrouve les termes suivants :

- $F_{s,rive}$ la force résistante de la section d'acier tendue dans la zone de rive :

$$F_{s,rive} = \alpha_e l_w * b_w * \rho_e * f_{yd} \tag{A.4}$$

On considère ici que l'acier est plastifié ;

- $F_{s,âme}$ la force résistante des armatures longitudinales travaillant en traction dans l'âme du voile :

$$F_{s,âme} = (1 - \alpha_e - \alpha_x) l_w * b_w * \rho_w * f_{yd} \tag{A.5}$$

- $F_{s,rive}^{comp.}$ la force résistante des armatures d'acier dans la zone de rive comprimée (en considérant l'acier plastifié). Notons que dans ce calcul, on néglige la participation des armatures de l'âme dans la section comprimée (hypothèse sécuritaire) :

$$F_{s,rive}^{comp.} = \alpha_e l_w * b_w * \rho_e * f_{yd} \tag{A.6}$$

- F_c la force résistante du béton comprimé :

$$F_c = 0,85 \alpha_x l_w * bw * 0,85 * f_{cd}^* \tag{A.7}$$

- N_{Ed} l'effort normal de compression, représentant la charge verticale reprise par le voile :

$$N_{Ed} = 1050,32[kN]$$

- M_{Ed} le moment sollicitant maximum :

$$M_{Ed,max} = 6713,87[kNm]$$

A.7.2 Calcul des coefficients

Les différents coefficients de ces équations sont :

- Longueur normalisée de la zone de rive : choisie comme la distance entre les deux armatures extrêmes dans la zone de rive, $\left(\frac{nb_\phi}{2} - 1\right) * s$, augmentée de deux fois l'épaisseur de l'enrobage e. Le tout est divisé par la longueur de voile l_w afin de normaliser le résultat. s est la distance entre deux armatures longitudinales.

$$\alpha_e = \frac{(\frac{nb_\phi}{2} - 1) * s + 2 * e}{l_w} \tag{A.8}$$

- Ratio d'armature total : rapport entre la section totale des armatures verticales dans le voile et la section de béton totale du voile.

$$\rho_t = \frac{A_{s,tot}}{b_w l_w} \tag{A.9}$$

- Taux mécanique de renforcement total :

$$\omega_t = \rho_t \frac{f_{yd}}{f_{cd}^*} \tag{A.10}$$

- Ratio d'armature de l'âme du voile : rapport entre la section des armatures disposées dans l'âme du voile, et la surface de cette dernière.

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{b_w s_w} \tag{A.11}$$

- Taux mécanique de renforcement dans l'âme :

$$\omega_w = \rho_w \frac{f_{yd}}{f_{cd}^*} \tag{A.12}$$

- Ratio d'armature des zones de rive : rapport entre la section des armatures disposées dans chacune des zones de rives et la surface de ces dernières.

$$\rho_e = \frac{A_{se}}{\alpha_e l_w b_w} \tag{A.13}$$

- Taux mécanique de renforcement dans les zones de rive :

$$\omega_e = \rho_e \frac{f_{yd}}{f^*_{cd}} \tag{A.14}$$

A.7.3 Équilibre des efforts

En équilibrant les efforts verticaux, on trouve α_x, la longueur de béton comprimé normalisée par rapport à la longueur du voile :

$$\sum F_{vert.} = 0$$
$$\Leftrightarrow N_{Ed} + F_{s,rive} + F_{s,âme} = F^{comp.}_{s,rive} + F_c$$
$$\Leftrightarrow \alpha_x = \frac{\nu + (1-\alpha_e)\omega_w + \alpha_e\omega_e}{\omega_w + \omega_e + 0,85^2}$$

On détermine ensuite le moment résistant du voile en calculant l'équilibre des moments :

$$\sum M = 0$$
$$\Leftrightarrow M_{Rd} + F_{s,rive} * a + N_{Ed} * b + F_{s,âme} * c = F^{comp.}_{s,rive} * d + F_c * e$$

avec :

$$\begin{aligned} a &= 0,5 * \alpha_e l_w \\ b &= 0,5 * l_w \\ c &= 0,5 * (1 - \alpha_e - \alpha_x) l_w + \alpha_e l_w \\ d &= l_w - 0,5 * \alpha_e l_w \\ e &= l_w - 0,5 * 0,85 * \alpha_x l_w \end{aligned}$$

On trouve alors l'expression du moment résistant M_{Rd} :

$$M_{Rd} = l_w^2 b_w f^*_{cd} * \left[\frac{(1-\alpha_e)}{2}\omega_t + (0,5 - 0,425\alpha_x)\nu + \left[\left(\frac{\alpha_e - \alpha_e^2}{2} \right) + 0,425(\alpha_e - 1)\alpha_x - 0,075\alpha_x^2 \right] \omega_w \right] \tag{A.15}$$

La configuration choisie pour notre cas est illustrée à la figure A.2. Pour cette configuration, nous obtenons la longueur de béton comprimé à la rupture, $x = \alpha_x l_w = 0,74[m]$, et le moment associé $M_{Rd} = 4868[kNm]$. Notons que la disposition des armatures a été établie d'une part telle qu'on ait partout un enrobage minimum de 4 cm, et d'autre part telle que :

$$s[mm] \leq min(250; 25\phi) \tag{A.16}$$

(avec $\phi = 20[mm]$ le diamètre des armatures longitudinales) ; et :

$$\begin{cases} 0,2\% \leq & \rho_{âme} \leq & 4\% \\ 0,5\% \leq & \rho_{rive} \leq & 4\% \end{cases} \tag{A.17}$$

Nous obtenons :

$$\begin{aligned} \rho_{âme} &= \frac{A_{s,âme}}{b_w(1-2\alpha_e)l_w} &&= 1,28\% \\ \rho_{rive} &= \frac{A_{s,rive}}{b_w \alpha_e l_w} &&= 1,65\% \end{aligned}$$

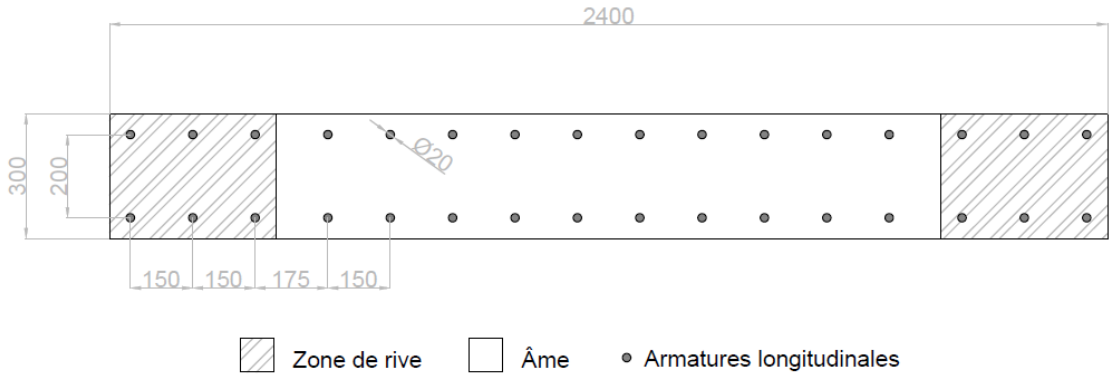


Figure A.2 – configuration des armatures de flexion (unités : [mm])

A.8 Stabilité générale de la zone plastique

Cette vérification a pour but d'éviter aux zones de rive de se dérober sous l'effet de la compression.

Si $l_c \leq max(2b_w; l_w/5) = 600[mm]$, il faut vérifier que :

$$b_w \geq max\left(200; \frac{h_s}{15}\right) = 200[mm] \tag{A.18}$$

Si $l_c \geq max(2b_w; l_w/5) = 600[mm]$, il faut vérifier que :

$$b_w \geq max\left(200; \frac{h_s}{10}\right) = 300[mm] \tag{A.19}$$

l_c est la longueur effective de la zone de rive, elle est établie telle que :

$$l_c \geq max\left(300; \frac{l_w}{10}; 0,7x\right) = 362[mm]$$

avec $x = \alpha_x * l_w = 520[mm]$, la longueur de béton comprimé en tenant compte de l'erreur commise dans le dimensionnement précédent.

Pour notre cas, on choisira donc $l_c = 2 * 150[mm] + 2 * 50[mm] = 400[mm]$ de telle sorte que cette longueur comprenne toutes les armatures longitudinales de la zone de rive ainsi que l'enrobage $e_l = 40[mm]$ des armatures longitudinales. C'est sur cette longueur que les armatures de confinement seront disposées. On note que pour une épaisseur de voile $b_w = 300[mm]$, l'équation A.18 est vérifiée.

A.9 Capacité de courbure (armatures de confinement)

Afin de conférer au voile une capacité de travail ductile suffisante, il est nécessaire de confiner le béton dans les zones de rive à l'aide d'armatures fermées. Le rôle de ces armatures est double : d'une part, elles évitent au béton fissuré de "fuir" la zone comprimée lorsque la charge sollicitante dépasse sa charge résistante. D'autre part, elles diminuent la longueur libre des armatures longitudinales et augmentent ainsi leur charge de flambement.

Les armatures de confinement ont donc un rôle primordial pour la capacité de courbure du voile, conférant aux zones de rives une plus grande résistance en compression que celle du béton armé classique.

Pour garantir une capacité de courbure suffisante au voile, il faut donc s'assurer que le ratio volumétrique d'armatures de confinement vérifie la relation empirique suivante :

$$\omega_c \geq \frac{1}{\alpha_n \alpha_s}\left(30\mu_\varphi\left(\frac{-N_{Ed}}{A_c f_{cd}^*}+\omega_\omega\right)\frac{f_{yd}}{E_s}\frac{b_w}{b_0}-0,035\right) \tag{A.20}$$

Dans laquelle :

- ω_c est le ratio volumétrique d'armatures de confinement dans la zone plastique :

$$\omega_c = \frac{\text{Volume des armatures de confinement}}{\text{Volume de béton confiné}}\frac{f_{yd}}{f_{cd}^*}$$

- α_n, α_s sont des facteurs décrivant l'efficacité des armatures de confinement :

$$\begin{aligned}
\alpha_n &= 1-\frac{\sum b_i^2}{6b_0h_0}\\
&= 1-\frac{2*150^2+2*150^2+2*200^2}{6*210*310}\\
&= 0,69\\
\alpha_s &= \left(1-\frac{s}{2b_0}\right)*\left(1-\frac{s}{2h_0}\right)\\
&= \left(1-\frac{80}{2*210}\right)*\left(1-\frac{75}{2*310}\right)\\
&= 0,71
\end{aligned} \tag{A.21}$$

- μ_φ est la demande en ductilité de courbure pour la zone plastique :

$$\begin{aligned}
&T_1 < T_c \rightarrow \mu_\varphi = 1+2(q-1)\frac{T_c}{T_1}\\
&T_1 \geq T_c \rightarrow \mu_\varphi = 2q-1
\end{aligned} \tag{A.22}$$

avec :

- T_1 $[s]$ la période fondamentale de l'édifice :

$$T_1 = 0,66[s]$$

- T_c $[s]$ la période maximale de la zone d'accélération constante du spectre d'accélération de calcul. Sa valeur, issue de l'Eurocode 8[37], dépend du type de sol. Pour un séisme de type 2 et un sol de type A, il vient :

$$T_c = 0,25[s]$$

- q le facteur de comportement à appliquer, dépendant du type de construction. Pour un système de murs non couplés avec seulement deux voiles par direction horizontale, l'Eurocode 8 propose d'utiliser[38] q=4.

[37] EN 1998-1 :2004 - Tableau 3.3

[38] EN 1998-1 :2004 - paragraphe 5.2.2.2 : *Behaviour factors for horizontal seismic actions*

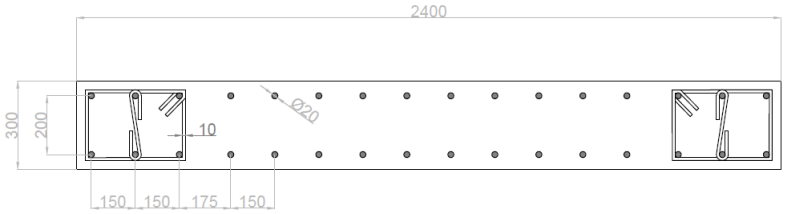


Figure A.3 – Disposition des armatures de confinement dans le mur prototype. Espacement vertical $s = 80$ [mm].

On obtient finalement :

$$\mu_\varphi = 7$$

- ω_w est le ratio mécanique des armatures longitudinales dans l'âme du voile (calculé précédemment) ;
- N_{Ed} est l'effort axial (négatif en compression) ;
- A_c est la section de béton ;
- b_w est la profondeur de l'élément ;
- b_0 est l'épaisseur de béton confiné (entre les fibres centrales des étriers) :

$$b_0 = b_w - 2 * e_h - 2 * \frac{\phi_h}{2} = 210 \text{ [mm]}$$

avec ϕ_h le diamètre des armatures de confinement et e_h l'enrobage de béton au droit de ces armatures ;

- h_0 est la longueur de béton confiné (entre les fibres centrales des étriers) :

$$h_0 = l_c - 2 * e_h - 2 * \frac{\phi_h}{2} = 310 \text{ [mm]}$$

Le diamètre des armatures de confinement, ϕ_h, est fixé tel que :

$$\phi_h = 10[mm]$$

et e_h est l'enrobage de béton au droit des armatures de confinement :

$$e_h = e_l - \phi_h = 30[mm]$$

On trouve alors :

$$\omega_{c,min} = 0,4$$
$$\Leftrightarrow \rho_{c,min} = \omega_{c,min} * \frac{f^*_{cd}}{f_{yd}} = 1,8\%$$

avec $\rho_{c,min}$ le ratio volumétrique minimum des armatures de confinement. Les armatures de confinement telles que présentées à la figure A.3 permettent d'obtenir $\rho_{c,reel} = 1,9\%$.

A.10 Stabilité des armatures longitudinales

Les vérifications suivantes permettent d'éviter une rupture des voiles par flambement prématuré des armatures longitudinales :

- Espacement des étriers :

$$s \leq min(250; 25\phi_h) = 250[mm]$$

- Diamètre des étriers :
$$\phi_h \geq 8[mm]$$
- Les étriers doivent se refermer à 135°. Cet angle de fermeture empêche les étriers de s'ouvrir lorsque la section est fortement comprimée
- Toutes les barres en zone de rive doivent être stabilisées. Les barres ne peuvent être espacées de plus de 200 mm.
- La distance entre le dessus de la fondation et le premier étrier ne peut dépasser 50 [mm].

A.11 Dimensionnement pour le cisaillement (armatures transversales)

Calcul de l'effort tranchant augmenté :

$$V_d^+ = \epsilon * \kappa * V_{Ed} \tag{A.23}$$

avec :

- ϵ un facteur d'amplification permettant de tenir compte de la sur-résistance du mur. La résistance augmentée M_{Rd}^+ est calculée de la même façon que précédemment, mais en considérant une résistance moyenne de l'acier plus élevée ($f_{sm} = 522[MPa]$)
$$\epsilon = \frac{M_{Rd}^+}{M_{Ed}} = 0,82$$
- κ un facteur d'amplification dynamique dépendant du nombre d'étages n
$$\begin{aligned} \kappa &= 0,9 + \frac{n}{10} \leq 1,5 \\ \Leftrightarrow \kappa &= 1,3 \end{aligned}$$
- V_{Ed} l'effort tranchant sollicitant la base du voile
$$V_{Ed} = 773,16[kN]$$

On trouve alors $V_d^+ = \epsilon * \kappa * V_{Ed} = 822,42[kN]$.

Les armatures horizontales sont choisies telles que

$$\begin{aligned} V_{Rd,s} &= \frac{A_{sw}}{s} * f_{yd} * z * \cot\alpha \geq V_d^+ \\ V_{Rd,c} &= k_c * f_{cd}^* * b_w * z * \sin\alpha * \cos\alpha \geq V_d^+ \end{aligned} \tag{A.24}$$

avec $V_{Rd,s}$ la résistance des armatures horizontales, $V_{Rd,c}$ la résistance de la bielle de compression, $\alpha = 45°$, $z = 0,9 * l_w$ et $k_c = 0,4$. Le ratio de renforcement horizontal doit être tel que

$$\rho_h \geq max(0,3\%; 0.25\rho_{tot}) = 0,35\%$$

En considérant deux lits d'armatures de 10 mm de diamètre et espacées de 160 mm, on obtient :

$$V_{Rd,s} = 922,45[kN] > V_d^+$$
$$V_{Rd,c} = 2592[kN] > V_d^+$$
$$\rho_h = 0,33 \approx 0,35\%$$

La figure A.4 expose l'armature de cisaillement à mettre en place dans les voiles.

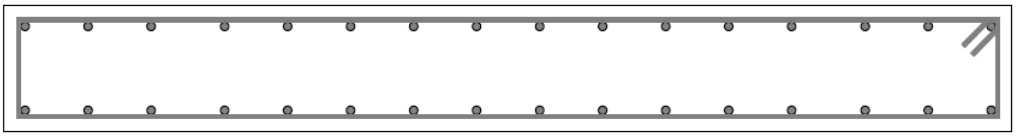


Figure A.4 – Disposition des armatures de cisaillement dans le mur prototype. Espacement $s = 160$ [mm]

B Dimensionnement détaillé du voile destiné aux essais

B.1 Dimensions générales

Grandeur	[m]	Description
h_s	2	Hauteur de l'étage
H_w	8	Hauteur du voile
l_w	1,2	Largeur du voile
b_w	0,2	Profondeur des zones de rive
b_{w0}	0,2	Profondeur de l'âme du voile

B.2 Matériaux

On considère

- $f^*_{cd} = 0,85 * \dfrac{f_{ck}}{1,5} \simeq 20[MPa]$
- $f_{yd} = \dfrac{f_{yk}}{1,15} \simeq 435[MPa]$

B.3 Efforts sollicitants

Type d'effort	Valeur	Vérins impliqués
Effort Normal N_{Ed}	350,1 [kN]	V2, V3
Effort Tranchant V_{Ed}	115 [kN]	V1
Flexion à la base du mur M_{Ed}	499,56 [kNm]	V1, V2, V3

B.4 Mécanisme de rupture

- Ratio d'élancement

$$\frac{H_w}{l_w} = \frac{8}{1,2} = 6,7 > 2 \tag{B.1}$$

- Ratio de charge axiale

$$\frac{N_{Ed}}{f^*_{cd} * A_c} = \frac{N_{Ed}}{f_{cd} * l_w * b_w} = 0,0729 < 0,35 \tag{B.2}$$

$\Rightarrow$ Rupture par formation d'une rotule plastique au pied du voile

B.5 Hauteur de la zone plastique

Selon l'EC8 :

$$\begin{cases} h_{cr} & \geq max(l_w; H_w/6) & = 1333[mm] \\ h_{cr} & \leq min(2l_w; h_s) & = 2000[mm] \end{cases} \Rightarrow h_{cr} = h_s = 2[m] \tag{B.3}$$

B.6 Dimensionnement pour la flexion (armatures longitudinales)

B.6.1 Forces en jeu dans le voile

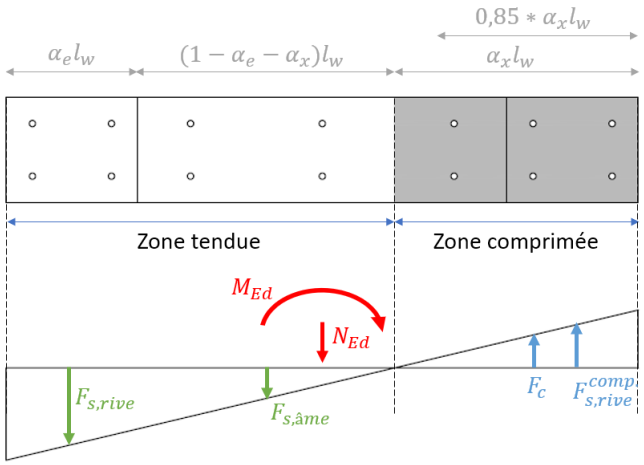


Figure B.1 – Forces en jeu dans le voile soumis à de la flexion composée

Les efforts en jeu dans le voile sont illustrés schématiquement à la figure B.1. On y retrouve les termes suivants :

- $F_{s,rive}$ la force résistante de la section d'acier tendue dans la zone de rive :

$$F_{s,rive} = \alpha_e l_w * b_w * \rho_e * f_{yd} \tag{B.4}$$

  On considère ici que l'acier est plastifié ;

- $F_{s,âme}$ la force résistante des armatures longitudinales travaillant en traction dans l'âme du voile :

$$F_{s,âme} = (1 - \alpha_e - \alpha_x) l_w * b_w * \rho_w * f_{yd} \tag{B.5}$$

- $F_{s,rive}^{comp.}$ la force résistante des armatures d'acier dans la zone de rive comprimée (en considérant l'acier plastifié). Notons que dans ce calcul, on néglige la participation des armatures de l'âme dans la section comprimée (hypothèse sécuritaire) :

$$F_{s,rive}^{comp.} = \alpha_e l_w * b_w * \rho_e * f_{yd} \tag{B.6}$$

- F_c la force résistante du béton comprimé :

$$F_c = 0,85 \alpha_x l_w * bw * 0,85 * f_{cd}^* \tag{B.7}$$

B.6.2 Calcul des coefficients

Les différents coefficients de ces équations sont :

- Longueur normalisée de la zone de rive : choisie comme la distance entre les deux armatures extrêmes dans la zone de rive,s, augmentée de deux fois l'épaisseur de l'enrobage e. Le tout est divisé par la longueur de voile l_w afin de normaliser le résultat.

$$\alpha_e = \frac{(\frac{nb_\phi}{2} - 1) * s + 2 * e}{l_w}$$

- Ratio d'armature total : rapport entre la section totale des armatures verticales dans le voile et la section de béton totale du voile.

$$\rho_t = \frac{A_{s,tot}}{b_w l_w}$$

- Taux mécanique de renforcement total :

$$\omega_t = \rho_t \frac{f_{yd}}{f^*_{cd}}$$

- Ratio d'armature de l'âme du voile : rapport entre la section des armatures disposées dans l'âme du voile, et la surface de cette dernière.

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{b_w s_w}$$

- Taux mécanique de renforcement dans l'âme :

$$\omega_w = \rho_w \frac{f_{yd}}{f^*_{cd}}$$

- Ratio d'armature des zones de rive : rapport entre la section des armatures disposées dans chacune des zones de rives et la surface de ces dernières.

$$\rho_e = \frac{A_{se}}{\alpha_e l_w b_w}$$

- Taux mécanique de renforcement dans les zones de rive :

$$\omega_e = \rho_e \frac{f_{yd}}{f^*_{cd}}$$

B.6.3 Équilibre des efforts

En équilibrant les efforts verticaux, on trouve α_x, la longueur de compression normalisée :

$$\sum F_{vert.} = 0$$

$$\Leftrightarrow N_{Ed} + F_{s,rive} + F_{s,âme} = F^{comp.}_{s,rive} + F_c$$

$$\Leftrightarrow \alpha_x = \frac{\nu + (1 - \alpha_e)\omega_w + \alpha_e \omega_e}{\omega_w + \omega_e + 0,85^2}$$

où ν est le taux de chargement axial, à savoir le rapport entre la charge axiale sollicitante et la charge résistante de la section de béton dans le voile.

$$\nu = \frac{N_{Ed}}{l_w b_w f^*_{cd}}$$

On détermine ensuite le moment résistant du voile en calculant l'équilibre des moments :

$$\sum M = 0$$

$$\Leftrightarrow M_{Rd} + F_{s,rive} * a + N_{Ed} * b + F_{s,âme} * c = F_{s,rive}^{comp.} * d + F_c * e$$

avec :

$$\begin{aligned} a &= 0,5 * \alpha_e l_w \\ b &= 0,5 * l_w \\ c &= 0,5 * (1 - \alpha_e - \alpha_x) l_w + \alpha_e l_w \\ d &= l_w - 0,5 * \alpha_e l_w \\ e &= l_w - 0,5 * 0,85 * \alpha_x l_w \end{aligned}$$

On trouve alors l'expression du moment résistant M_{Rd} :

$$M_{Rd} = l_w^2 b_w f_{cd}^* * \left[\frac{(1-\alpha_e)}{2} \omega_t + (0,5 - 0,425\alpha_x)\nu + \left[\left(\frac{\alpha_e - \alpha_e^2}{2} \right) + 0,425(\alpha_e - 1)\alpha_x - 0,075\alpha_x^2 \right] \omega_w \right] \tag{B.8}$$

La configuration choisie pour notre cas est illustrée à la figure B.2. Elle a été choisie d'une part telle qu'on ait partout un enrobage mimimum de 3 cm par rapport aux étriers, et d'autre part telle que :

$$s[mm] \leq min(250; 25\phi) = 250[mm]$$

avec $\phi = 12[mm]$ le diamètre des armatures longitudinales, et :

$$\begin{cases} 0,2\% \leq & \rho_{âme} \leq & 4\% \\ 0,5\% \leq & \rho_{rive} \leq & 4\% \end{cases} \tag{B.9}$$

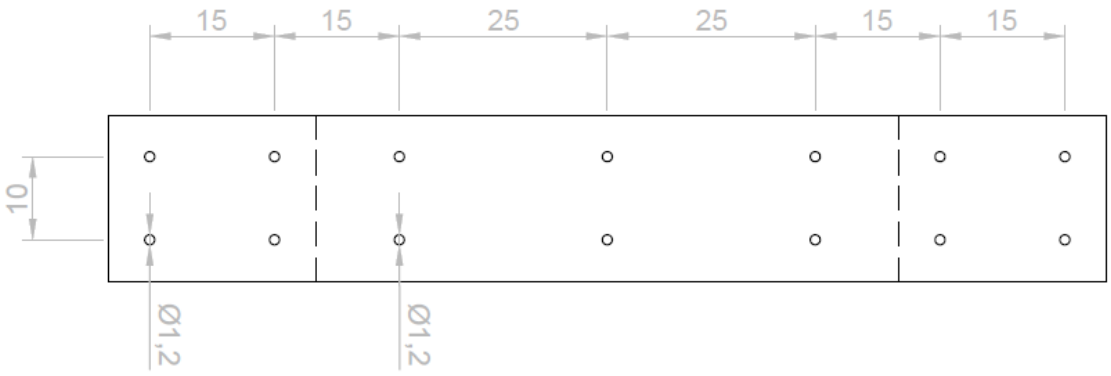


Figure B.2 – configuration des armatures de flexion pour les murs mis à l'échelle (unité :[cm])

Pour cette configuration, nous obtenons la longueur de béton comprimé à la rupture, $x = \alpha_x l_w = 0,23[m]$, et le moment associé $M_{Rd} = 515[kNm]$.

B.7 Stabilité générale de la zone plastique

Cette vérification a pour but d'éviter aux zones de rive de se dérober sous l'effet de la compression.

Si $l_c \leq max(2b_w; l_w/5) = 400[mm]$, il faut vérifier que :

$$b_w \geq max\left(200; \frac{h_s}{15}\right) = 200[mm] \tag{B.10}$$

Si $l_c > max(2b_w; l_w/5) = 400[mm]$, il faut vérifier que :

$$b_w \geq max\left(200; \frac{h_s}{10}\right) = 200[mm] \tag{B.11}$$

l_c est la longueur effective de la zone de rive, elle est établie telle que :

$$l_c \geq max\left(300; \frac{l_w}{10}; 0,7x\right) = 300[mm] \tag{B.12}$$

avec $x = \alpha_x * l_w = 230[mm]$, la longueur de béton comprimé.

Pour notre cas, on choisira donc $l_c = 2 * 150[mm] + 2 * 50[mm] = 400[mm]$ de telle sorte que cette longueur comprenne toutes les armatures longitudinales de la zone de rive ainsi que l'enrobage $e_l = 40[mm]$ des armatures longitudinales. C'est sur cette longueur que les armatures de confinement seront disposées. On note que pour une épaisseur de voile $b_w = 200[mm]$, l'équation B.10 est vérifiée.

B.8 Capacité de courbure (armatures de confinement)

Afin de conférer au voile une plus grande capacité de travail ductile, il est nécessaire de confiner le béton dans les zones de rive à l'aide d'armatures fermées. Le rôle de ces armatures est double : d'une part, elles évitent au béton fissuré de "fuir" la zone comprimée lorsque la charge sollicitante dépasse sa charge résistante. D'autre part, elles diminuent la longueur libre des armatures longitudinales et augmentent ainsi leur charge de flambement.
Les armatures de confinement ont donc un rôle primordial pour la capacité de courbure du voile, conférant aux zones de rives une plus grande résistance en compression que le béton classique.

Pour s'assurer que le voile aura une capacité de courbure suffisante, il faut donc s'assurer que le ratio volumétrique d'armatures de confinement vérifie la relation empirique suivante :

$$\omega_c \geq \frac{1}{\alpha_n \alpha_s}\left(30\mu_\varphi\left(\frac{-N_{Ed}}{A_c f_{cd}^*} + \omega_\omega\right)\frac{f_{yd}}{E_s}\frac{b_w}{b_0} - 0,035\right) \tag{B.13}$$

Dans laquelle :

- ω_c est le ratio volumétrique d'armatures de confinement dans la zone plastique

$$\omega_c = \frac{\text{Volume des armatures de confinement}}{\text{Volume de béton confiné}}\frac{f_{yd}}{f_{cd}^*}$$

- α_n, α_s sont des facteurs décrivant l'efficacité des armatures de confinement

$$\begin{aligned}
\alpha_n &= 1 - \frac{\sum b_i^2}{6 b_0 h_0} \\
&= 1 - \frac{2 * 150^2 + 2 * 150^2 + 2 * 100^2}{6 * 132 * 332} \\
&= 0,58 \\
\alpha_s &= \left(1 - \frac{s}{2b_0}\right) * \left(1 - \frac{s}{2h_0}\right) \\
&= \left(1 - \frac{75}{2 * 132}\right) * \left(1 - \frac{75}{2 * 332}\right) \\
&= 0,64
\end{aligned} \tag{B.14}$$

- μ_φ est la demande en ductilité de courbure pour la zone plastique. Par le principe de mise à l'échelle appliqué dans ce travail, on impose que la valeur de μ_φ soit conservée entre le mur prototype et le mur destiné aux essais. On utilise donc :

$$\mu_\varphi = 7$$

- ω_w est le ratio mécanique des armatures longitudinales dans l'âme du voile (calculé précédemment) ;
- N_{Ed} est l'effort axial (négatif en compression) ;
- A_c est la section de béton ;
- b_w est la profondeur de l'élément ;
- b_0 est l'épaisseur de béton confiné (entre les fibres centrales des étriers)

$$b_0 = b_w - 2 * e - 2 * \frac{\phi_h}{2} = 132[mm]$$

- h_0 est la longueur de béton confiné (entre les fibres centrales des étriers)

$$h_0 = l_c - 2e - \frac{\phi_h}{2} = 332[mm]$$

On trouve alors

$$\omega_{c,min} = 0,27$$
$$\Leftrightarrow \rho_{c,min} = \omega_{c,min} * \frac{f^*_{cd}}{f_{yd}} = 1,2\%$$

avec $\rho_{c,min}$ le ratio volumétrique minimum des armatures de confinement. Les armatures de confinement telles que présentées à la figure B.3 permettent d'obtenir $\rho_{c,reel} = 1,9\%$, ce qui est effectivement supérieur à $\rho_{c,min}$.

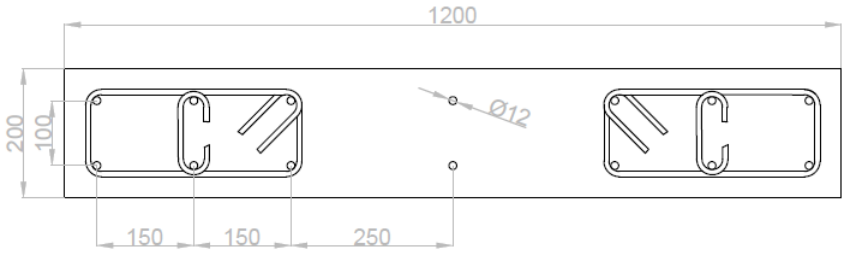


Figure B.3 – Disposition des armatures de confinement dans les voiles à préfabriquer. Espacement vertical $s = 75$ [mm].

B.9 Stabilité des armatures longitudinales

Les vérifications suivantes permettent d'éviter une rupture des voiles par flambement prématuré des armatures longitudinales :

- Espacement des étriers :

$$s \leq min(250; 25\phi_h) = 250[mm]$$

- Diamètre des étriers :

$$\phi_h \geq 8[mm]$$

- Les étriers doivent se refermer à 135°. Cet angle de fermeture empêche les étriers de s'ouvrir lorsque la section est fortement comprimée
- Toutes les barres en zone de rive doivent être stabilisées. Les barres ne peuvent être espacées de plus de 200 mm.
- La distance entre le dessus de la fondation et le premier étrier ne peut dépasser 50 [mm].

B.10 Dimensionnement pour le cisaillement (armatures transversales)

La dernière étape du dimensionnement pour la zone plastique consiste à s'assurer que les voiles sachent reprendre le cisaillement imposé par le vérin latéral. Par le principe de dimensionnement capacitif, on calcule un effort tranchant augmenté :

$$V_d^+ = \epsilon * \kappa * V_{Ed} \tag{B.15}$$

avec :

- ϵ un facteur d'amplification permettant de tenir compte de la sur-résistance du mur. La résistance augmentée M_{Rd}^+ est calculée de la même façon que précédemment, mais en considérant une résistance moyenne de l'acier plus élevée ($f_{sm} = 522[MPa]$) :

$$\epsilon = \frac{M_{Rd}^+}{M_{Ed}} = 1,15$$

- κ un facteur d'amplification dynamique dépendant du nombre d'étages n :

$$\begin{aligned} \kappa &= 0,9 + \frac{n}{10} \leq 1,5 \\ \Leftrightarrow \kappa &= 1,3 \end{aligned}$$

- V_{Ed} l'effort tranchant sollicitant la base du voile

$$V_{Ed} = 115[kN]$$

On trouve alors $V_d^+ = \epsilon * \kappa * V_{Ed} = 159,2[kN]$.

Les armatures horizontales sont choisies telles que

$$\begin{aligned} V_{Rd,s} &= \frac{A_{sw}}{s} * f_{yd} * z * \cot\alpha \geq V_d^+ \\ V_{Rd,c} &= k_c * f_{cd}^* * b_w * z * \sin\alpha * \cos\alpha \geq V_d^+ \end{aligned} \tag{B.16}$$

avec $V_{Rd,s}$ la résistance des armatures horizontales, $V_{Rd,c}$ la résistance de la bielle de compression, $\alpha = 45°$, $z = 0,9 * l_w$ et $k_c = 0,4$ un facteur de réduction de la résistance du béton en cas de grandes fissures. Le ratio de renforcement horizontal doit être tel que

$$\rho_h \geq max(0,3\%; 0.25\rho_v) = 0,3\%$$

En considérant deux lits d'armatures de 8 mm de diamètre et espacées de 150 mm, on obtient :

$$V_{Rd,s} = 314,86[kN] > V_d^+$$

$$V_{Rd,c} = 864[kN] > V_d^+$$

$$\rho_h = 0,34 \geq 0,3\%$$

La figure B.4 expose l'armature de cisaillement à mettre en place dans les voiles.

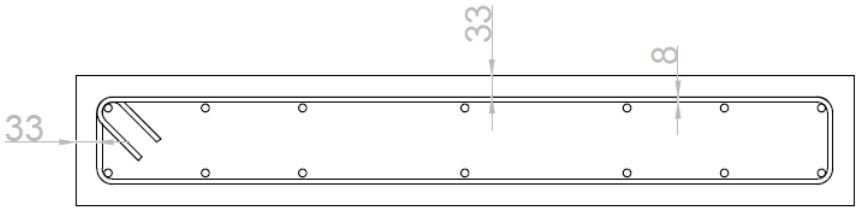


Figure B.4 – Disposition des armatures de cisaillement dans les voiles à préfabriquer. Espacement $s = 150$ [mm]

C Vérifications pour la poutre supérieure

C.1 Dimensionnement pour la flexion

La combinaison des vérins la plus critique pouvant agir sur la poutre supérieure est illustré à la figure C.1.

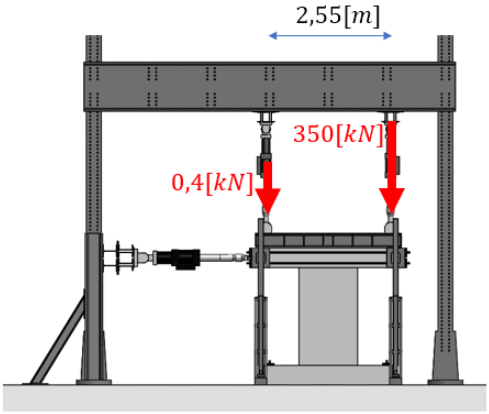


Figure C.1 – Combinaison de vérins critique sur la poutre supérieure

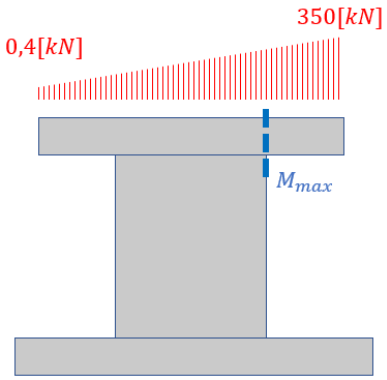


Figure C.2 – Cas de chargement extrême de la poutre supérieure.

Les charges des vérins étant appliquées sur le voile à l'aide d'une poutre de répartition rigidifiée, on considère la charge répartie illustrée à la figure C.2. La section étant soumise à la plus forte sollicitation de flexion y est mise en évidence. On trouve :

$$M_{max} = 57,732[kNm]$$

On décide de largement sur-dimensionner cette poutre afin d'éviter toute déformation pouvant compromettre l'essai mené sur le voile.

On place 4 armatures de traction de $\phi 16$ dans la partie supérieure de la section, ainsi que 4 armatures de compression dans la partie inférieure de la section. De cette façon, la poutre peut être sollicitée de façon identique dans les deux directions (passage en traction du vérin).
On vérifie par la méthode stress-block le moment résistant de la poutre. Pour $f^*_{cd} = 20[MPa]$ et $f_{yd} = 435[MPa]$, on calcule :

$$A_s = A'_s = 4 * \frac{\pi * 16^2}{4} \tag{C.1}$$

$$F_s = F'_s = A_s * f_{yd} = 349,67[kN] \tag{C.2}$$

La hauteur de béton comprimé sera alors théoriquement nulle :

$$h_c = \frac{F_s - F'_s}{b * f^*_{cd}} \tag{C.3}$$

avec b la largeur de la poutre. On calcule ensuite le bras de levier :

$$z = d - 0,5h_c = d \tag{C.4}$$

avec $d = 348[mm]$ la distance entre la fibre d'acier tendue et la fibre extrême théoriquement comprimée de la section. On trouve alors le moment calculé par rapport à la fibre d'acier tendue :

$$M_{Rd} = F_c * z + F'_s * (d - d') = 103,5[kNm]$$

avec $d' = 52[mm]$ la distance de l'armature comprimée à la fibre extrême de béton comprimé. Ce moment résistant est 1,8 fois supérieur au moment sollicitant calculé.

C.2 Cisaillement

Avant d'aborder le calcul de la résistance au cisaillement, notons qu'une grande quantité d'étriers a été placée afin de garantir l'homogénéité de la poutre suite à son bétonnage en deux phases.

Le cas de charge considéré est celui d'un effort tranchant pur de $350[kN]$ appliqué à l'extrémité de la poutre.

1. Calcul de la résistance sans armatures d'effort tranchant :

$$\begin{aligned} \frac{V_{Rd,c}}{b_w d} &= \frac{0,18}{\gamma_c} * k * (100\rho_l f_{ck})^{1/3} + 0,15\sigma_{cp} \geq \left(0,035 * \sqrt{k^3 f_{ck}} + 0,15 * \sigma_{cp}\right) \\ \Leftrightarrow V_{Rd,c} &= 42,9[kN] \end{aligned}$$

   avec $\sigma_{cp} = 2[MPa]$ la précontrainte imposée à la poutre, $k = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2$, ρ_l le ratio d'armatures longitudinales tendues. Des armatures sont donc nécessaires pour la reprise du cisaillement.

2. Armature minimale :

$$\begin{aligned} \rho_{w,min} &= \frac{A_{sw,min}}{s b_w \sin\alpha} = \frac{0,08\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \\ \Leftrightarrow \frac{A_{sw,min}}{s} &= 426[mm^2/m] \end{aligned}$$

3. Résistance de la bielle : Choix de θ tel que $V_{Rd,max} \geq V_{Ed}$:

$$\begin{aligned} \cot(\theta)_{max} &= 2 + \frac{0,15 * \sigma_{cp} * b_w * d * s}{A_{sw} * z * f_{ywd}} \leq 3 \\ \Rightarrow \theta_{min} &= 24,45° \\ \Rightarrow V_{Rd,max} &= 818[kN] > V_{Ed} \end{aligned}$$

   pour un écartement de 12 cm entre les étriers.

4. Pour $\theta = \theta_{min}$, l'armature minimale vaut :

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{V_{Ed}}{z * f_{ywd} * \cot\theta} = 1270,5[mm^2/m]$$

Pour des étriers de 12[mm] de diamètre, on a :

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{2 * \frac{\pi * 12^2}{4}}{120} * 1000 = 1884[mm^2/m]$$

Les étriers peuvent alors résister à un effort tranchant :

$$V_{Rd,s} = 519[kN] > V_{Ed}$$

C.3 Réservations pour ancrages chimiques

Afin de permettre la transmission parfaite des efforts entre le dispositif d'essai et la poutre supérieure, la position des armatures a été prévue pour que vingt-deux trous d'ancrage chimique puissent être forés dans la poutre supérieure.

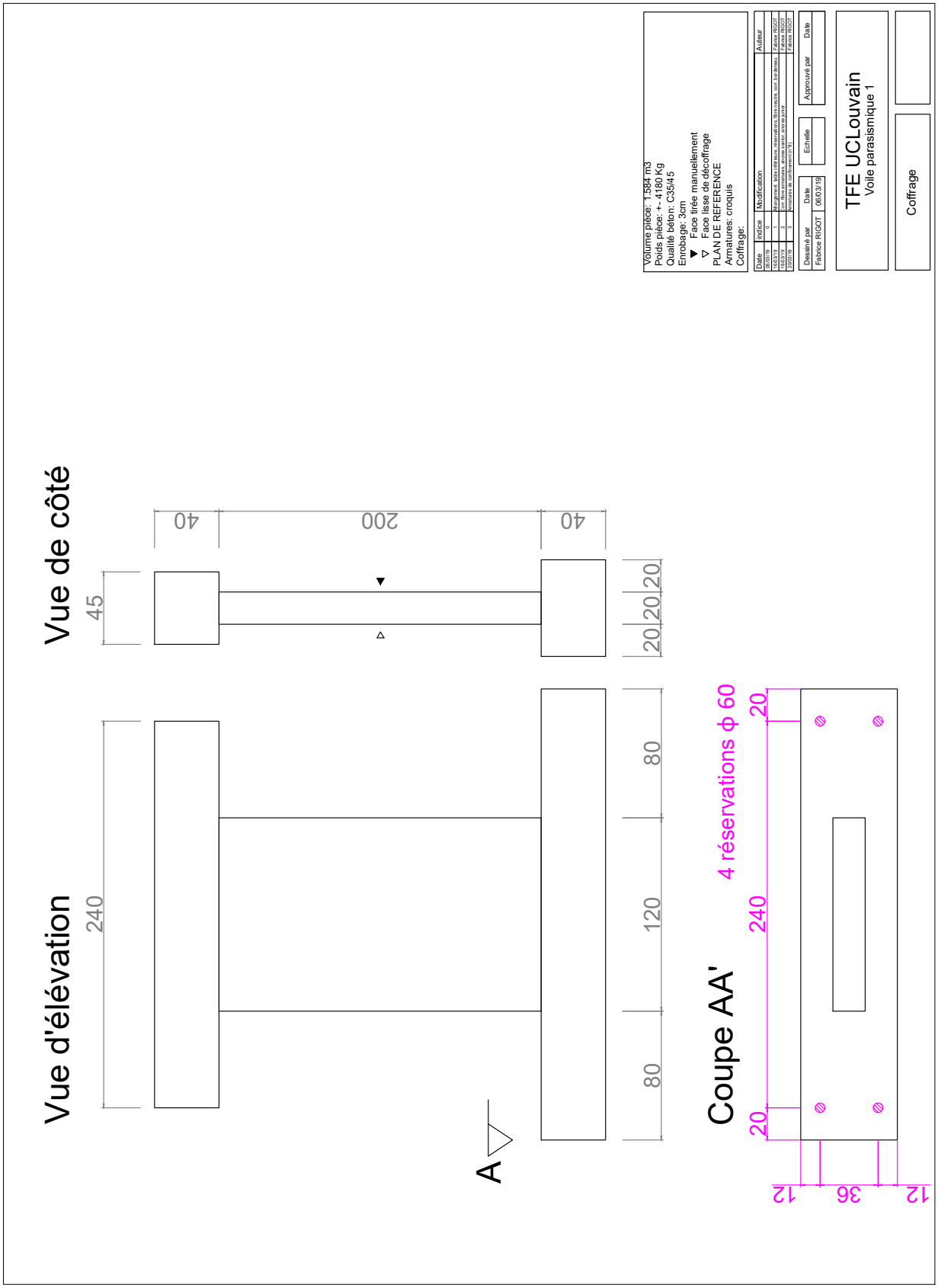
C.4 Réservations pour ancrage au plancher d'essai

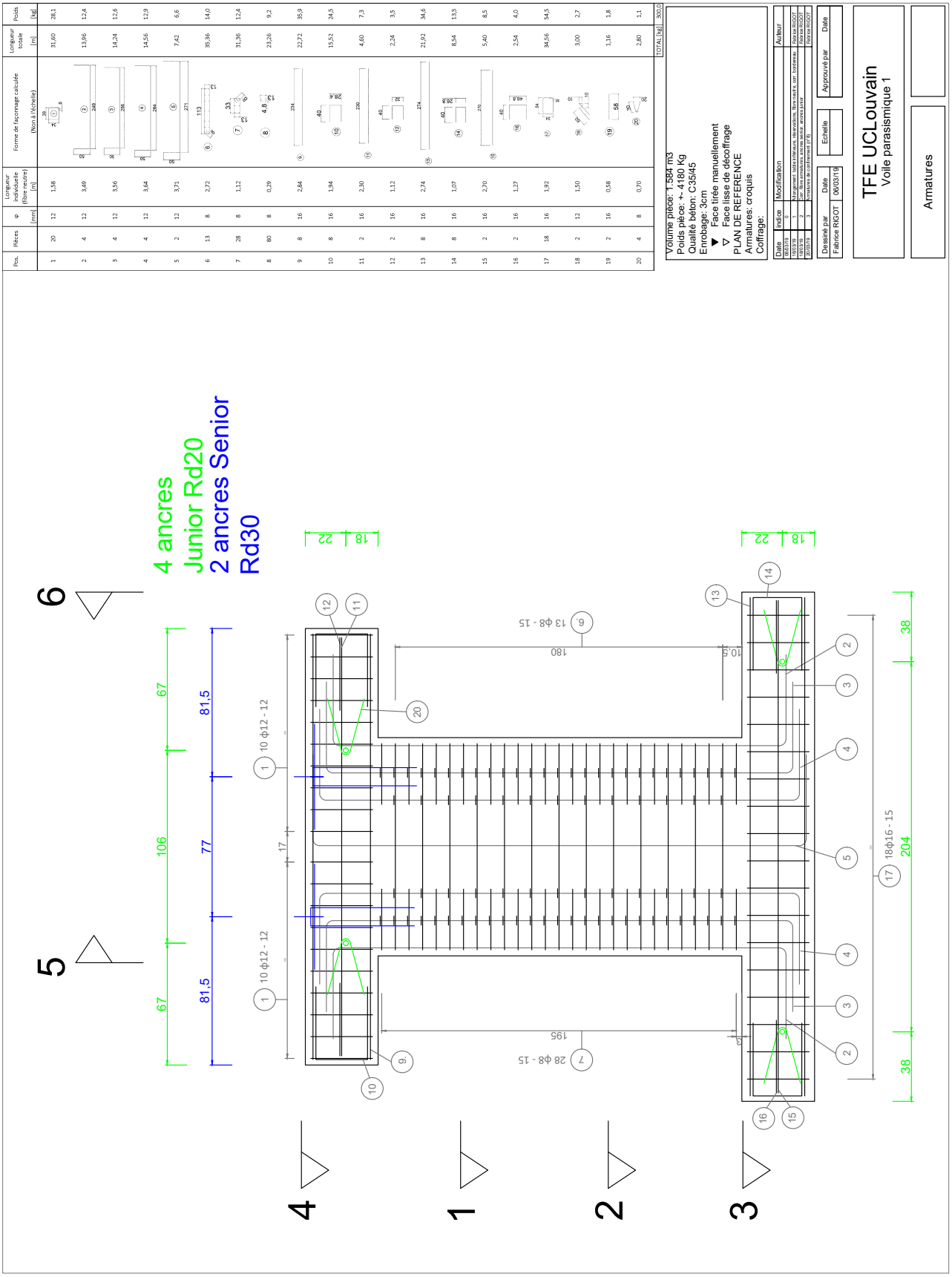
Dans le but d'ancrer parfaitement la poutre de fondation au plancher d'essai, quatre réservations de 60[mm] de diamètre sont prévues. Celles-ci traversent la poutre inférieure de part en part et sont placées au droit des trous d'ancrages prévues dans le plancher du LEMSC. Le mur pourra alors être ancré au plancher d'essai à l'aide de barres dywidag précontraintes.

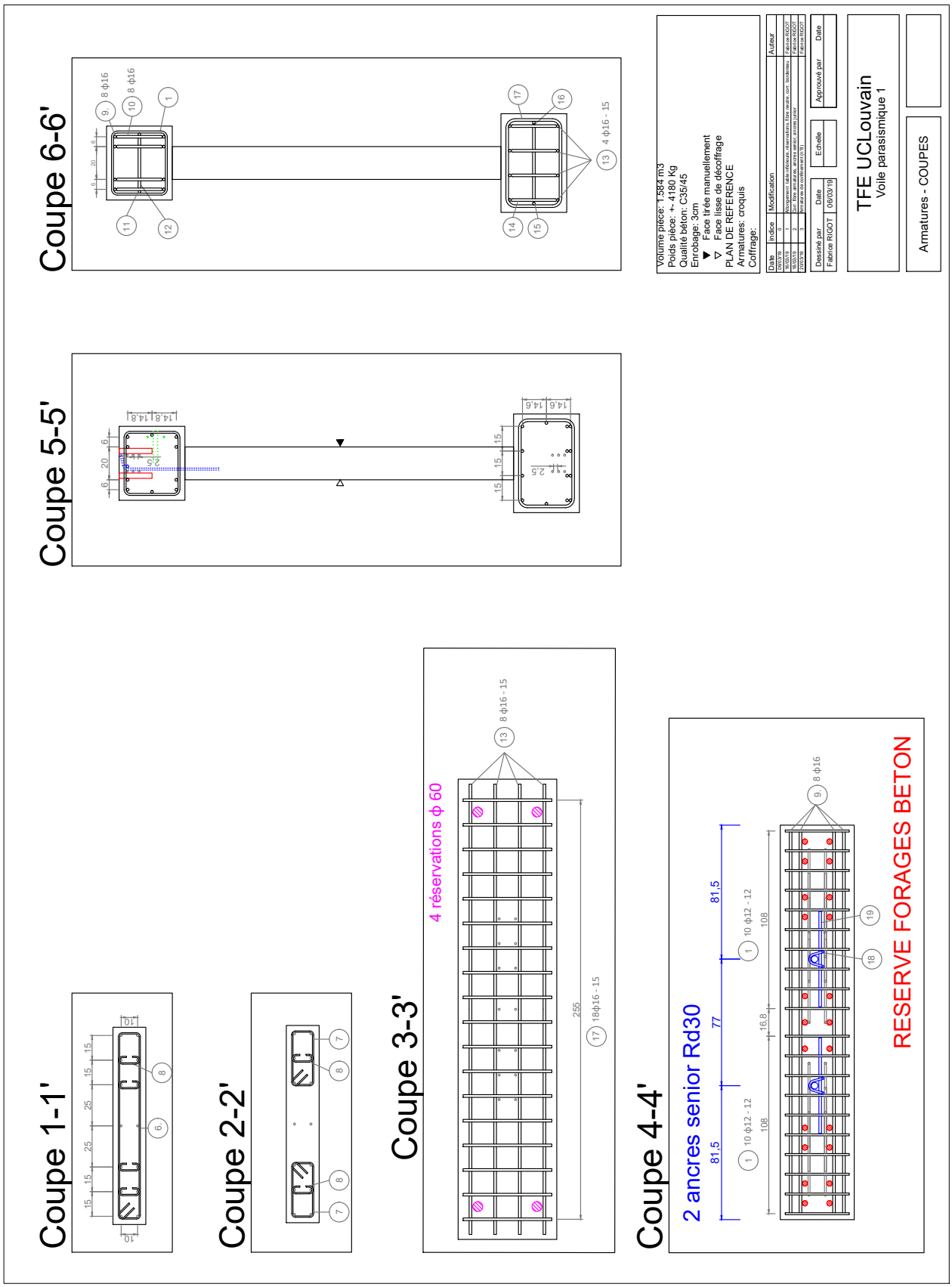
C.5 Ancres de levage et de basculement

Dans le but d'assurer la sécurité des personnes durant les opérations de manutention des murs, des ancres crénelées de basculement et de levage ont été prévues pour chacun des deux voiles. Celles-ci ont été calculées conformément à la documentation du fournisseur (Plakabéton). Les ancres de levage horizontal ont été positionnées à équidistance du centre de masse de la pièce. Les ancres de levage et les ancres de basculement sont placées dans les poutres supérieure et inférieure afin de n'influencer en rien le comportement du système d'armatures du voile sous sollicitation.

D Plans bons pour exécution du voile RC

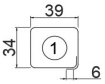
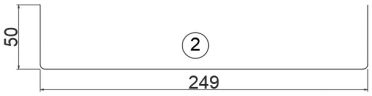
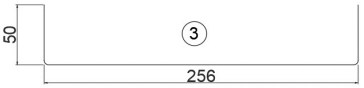
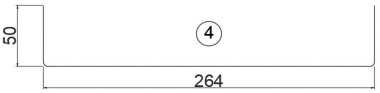
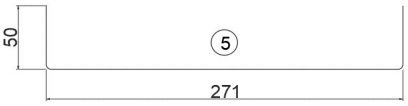
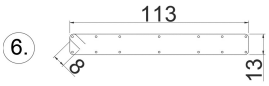
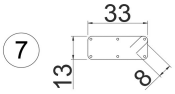
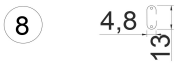
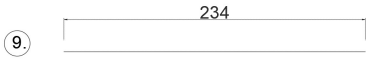
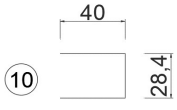
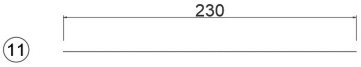


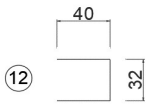
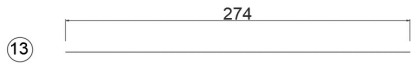
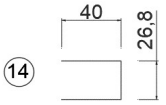
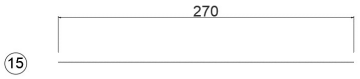
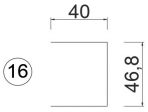
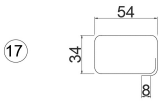
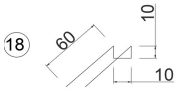
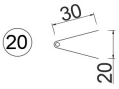

Volume pièce: 1.584 m3
Poids pièce: +- 4180 Kg
Qualité béton: C35/45
Enrobage: 3cm
Face tirée manuellement
Face lisse de décoffrage
PLAN DE REFERENCE
Armatures: croquis
Coffrage:
TFE UCLouvain
Voile parasismique 1
Armatures
4 ancres
Junior Rd20
2 ancres Senior
Rd30
10 ϕ12 - 12
13 ϕ8 - 15
28 ϕ8 - 15
18ϕ16 - 15
180
195
204
67
106
81,5
77
17
22
18
38


Coupe 6-6'
8 ϕ16
8 ϕ16
4 ϕ16 - 15
Coupe 5-5'
Coupe 1-1'
Coupe 2-2'
Coupe 3-3'
4 réservations ϕ 60
8 ϕ16 - 15
18ϕ16 - 15
Coupe 4-4'
2 ancres senior Rd30
10 ϕ12 - 12
10 ϕ12 - 12
8 ϕ16
RESERVE FORAGES BETON
Volume pièce: 1.584 m3
Poids pièce: +- 4180 Kg
Qualité béton: C35/45
Enrobage: 3cm
Face tirée manuellement
Face lisse de décoffrage
PLAN DE REFERENCE
Armatures: croquis
Coffrage:
Date
Indice
Modification
Auteur
Dessiné par
Fabrice RIGOT
Date
06/03/19
Echelle
Approuvé par
Date
TFE UCLouvain
Voile parasismique 1
Armatures - COUPES

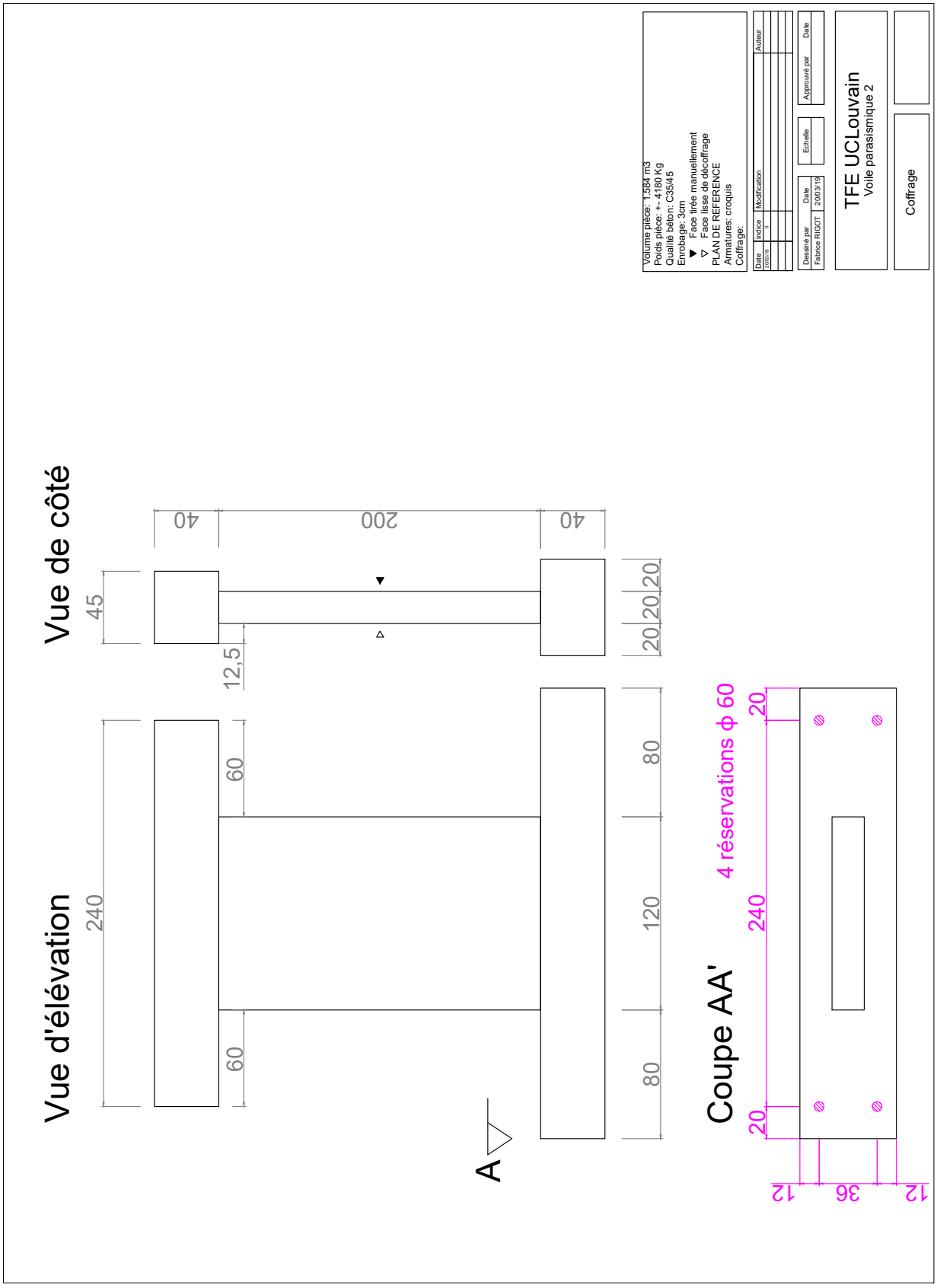
TFE UCLouvain - Voile BA - BORDEREAU

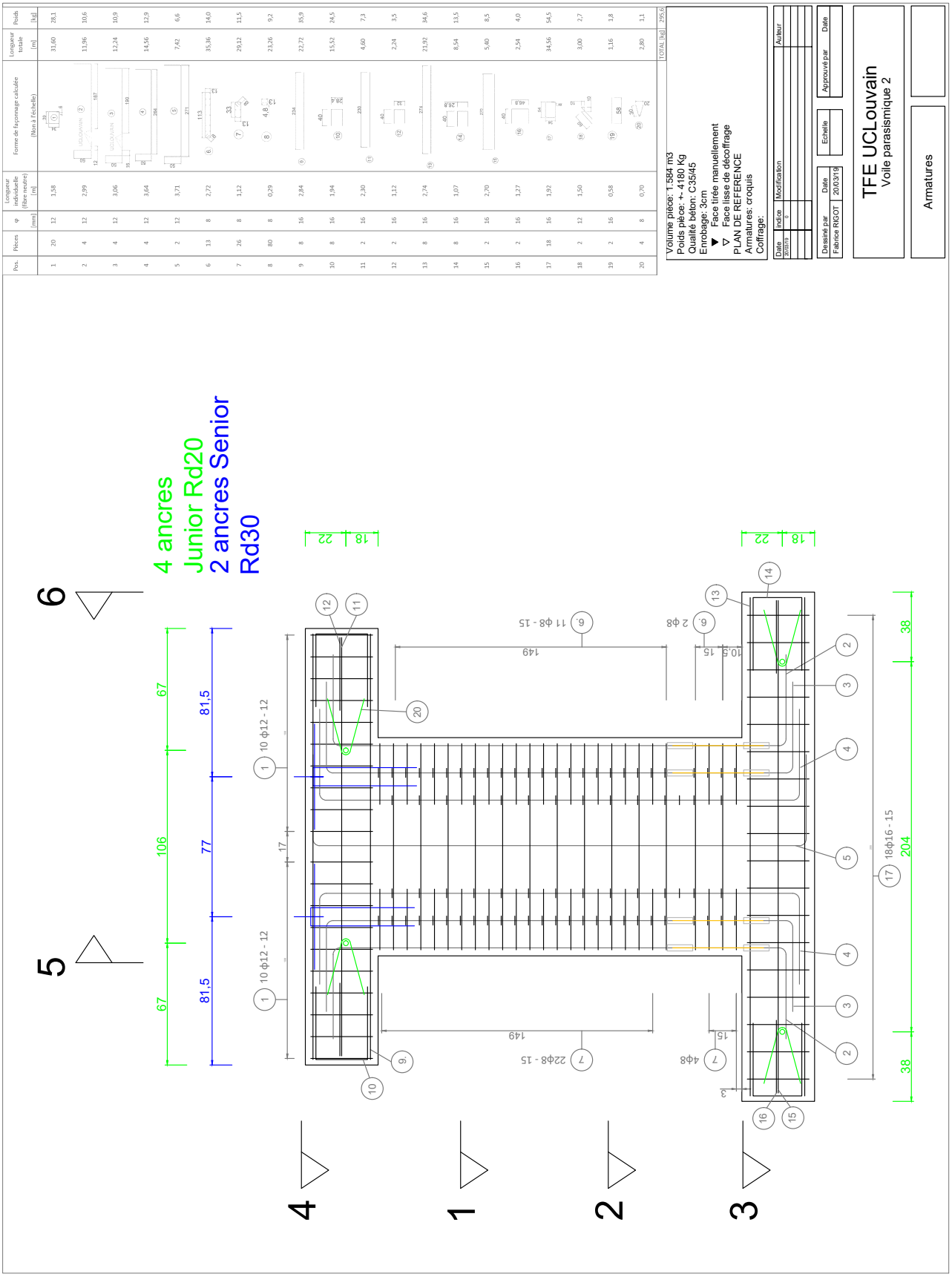
Dessin: Fabrice RIGOT 0479 54 75 74 20-03-19
fabrice.rigot@student.uclouvain.be

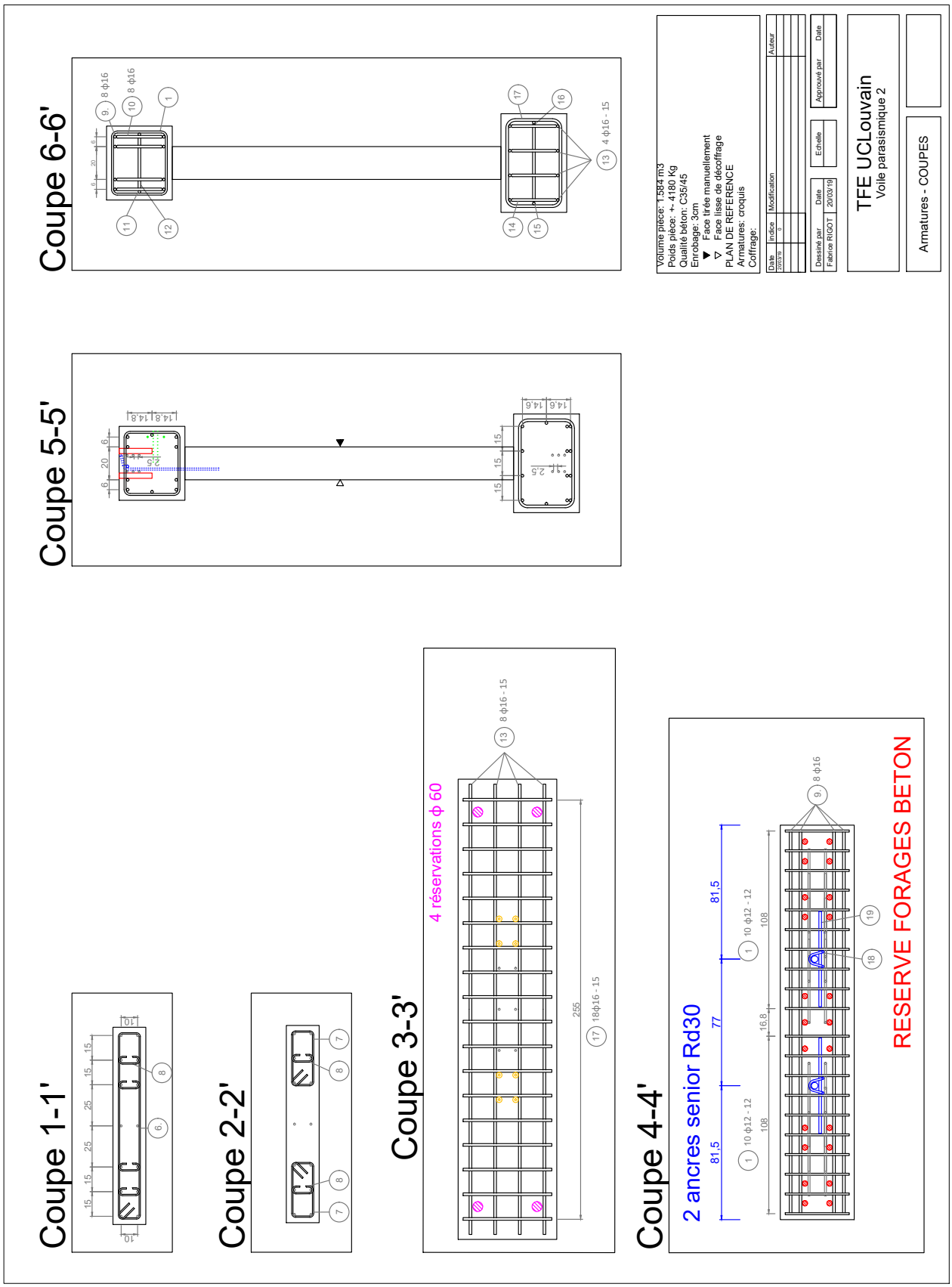
Pos.	Pièces	φ [mm]	Longueur individuelle (fibre neutre) [m]	Forme de façonnage calculée (Non à l'échelle)	Longueur totale [m]	Poids [kg]
1	20	12	1,58		31,60	28,1
2	4	12	3,49		13,96	12,4
3	4	12	3,56		14,24	12,6
4	4	12	3,64		14,56	12,9
5	2	12	3,71		7,42	6,6
6	13	8	2,72		35,36	14,0
7	28	8	1,12		31,36	12,4
8	80	8	0,29		23,26	9,2
9	8	16	2,84		22,72	35,9
10	8	16	1,94		15,52	24,5
11	2	16	2,30		4,60	7,3

12	2	16	1,12		2,24	3,5
13	8	16	2,74		21,92	34,6
14	8	16	1,07		8,54	13,5
15	2	16	2,70		5,40	8,5
16	2	16	1,27		2,54	4,0
17	18	16	1,92		34,56	54,5
18	2	12	1,50		3,00	2,7
19	2	16	0,58		1,16	1,8
20	4	8	0,70		2,80	1,1
					TOTAL [kg]	300,0

E Plans bons pour exécution du voile SMA

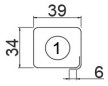
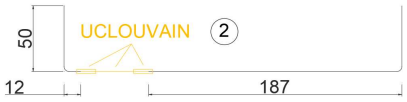
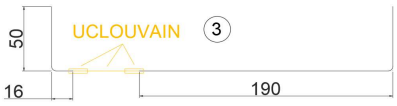
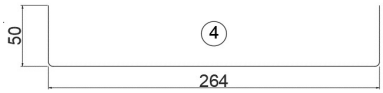
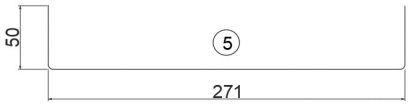
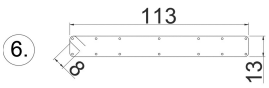
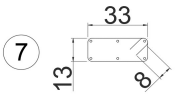
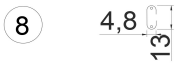
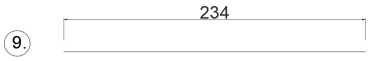
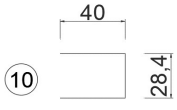
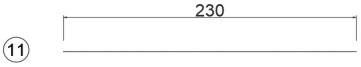


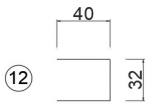
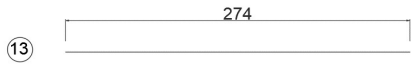
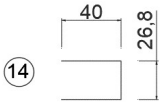
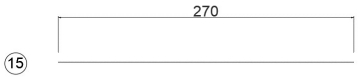
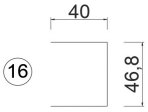
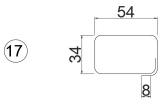
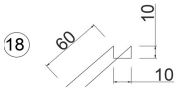
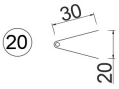

Pos. | Pièces | φ (mm) | Longueur individuelle (fibre neutre) [m] | Forme de façonnage calculée (Non à l'échelle) | Longueur totale [m] | Poids [kg]
1 | 20 | 12 | 1,58 | 31,60 | 28,1
2 | 4 | 12 | 2,99 | 11,96 | 10,6
3 | 4 | 12 | 3,06 | 12,24 | 10,9
4 | 4 | 12 | 3,64 | 14,56 | 12,9
5 | 2 | 12 | 3,71 | 7,42 | 6,6
6 | 13 | 8 | 2,72 | 35,36 | 14,0
7 | 26 | 8 | 1,12 | 29,12 | 11,5
8 | 80 | 8 | 0,29 | 23,26 | 9,2
9 | 8 | 16 | 2,84 | 22,72 | 35,9
10 | 8 | 16 | 1,94 | 15,52 | 24,5
11 | 2 | 16 | 2,30 | 4,60 | 7,3
12 | 2 | 16 | 1,12 | 2,24 | 3,5
13 | 8 | 16 | 2,74 | 21,92 | 34,6
14 | 8 | 16 | 1,07 | 8,54 | 13,5
15 | 2 | 16 | 2,70 | 5,40 | 8,5
16 | 2 | 16 | 1,27 | 2,54 | 4,0
17 | 18 | 16 | 1,92 | 34,56 | 54,5
18 | 2 | 12 | 1,50 | 3,00 | 2,7
19 | 2 | 16 | 0,58 | 1,16 | 1,8
20 | 4 | 8 | 0,70 | 2,80 | 1,1
TOTAL [kg] 295,6
Volume pièce: 1.584 m3
Poids pièce: +- 4180 Kg
Qualité béton: C35/45
Enrobage: 3cm
Face tirée manuellement
Face lisse de décoffrage
PLAN DE REFERENCE
Armatures: croquis
Coffrage:
Date | Indice | Modification | Auteur
29/03/19 | 1 | 1
Echelle
Approuvé par | Date
Dessiné par | Date
Fabrice RIGOT | 20/03/19
TFE UCLouvain
Voile parasismique 2
Armatures
4 ancres
Junior Rd20
2 ancres Senior
Rd30
6
5
4
1
2
3
10 ϕ12 - 12
10 ϕ12 - 12
11 ϕ8 - 15
2 ϕ8
22ϕ8 - 15
4ϕ8
18ϕ16 - 15
149
149
15
10,5
17
67
106
67
81,5
77
81,5
22
18
22
18
38
204
38


Coupe 6-6'
8 ϕ16
8 ϕ16
4 ϕ16 - 15
Coupe 5-5'
Coupe 1-1'
Coupe 2-2'
Coupe 3-3'
4 réservations ϕ 60
8 ϕ16 - 15
18ϕ16 - 15
255
Coupe 4-4'
2 ancres senior Rd30
10 ϕ12 - 12
10 ϕ12 - 12
81,5
77
81,5
108
108
16,8
8 ϕ16
RESERVE FORAGES BETON
Volume pièce: 1.584 m3
Poids pièce: +- 4180 Kg
Qualité béton: C35/45
Enrobage: 3cm
Face tirée manuellement
Face lisse de décoffrage
PLAN DE REFERENCE
Armatures: croquis
Coffrage:
Date
Indice
Modification
Auteur
Dessiné par
Fabrice RIGOT
Date
20/03/19
Echelle
Approuvé par
Date
TFE UCLouvain
Voile parasismique 2
Armatures - COUPES

TFE UCLouvain - Voile 2 (SMA) - BORDEREAU

Dessin: Fabrice RIGOT 0479 54 75 74 21-03-19
fabrice.rigot@student.uclouvain.be

Pos.	Pièces	φ [mm]	Longueur individuelle (fibre neutre) [m]	Forme de façonnage calculée (Non à l'échelle)	Longueur totale [m]	Poids [kg]
1	20	12	1,58		31,60	28,1
2	4	12	2,99		11,96	10,6
3	4	12	3,06		12,24	10,9
4	4	12	3,64		14,56	12,9
5	2	12	3,71		7,42	6,6
6	13	8	2,72		35,36	14,0
7	26	8	1,12		29,12	11,5
8	80	8	0,29		23,26	9,2
9	8	16	2,84		22,72	35,9
10	8	16	1,94		15,52	24,5
11	2	16	2,30		4,60	7,3

12	2	16	1,12		2,24	3,5
13	8	16	2,74		21,92	34,6
14	8	16	1,07		8,54	13,5
15	2	16	2,70		5,40	8,5
16	2	16	1,27		2,54	4,0
17	18	16	1,92		34,56	54,5
18	2	12	1,50		3,00	2,7
19	2	16	0,58		1,16	1,8
20	4	8	0,70		2,80	1,1
					TOTAL [kg]	295,6

F Rupture des armatures au pied du voile - côté Est

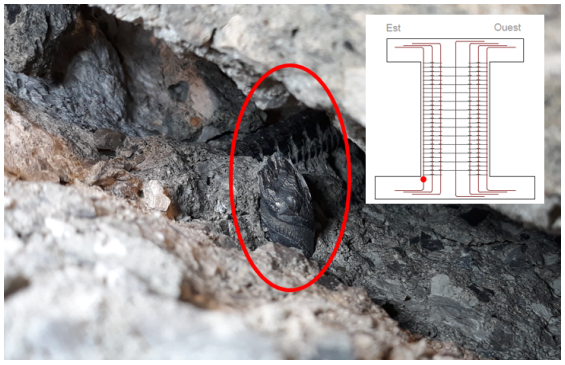


Figure F.1 – Rupture barre 1

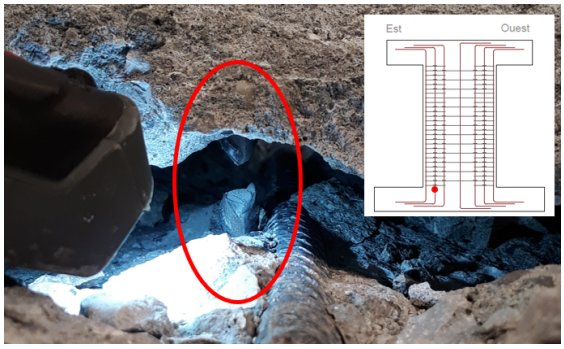


Figure F.2 – Rupture barre 2

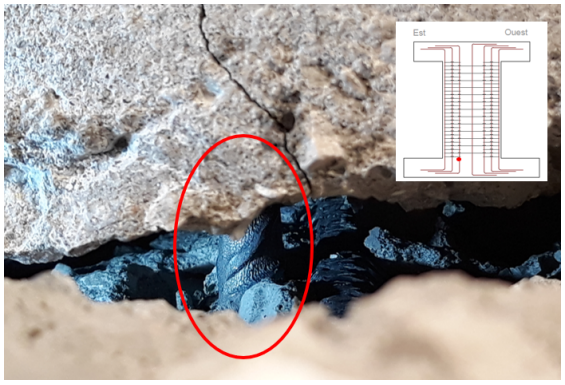


Figure F.3 – Plastification barre 3

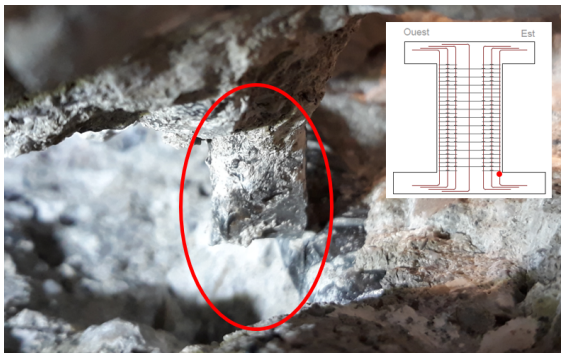


Figure F.4 – Rupture barre 4



Figure F.5 – Rupture barre 5

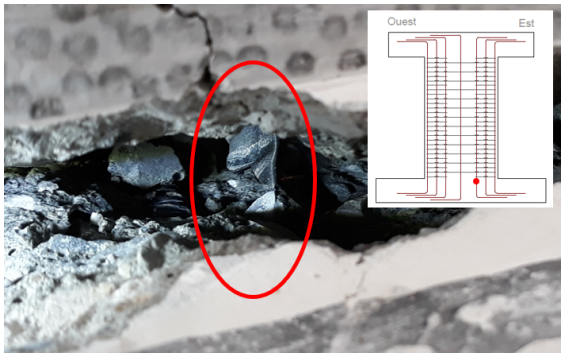


Figure F.6 – Rupture barre 6

G Modélisation numérique

G.1 Validation des sections

G.1.1 Mur réel

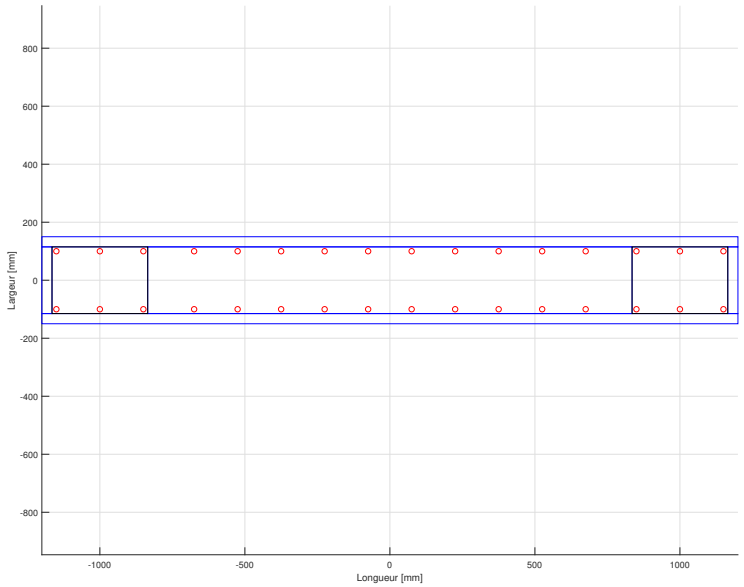


Figure G.1 – Section du mur réel modélisée avec OpenSees

G.1.2 Mur test

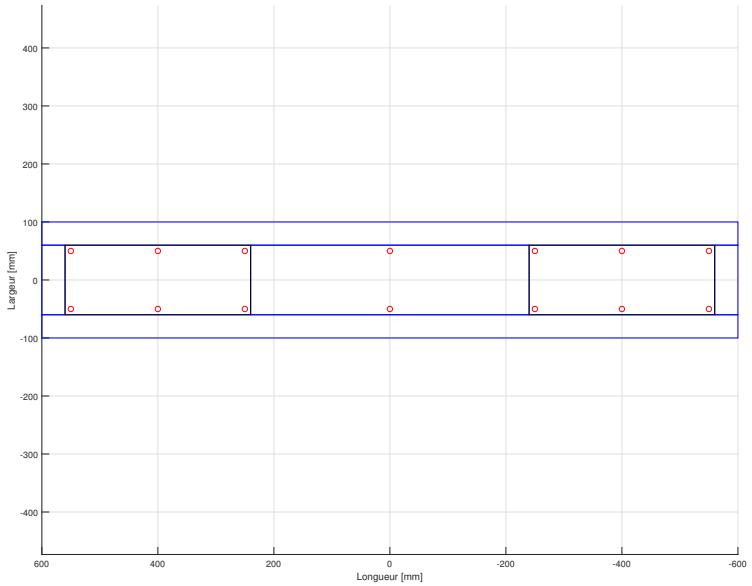


Figure G.2 – Section du mur test modélisée avec OpenSees

G.2 Comparaison des résultats OpenSees et Seismostruct®

G.2.1 Analyse monotonique sur le mur réel

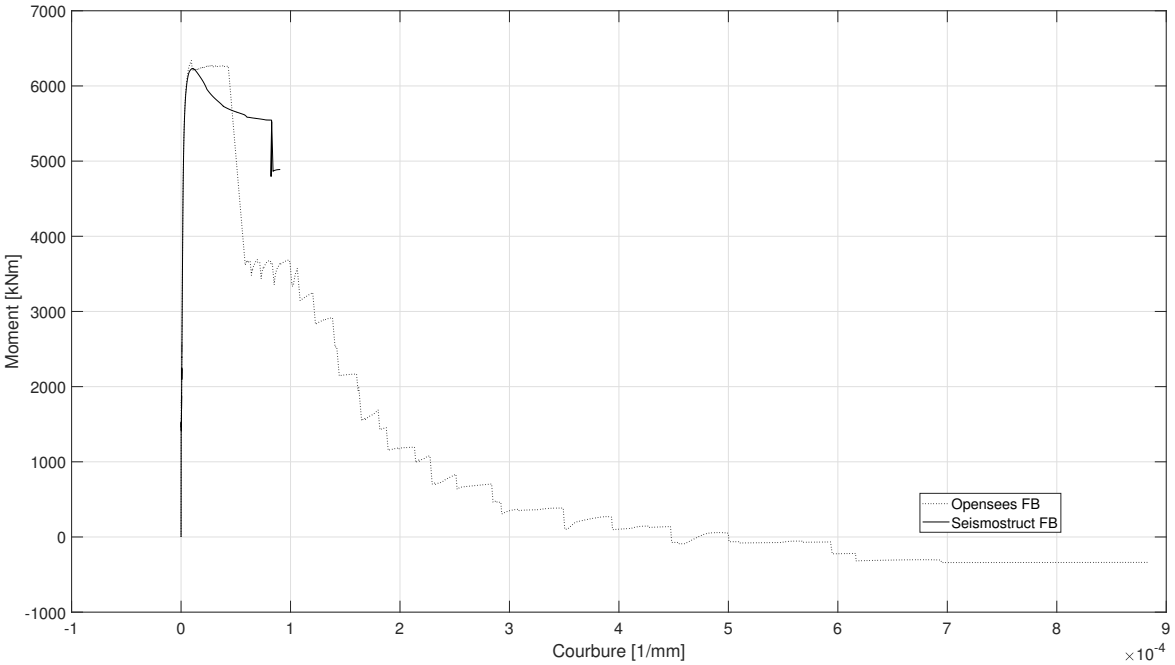


Figure G.3 – Comparaison des diagrammes moment-courbure dans une analyse monotonique sur le mur réel avec OpenSees et Seismostruct®

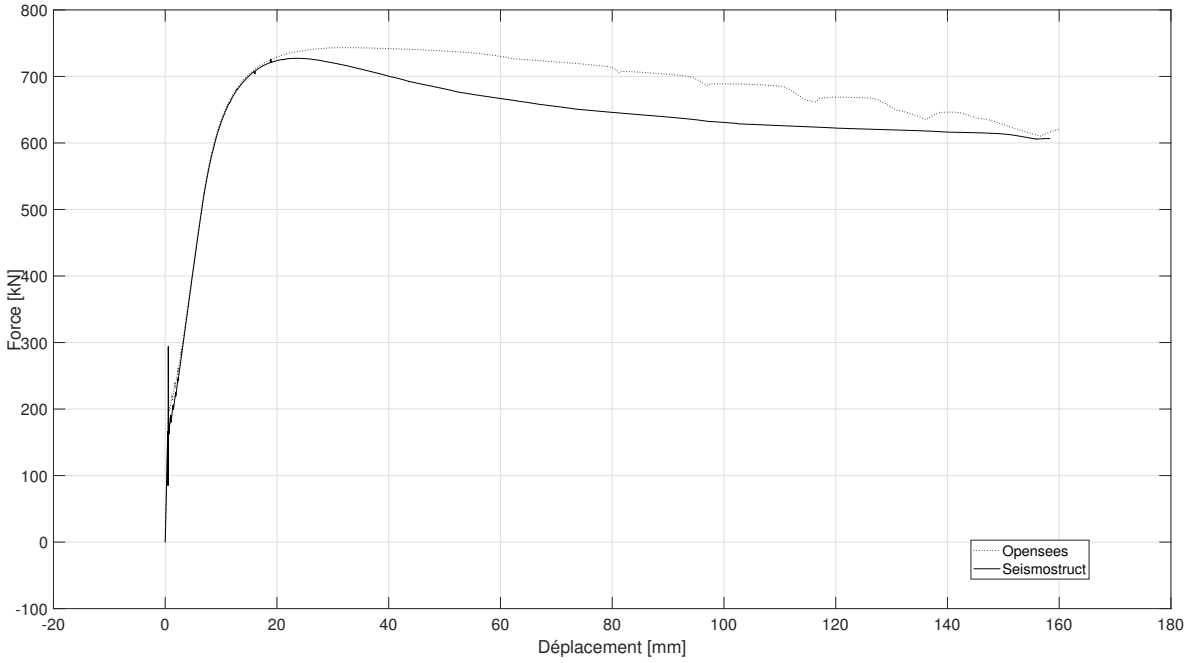


Figure G.4 – Comparaison des diagrammes force-déplacement dans une analyse monotonique sur le mur réel avec OpenSees et Seismostruct®

G.2.2 Analyse cyclique sur le mur test

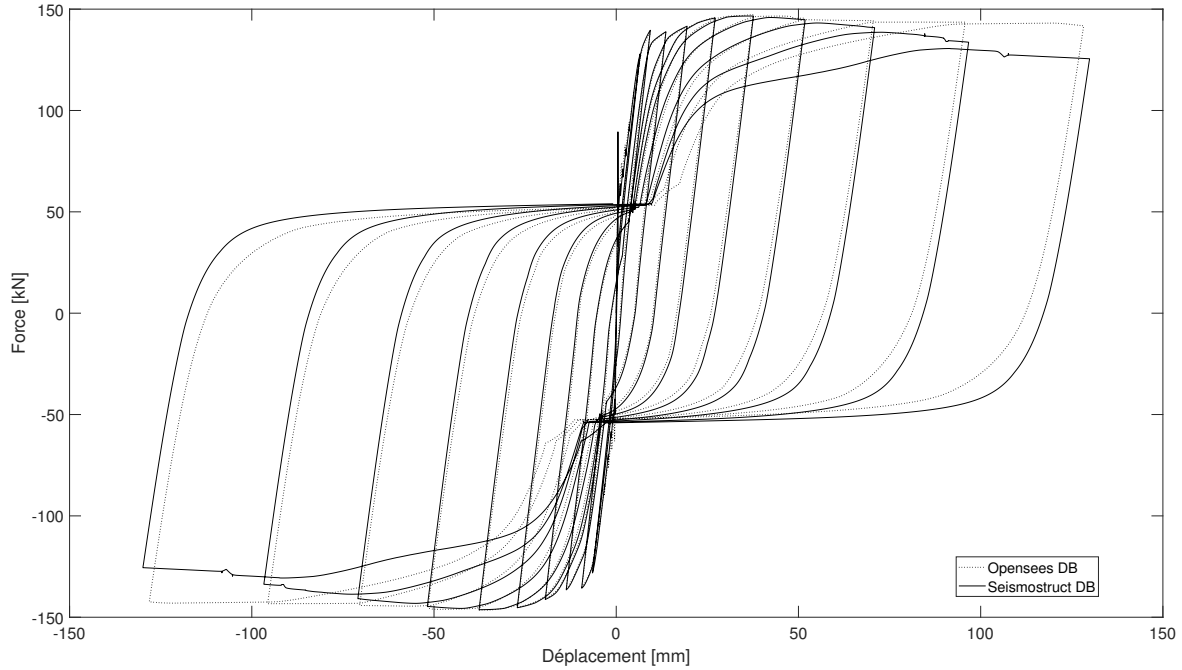


Figure G.5 – Comparaison des résultats d'analyse cyclique sur le mur test avec OpenSees et Seismostruct®

G.2.3 Paramètres d'amortissement de l'analyse dynamique sur le mur RC réel

Paramètres	OpenSees	Seismostruct
$T1\ [s]$	$0,62767$	$0,627$
$T2\ [s]$	$0,10197$	$0,102$
$a_0\ [-]$	$0,34445$	$0,3447$
$a_1\ [-]$	$5.584.10^{-4}$	$5,585.10^{-4}$

Table G.1 – Comparaison des paramètres d'amortissement calculés avec OpenSees et Seismostruct®

G.3 Calcul du YC et du YD pour les différents murs RC

YC $\varphi_{y,reel}$ du mur RC réel : On calcule, cette fois en traçant le graphe moment-courbure illustré à la figure G.6 et G.7, $\varphi_{y,reel} = 2,5166\ .10^{-6}[mm^{-1}]$.

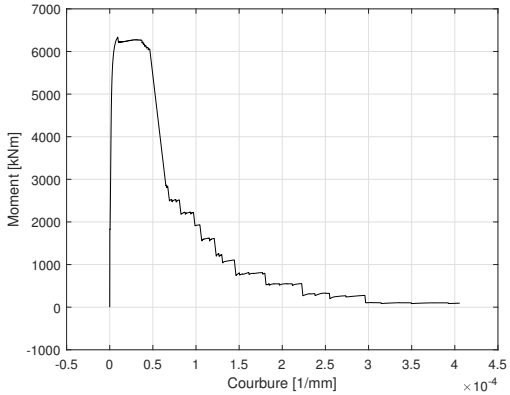


Figure G.6 – Courbure en fonction du moment à la base du mur RC réel

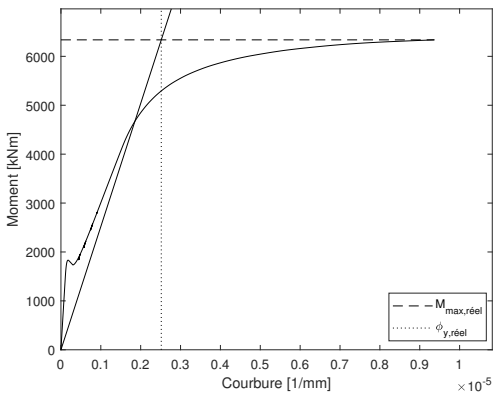


Figure G.7 – Calcul du YC du mur RC réel

YD $\Delta_{y,test}$ du mur RC de test : Pour le mur test, la méthode donne $\Delta_{y,test} = 6,9144[mm]$, comme observable aux figures G.8 et G.9.

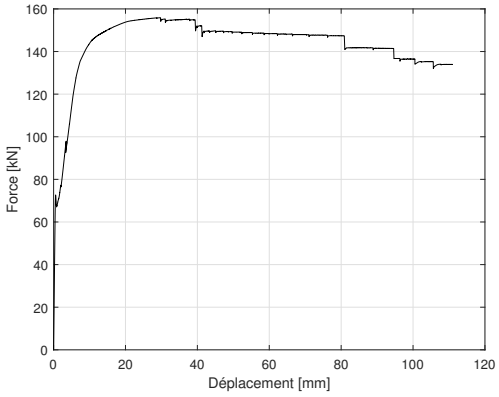


Figure G.8 – Réaction à la base en fonction du déplacement à la tête du mur RC test

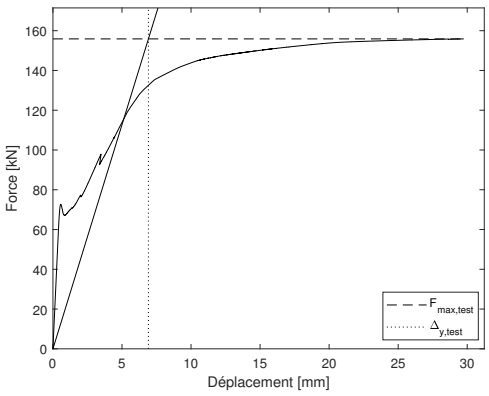


Figure G.9 – Calcul du YD du mur RC test

YC $\varphi_{y,test}$ du mur RC de test : On obtient dans ce cas-ci, comme illustré à la figure G.10 et G.11, $\varphi_{y,test} = 4,1867\ .10^{-6}[mm^{-1}]$.

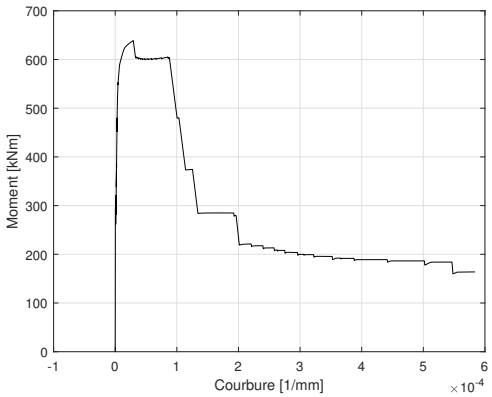


Figure G.10 – Courbure en fonction du moment à la base du mur RC test

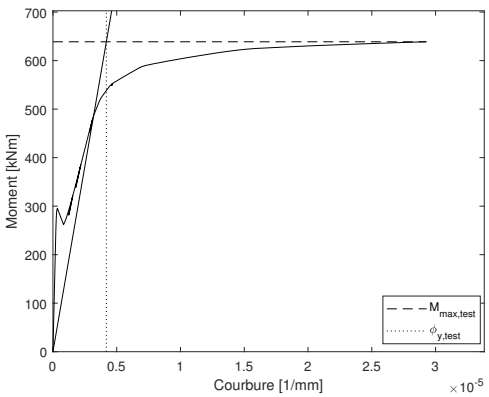


Figure G.11 – Calcul du YC du mur RC test

G.4 Résultats de l'analyse cyclique sur le mur RC de test

G.4.1 Comparaison des déplacements imposés aux hauteurs $L_s = SSR.l_w$ et h_s au mur RC de test

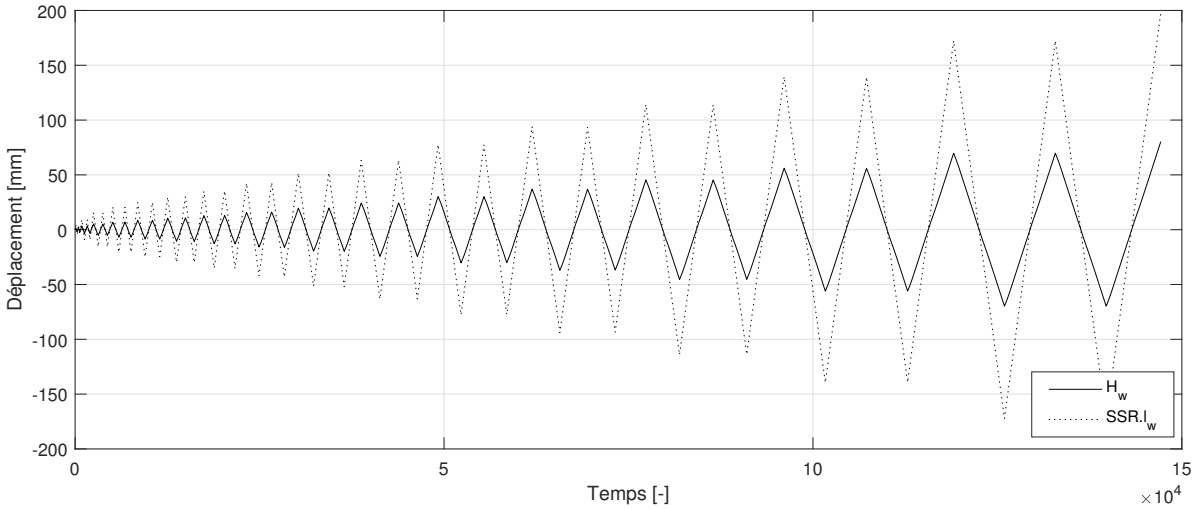


Figure G.12 – Déplacements du mur RC de test à la hauteur $L_s = SSR.l_w$ et à la hauteur h_s durant l'analyse numérique

G.4.2 Diagrammes contrainte-déformation dans les fibres de la section

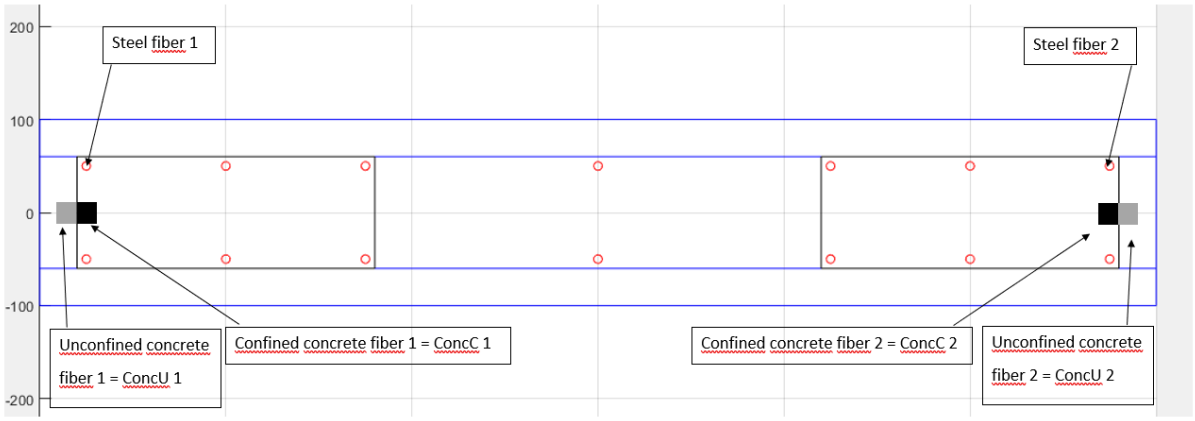


Figure G.13 – Fibres de la section à la base du mur RC dont la réponse est enregistrée

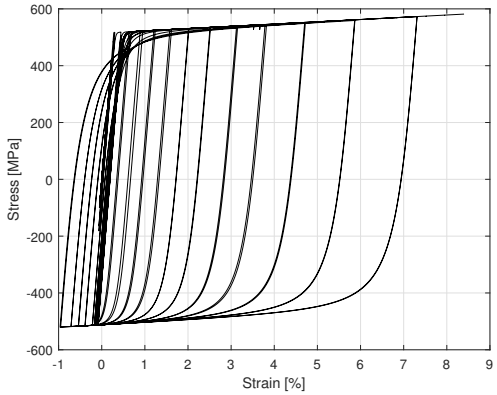


Figure G.14 – Diagramme contrainte-déformation dans l'armature Steel 1

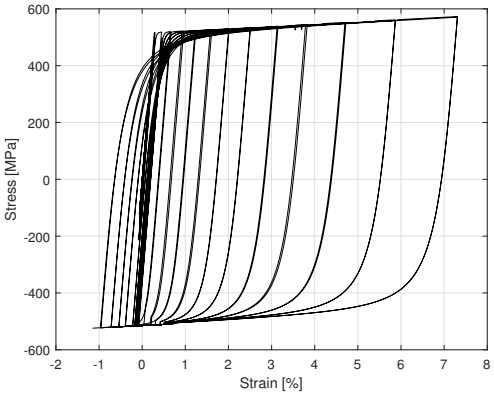


Figure G.15 – Diagramme contrainte-déformation dans l'armature Steel 2

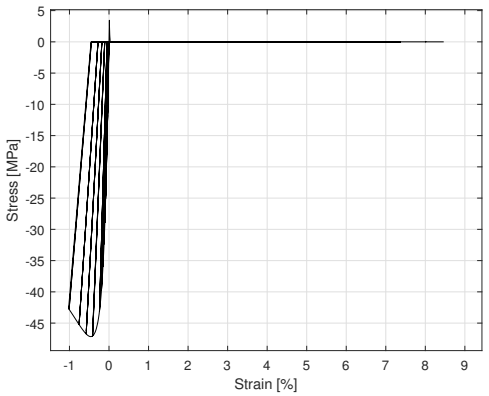


Figure G.16 – Diagramme contrainte-déformation dans la fibre de béton ConcC 1

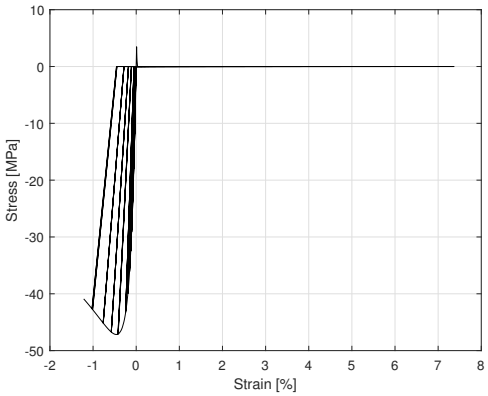


Figure G.17 – Diagramme contrainte-déformation dans la fibre de béton ConcC 2

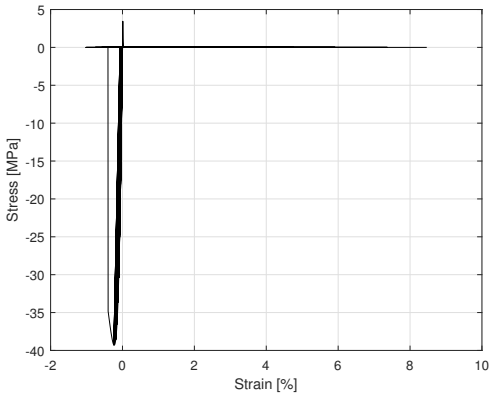


Figure G.18 – Diagramme contrainte-déformation dans la fibre de béton ConcU 1

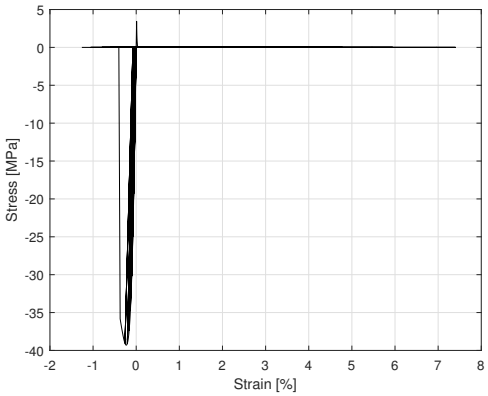


Figure G.19 – Diagramme contrainte-déformation dans la fibre de béton ConcU 2

G.5 Calcul du protocole d'essai pour le mur RC+SMA

G.5.1 Analyses statiques monotoniques des murs RC+SMA

Suivant le même processus qu'à la section 3.6.1, on détermine les valeurs de YD et de YC pour les deux murs RC+SMA, réel et de test. À noter que le code Matlab ayant permis de trouver

ces valeurs pour les murs RC ne donnant plus de résultats satisfaisants, une méthode alternative consistant à vérifier manuellement l'égalité des aires sur le logiciel Autocad a été utilisée.

YD $\Delta_{y,reel}$ du mur RC+SMA réel : On trouve, en traçant la courbe force-déplacement illustrée à la figure G.20 et G.21, $\Delta_{y,reel} = 9,3386[mm]$.

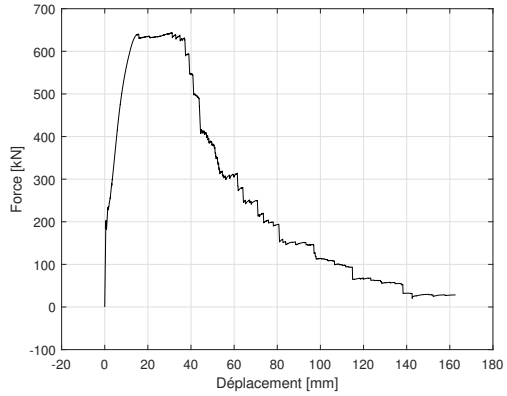


Figure G.20 – Réaction à la base en fonction du déplacement à la tête du mur RC+SMA réel

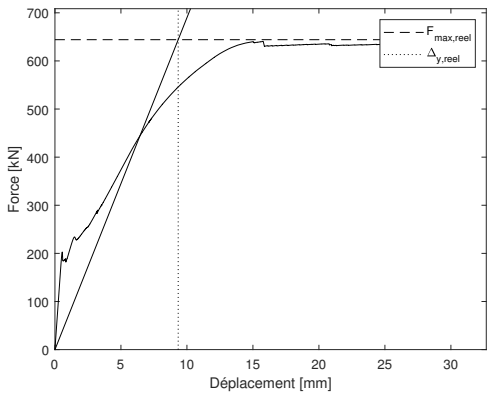


Figure G.21 – Calcul du YD du mur RC+SMA réel

YC $\varphi_{y,reel}$ du mur RC+SMA réel : On calcule, cette fois en traçant le graphe moment-courbure illustré à la figure G.22 et G.23, $\varphi_{y,reel} = 6,7\ .10^{-6}[mm^{-1}]$.

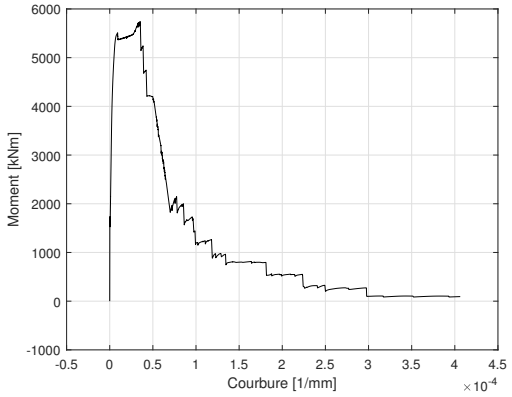


Figure G.22 – Courbure en fonction du moment à la base du mur RC+SMA réel

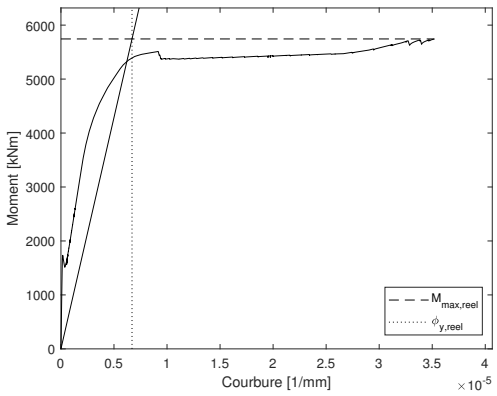


Figure G.23 – Calcul du YC du mur RC+SMA réel

YD $\Delta_{y,test}$ du mur RC+SMA de test : Pour le mur test, la méthode donne $\Delta_{y,test} = 5,9[mm]$, comme observable aux figures G.24 et G.25.

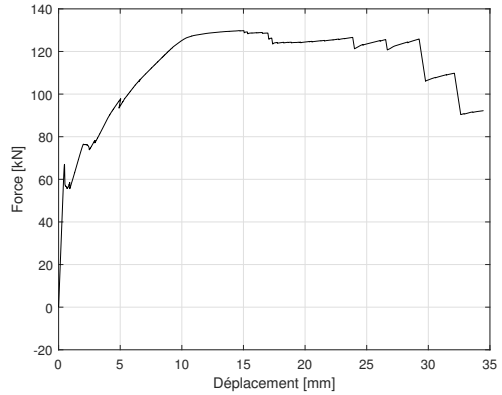


Figure G.24 – Réaction à la base en fonction du déplacement à la tête du mur RC+SMA test

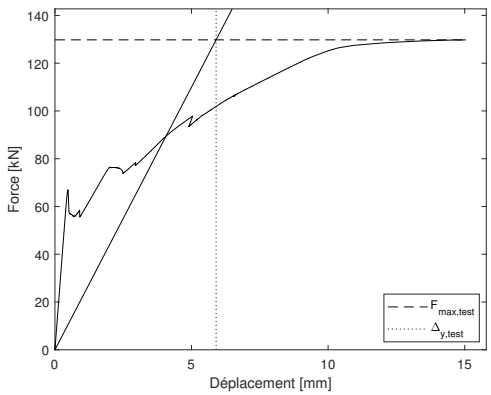


Figure G.25 – Calcul du YD du mur RC+SMA de test

YC $\varphi_{y,test}$ du mur RC+SMA de test : On obtient dans ce cas-ci, comme illustré à la figure G.26 et G.27, $\varphi_{y,test} = 15,5\ .10^{-6}[mm^{-1}]$.

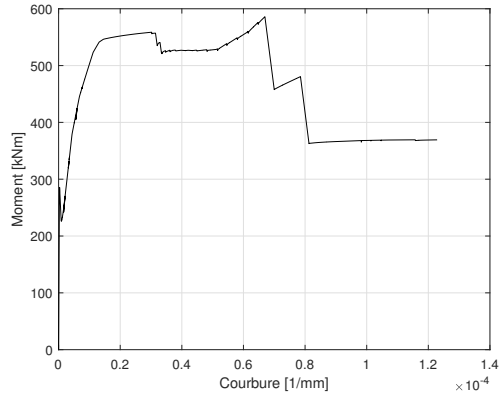


Figure G.26 – Courbure en fonction du moment à la base du mur RC+SMA de test

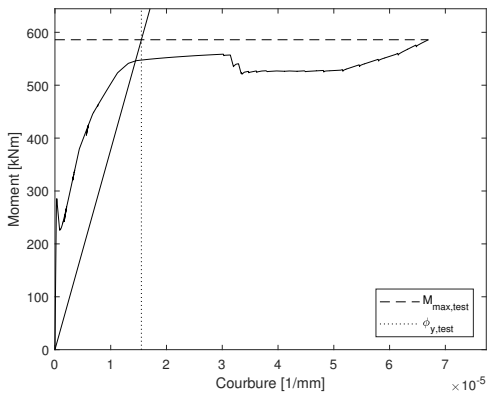


Figure G.27 – Calcul du YC du mur RC+SMA de test

G.5.2 Analyses dynamiques du mur RC+SMA réel

On applique les mêmes masses aux différents étages du voile RC+SMA que pour le voile RC ($183,2[T]$ aux trois premiers étages et $139,5[T]$ pour le dernier). Ici, sur les onze accélérogrammes, 8 ont donné des résultats exploitables.

Paramètres d'amortissement : Dans le cas du mur RC+SMA, les valeurs des paramètres d'amortissement sont repris dans le tableau G.2 :

$T1[s]$	$T2[s]$	$a_0[-]$	$a_1[-]$
$0,6294$	$0,10222$	$0,34352$	$5,5983.10^{-4}$

Table G.2 – Valeurs des paramètres pour l'amortissement du mur RC+SMA réel

Résultats et détermination du protocole d'essai pour le mur RC+SMA réel : On peut maintenant calculer le protocole cyclique en termes de ductilité de déplacement à appliquer à la tête du mur du rez-de-chaussée réel. Les déplacements pour une des huit analyses ayant convergées sont observables avec leur accélérogramme correspondant aux figures G.28 et G.29

(l'ensemble des réponses se trouvent dans le TFE complémentaire [31]), et le protocole déterminé à la figure G.30.

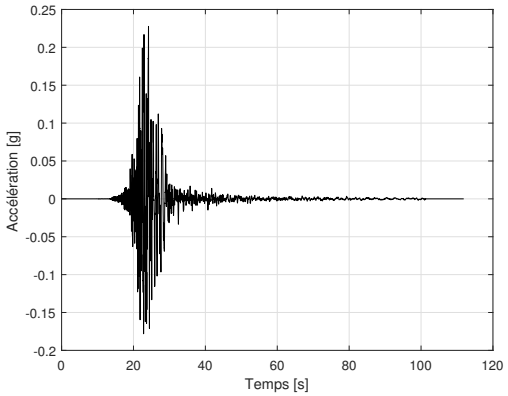


Figure G.28 – Accélérogramme de Modena imposé à la structure

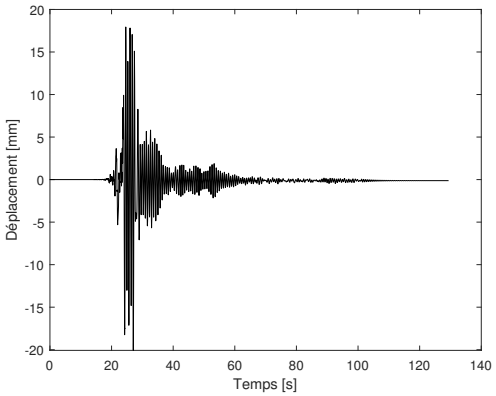


Figure G.29 – Déplacement de la tête du mur RC+SMA réel du rez-de-chaussée avec l'accélérogramme de Modena

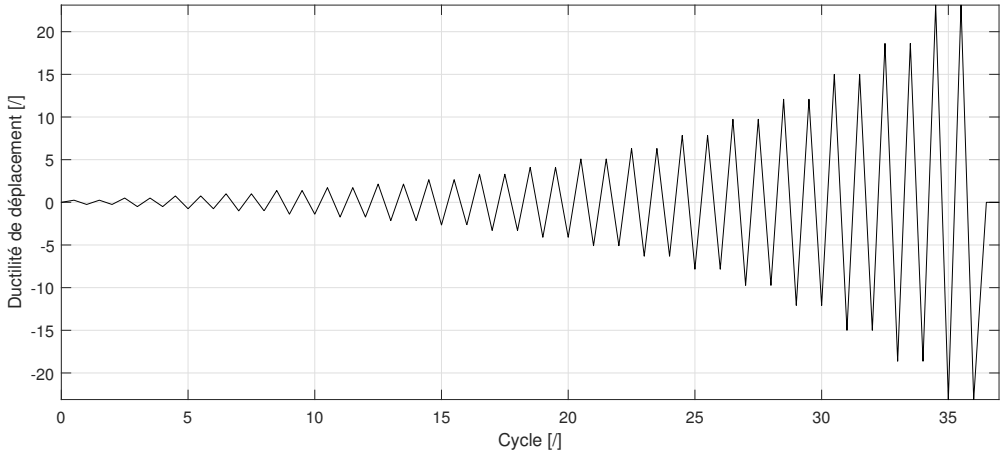


Figure G.30 – Protocole en ductilité de déplacement pour le mur RC+SMA réel

G.5.3 Analyses statiques cycliques du mur RC+SMA réel

À nouveau, on repasse le protocole calculé en termes de déplacements, et non plus ductilité de déplacement, en le multipliant par son yielding displacement $\Delta_{y,reel} = 9,3386[mm]$ (voir équation 3.4), et on l'applique au modèle statique cyclique du mur réel du rez-de-chaussée avec le même procédé itératif que celui expliqué à la section 3.6.3. On retrace par après l'histoire de ductilité de courbure (voir figure G.31) émise par ce protocole, que l'on va chercher à reproduire dans le mur RC+SMA de test.

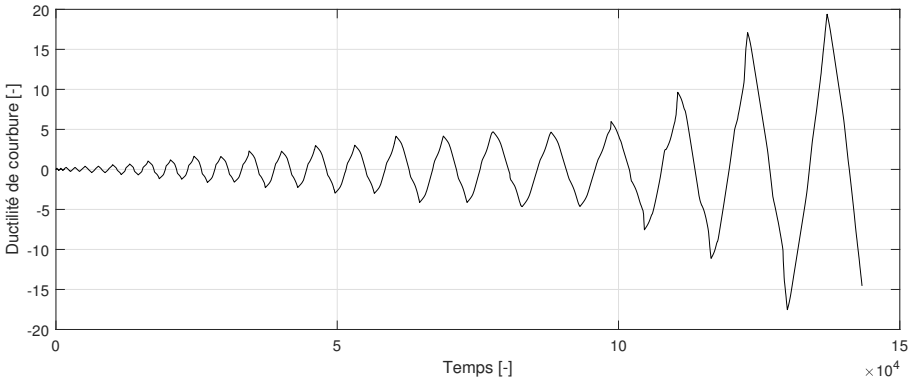


Figure G.31 – Ductilité de courbure à la base du mur RC+SMA réel durant l'analyse numérique

G.5.4 Analyses statiques cycliques du mur RC+SMA de test

Via la même méthode itérative que celle présentée à la section 3.6.4, on recalcule finalement le protocole en termes de déplacements à imposer à la tête du mur RC+SMA de test lors du deuxième essai expérimental (voir figure 3.33), ainsi que celui à imposer à la hauteur L_s qui sera utilisé pour simuler l'essai numériquement (voir figure G.33).

On prouve la conformité du protocole en comparant la valeur des pics des graphes de ductilité de courbure respectifs de chaque mur RC+SMA, réel et de test (voir figure G.32).

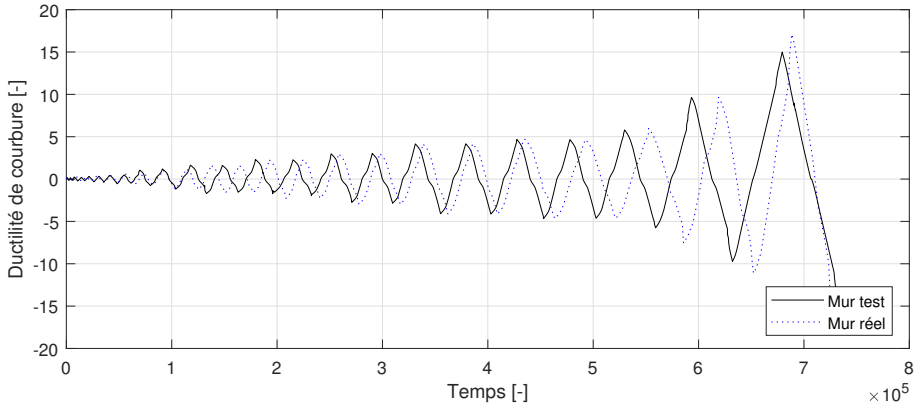


Figure G.32 – Comparaison de la ductilité de courbure des deux murs RC+SMA durant l'analyse numérique

G.6 Résultats de l'analyse cyclique sur le mur RC+SMA de test

G.6.1 Comparaison des déplacements imposés aux hauteurs $L_s = SSR.l_w$ et h_s au mur RC+SMA de test

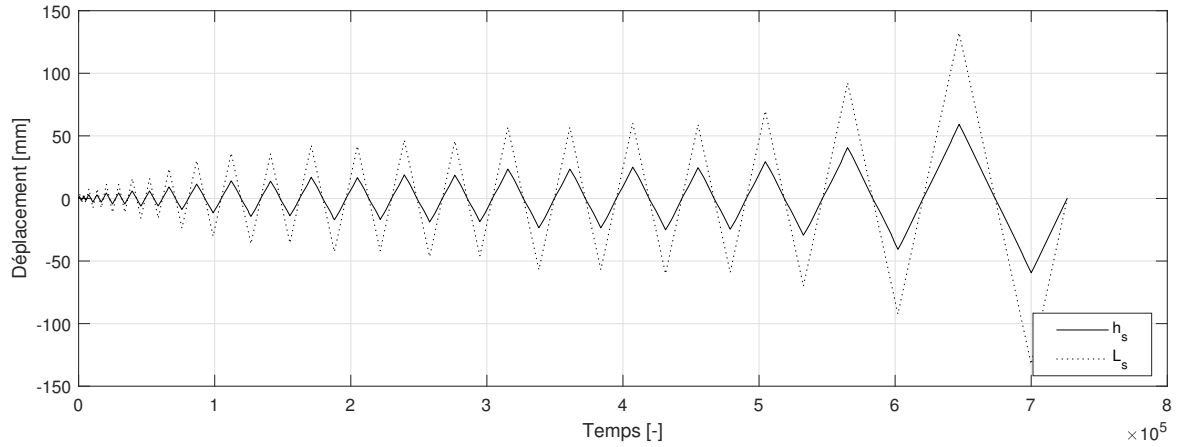


Figure G.33 – Déplacements du mur RC+SMA de test à la hauteur $L_s = SSR.l_w$ et à la hauteur h_s durant l'analyse numérique

G.6.2 Diagrammes contrainte-déformation dans les fibres de la section

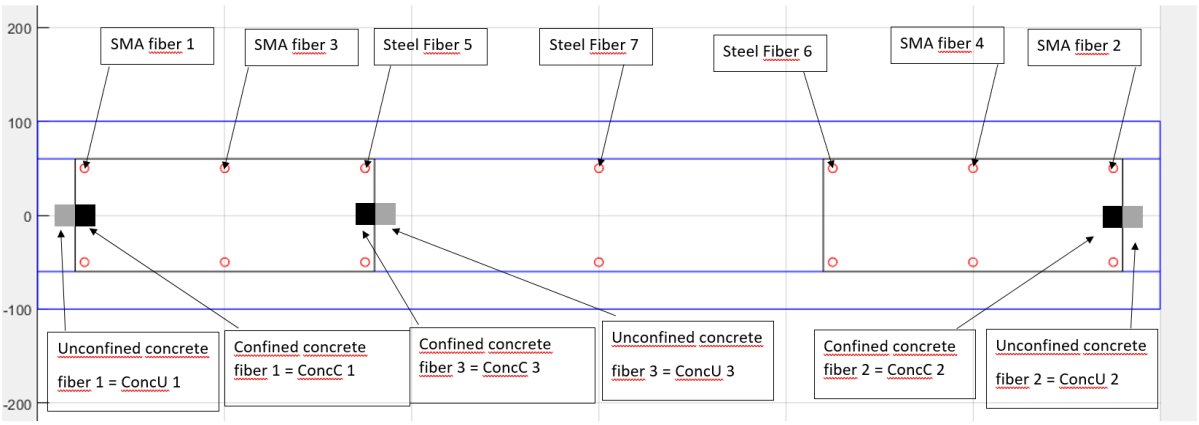


Figure G.34 – Fibres de la section à la base du mur RC+SMA dont la réponse est enregistrée

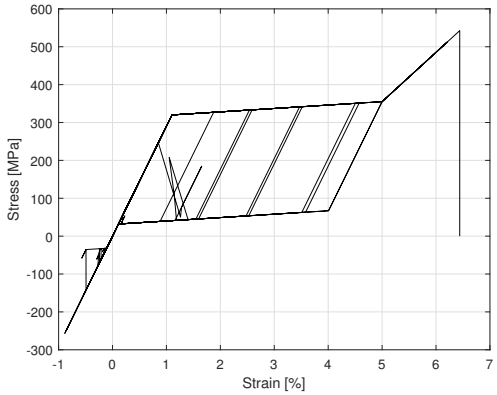


Figure G.35 – Diagramme contrainte-déformation dans l'armature SMA 1

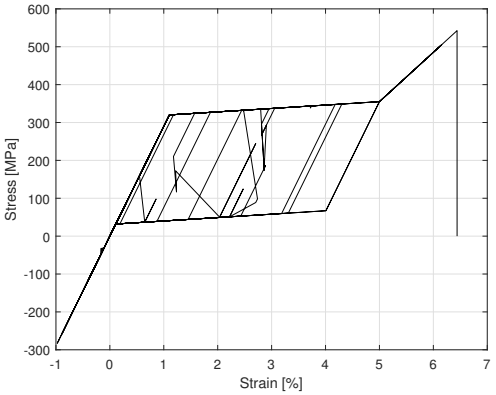


Figure G.36 – Diagramme contrainte-déformation dans l'armature SMA 2

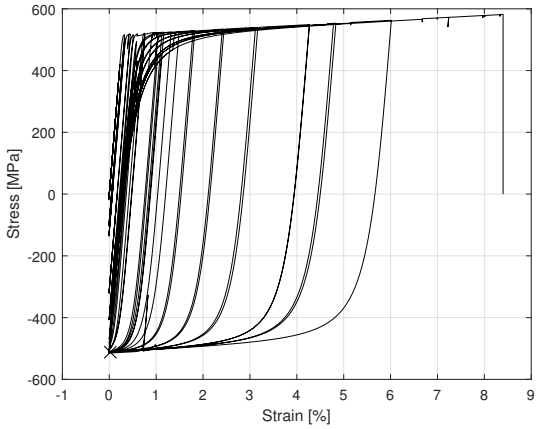


Figure G.37 – Diagramme contrainte-déformation dans l'armature Steel 5

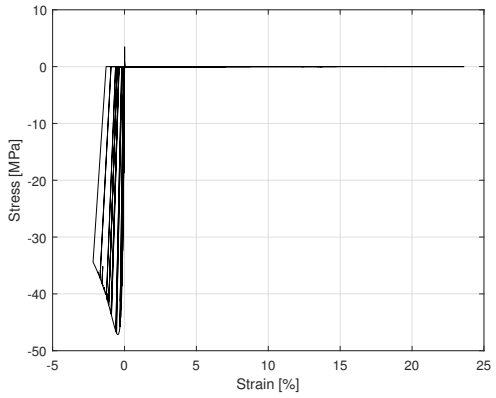


Figure G.38 – Diagramme contrainte-déformation dans la fibre de béton ConcC 1

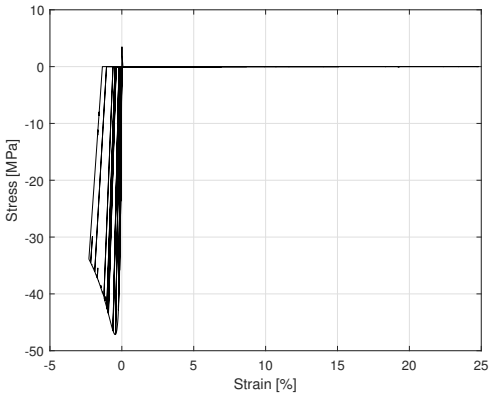
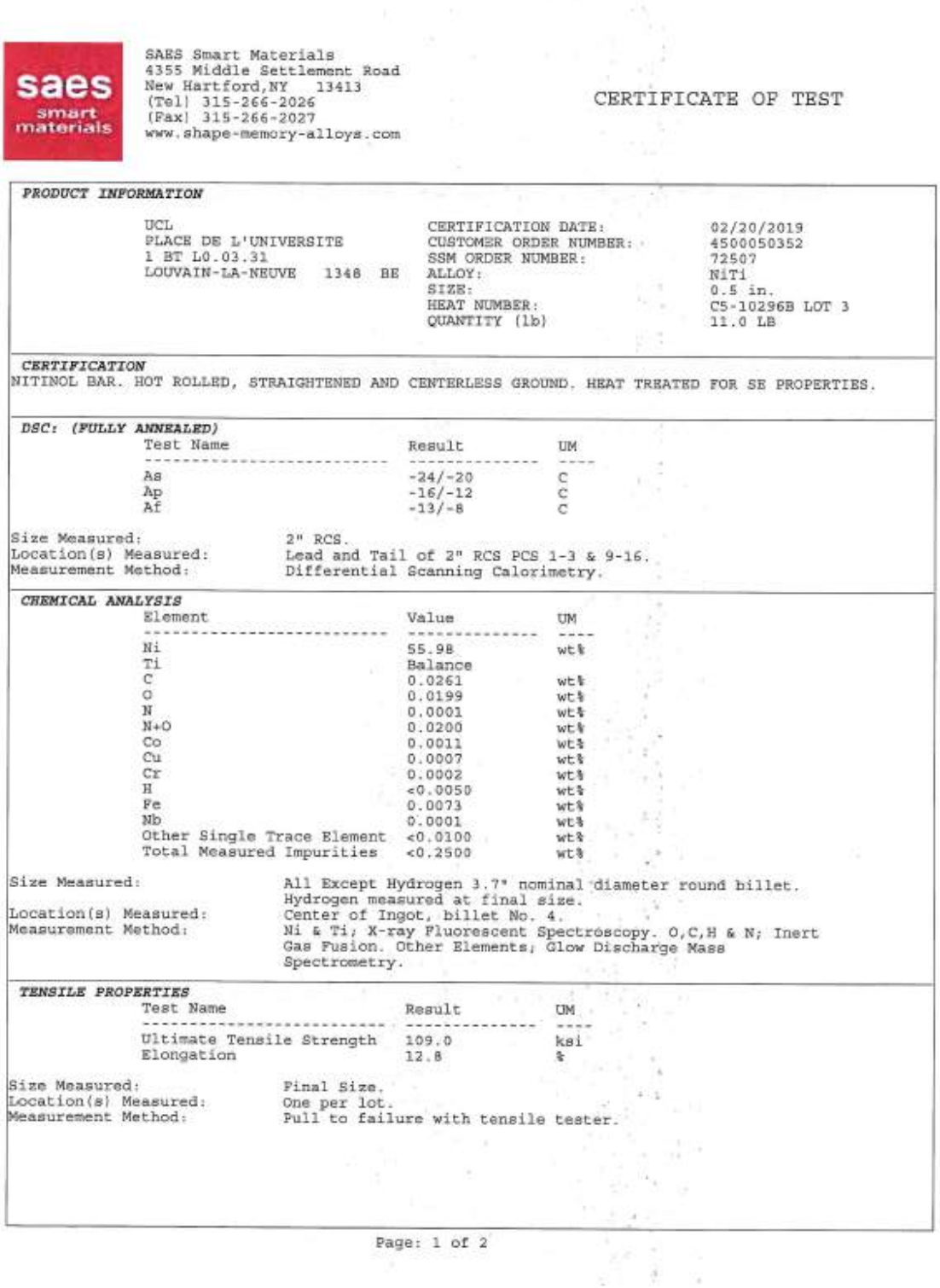


Figure G.39 – Diagramme contrainte-déformation dans la fibre de béton ConcC 2

H Fiche d'identification des armatures en alliage à mémoire de forme



saes smart materials

SAES Smart Materials
4355 Middle Settlement Road
New Hartford,NY 13413
(Tel) 315-266-2026
(Fax) 315-266-2027
www.shape-memory-alloys.com

CERTIFICATE OF TEST

PRODUCT INFORMATION

UCL
PLACE DE L'UNIVERSITE
1 BT L0.03.31
LOUVAIN-LA-NEUVE 1348 BE

CERTIFICATION DATE:	02/20/2019
CUSTOMER ORDER NUMBER:	4500050352
SSM ORDER NUMBER:	72507
ALLOY:	NiTi
SIZE:	0.5 in.
HEAT NUMBER:	C5-10296B LOT 3
QUANTITY (lb)	11.0 LB

CERTIFICATION

NITINOL BAR. HOT ROLLED, STRAIGHTENED AND CENTERLESS GROUND. HEAT TREATED FOR SE PROPERTIES.

DSC: (FULLY ANNEALED)

Test Name	Result	UM
As	-24/-20	C
Ap	-16/-12	C
Af	-13/-8	C

Size Measured: 2" RCS.
Location(s) Measured: Lead and Tail of 2" RCS PCS 1-3 & 9-16.
Measurement Method: Differential Scanning Calorimetry.

CHEMICAL ANALYSIS

Element	Value	UM
Ni	55.98	wt%
Ti	Balance	
C	0.0261	wt%
O	0.0199	wt%
N	0.0001	wt%
N+O	0.0200	wt%
Co	0.0011	wt%
Cu	0.0007	wt%
Cr	0.0002	wt%
H	<0.0050	wt%
Fe	0.0073	wt%
Nb	0.0001	wt%
Other Single Trace Element	<0.0100	wt%
Total Measured Impurities	<0.2500	wt%

Size Measured: All Except Hydrogen 3.7" nominal diameter round billet. Hydrogen measured at final size.
Location(s) Measured: Center of Ingot, billet No. 4.
Measurement Method: Ni & Ti; X-ray Fluorescent Spectroscopy. O,C,H & N; Inert Gas Fusion. Other Elements; Glow Discharge Mass Spectrometry.

TENSILE PROPERTIES

Test Name	Result	UM
Ultimate Tensile Strength	109.0	ksi
Elongation	12.8	%

Size Measured: Final Size.
Location(s) Measured: One per lot.
Measurement Method: Pull to failure with tensile tester.

Page: 1 of 2

SAES Smart Materials
4355 Middle Settlement Road
New Hartford,NY 13413
(Tel) 315-266-2026
(Fax) 315-266-2027
www.shape-memory-alloys.com

CERTIFICATE OF TEST

INCLUSIONS AND GRAIN SIZE

Test Name	Result	UM
Max Inclusion Area	0.79	%
Max Inclusion Size	0.00071	inch
Grain Size	3	ASTM

Size Measured: Inclusions; 2" RCS. Grain Size; Final Size.
Location(s) Measured: Inclusions; top, middle and bottom of the ingot. Grain size; One per lot.
Measurement Method: Inclusions measured acccording to the protocol listed on the memry.com website. Grain size according to ASTM standard.

Authorization

COUNTRY OF ORIGIN: MADE IN USA, MELTED BY SAES SMART MATERIALS VIM/VAR METHOD. THIS IS TO CERTIFY THAT THE ABOVE VALUES ARE TRUE AND ACCURATE TO THE BEST OF MY KNOWLEDGE AND BELIEF. THIS MATERIAL IS COMPLIANT WITH REACH, RoHS AND CONFLICT MINERALS REGULATIONS.

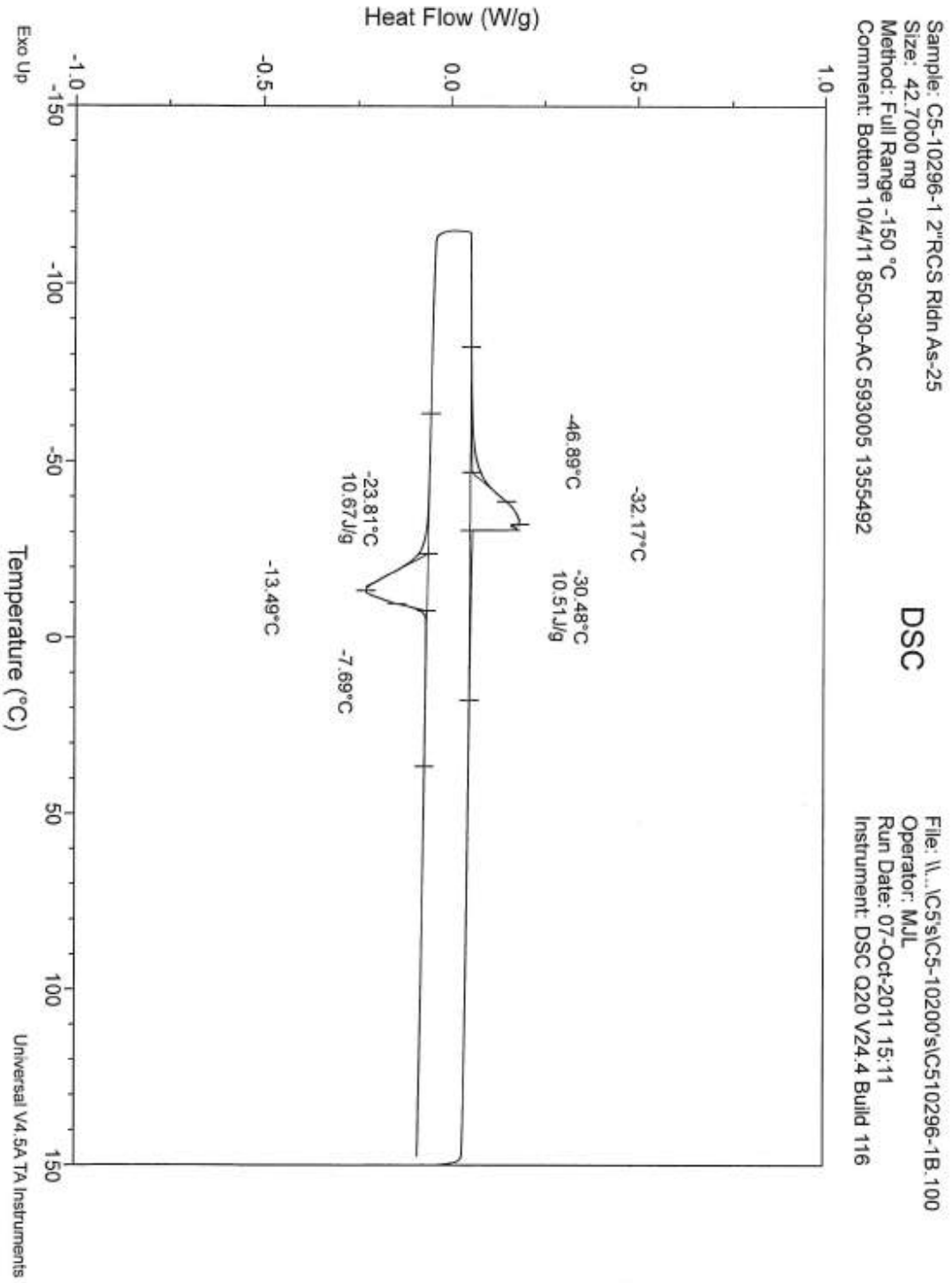
Sarah E. Girard

Date: 02/20/2019

SARAH E. GIRARD
AUTHORIZED SIGNATURE

Form F1096.0

Page: 2 of 2


Sample: C5-10296-1 2"RCS Rldn As-25
Size: 42.7000 mg
Method: Full Range -150 °C
Comment: Bottom 10/4/11 850-30-AC 593005 1355492
DSC
File: \\...\C5's\C5-10200's\C510296-1B.100
Operator: MJL
Run Date: 07-Oct-2011 15:11
Instrument: DSC Q20 V24.4 Build 116
Heat Flow (W/g)
Exo Up
Temperature (°C)
Universal V4.5A TA Instruments
-46.89°C
-30.48°C
10.51J/g
-32.17°C
-23.81°C
10.67J/g
-13.49°C
-7.69°C

I Fiche d'identification des armatures longitudinales utilisées dans les voiles d'essai

OCAB
BENOR

LISTE DES USAGERS DE LA MARQUE BENOR
Edition de Avril 2015
La présente liste annule et remplace les éditions précédentes
A-PRODUCTEURS D'ACIERS POUR BETON LAMINES ET TREFILES

***Producteur agréé :* ITON SEINE SAS** (fiche inchangée)

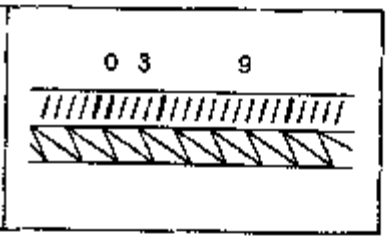
Numéro d'immatriculation : 15

Quai de Seine
FR – 78270 BONNIERES / SEINE
FRANCE

Phone 00.33/(0)130982080
Fax 00.33/(0)130989157

LAMINE BE 500 S
BARRES

Diamètres 8 mm – 16 mm
CRELOI 500 S



Organisme de vente :

RIVA ACIER SA
Immeuble ALPA
ZI de Limay Porcheville
FR – 78440 GARGENVILLE
FRANCE

Phone 00.33/(0)130982000
Fax 00.33/(0)130982021
e-mail commercial.france@rivagroup.com

Page 12 sur 35

J Scripts pour la modélisation numérique

J.1 Scripts Matlab

J.1.1 Calcul du protocole d'essai

```
% Code pour calculer les deplacements imposes lors de l'essai experimental
addpath(pwd);
p = pwd;
cd(p);

Target_curv = load('Target_curvature.out');
Calculated_Protocol =load('CalculatedProtocol.out');
Calculated_WHDisp = load('CalculatedProtocolWHDisp.out');
Target_SSRDisp = zeros(1,length(Target_curv(1,:)));
Protocol_peak_WH_disp = zeros(1,length(Target_curv(1,:)));
Matched_curv = zeros(1,length(Target_curv(1,:)));

Cycle_start = 9; % Cycle de depart pour le calcul,
% 8 premiers pre-cycles calcules differemment
Cycle_performed = Cycle_start;
incr = 40; % increment de deplacement pour trouver le pic suivant

 if Cycle_start ==1
   % enregistre un premier deplacement pour calculer le premier pic dans le
   % fichier tcl pour l'analyse opensees si on commence au premier cycle
Protocole_file=fopen('Protocol.tcl','wt');
        fprintf(Protocole_file,'set iDmax "100"');
        fclose(Protocole_file);
 end

if Cycle_start ~= 1
    % enregistre le protocole deja calcule
    for m=1:Cycle_start-1
        Target_SSRDisp(1,m)= Calculated_Protocol(1,m);
        Protocol_peak_WH_disp = Calculated_WHDisp(1,m);
    end

    % ecrit le protocol calcule dans le fichier tcl pour l'analyse opensees
    Protocole_file=fopen('Protocol.tcl','wt');
        fprintf(Protocole_file,'set iDmax "');
        fprintf(Protocole_file,' %e ',Target_SSRDisp(1,1:Cycle_start-1));
        fprintf(Protocole_file,' %e"',Target_SSRDisp(1,Cycle_start-1)+incr);
        fclose(Protocole_file);
end
BREAK = 0;

for i=Cycle_start:length(Target_curv(1,:))
    if BREAK~=1
% lancer l'analyse opensees
!openSees.exe staticanalysis.tcl

folder = '\Datacycle';
concat = strcat(p,folder);
cd(concat)

Curvature = load('DeformationEle1Section1.out');
SPRDisp = load('SSRDisp.out');
WHDisp = load('FreeDisp.out');

% boucle pour rechercher la ductilite de courbure cible
% enregistre le deplacement correspondant a imposer
    for j=1:length(Curvature(:,3))-1
        if -Curvature(j,3)<= Target_curv(1,i) && -Curvature(j+1,3)> Target_curv(1,i)
            Target_SSRDisp(1,i) = SPRDisp(j,2);
            Matched_curv(1,i) = -Curvature(j,3);
            Protocol_peak_WH_disp(1,i) = WHDisp (j,2);
        end
    end

  cd(p);
```

```
  Cycles_performed = i % affiche le nombre de cycle calcule

  % permet d'arreter l'analyse si la courbure suivante n'est pas trouvee
if Target_SSRDisp(1,i)==0
    BREAK=1;
    disp('STOPPED')
    Target_SSRDisp(1,i)=NaN;
end

        %enregistre les courbures calculees
        Curv_Protocole_file=fopen('MatchedCurvProtocol.out','wt');
        fprintf(Curv_Protocole_file,' %e ',Matched_curv(1,1:i));
        fclose(Curv_Protocole_file);
        %enregistre le protocole avec le nouveau pic dans le fichier tcl
        %pour la prochaine analyse opensees
        Protocole_file=fopen('Protocol.tcl','wt');
        fprintf(Protocole_file,'set iDmax "');
        fprintf(Protocole_file,' %e ',Target_SSRDisp(1,1:i));
        fprintf(Protocole_file,'%e"',Target_SSRDisp(1,i)+incr);
        fclose(Protocole_file);
        %enregistre le protocole calcule jusqu'a cette iteration
        CalcProtocole_file=fopen('CalculatedProtocol.out','wt');
        fprintf(CalcProtocole_file,'%e ',Target_SSRDisp(1,1:i));
        fclose(CalcProtocole_file);
    end
end
```

J.1.2 Recherche des déplacements imposés aux hauteurs L_s et H_w

```
%code pour calculer le deplacement a imposer a la hauteur SSR.lw qui
%reproduit deplacements cibles a la hauteur Hw

p = pwd;
cd(p);

folder = '\Datacycle';
concat = strcat(p,folder);
cd(concat)

Wall_head_disp = load ('FreeDisp.out');
SSR_Disp = load('SSRDisp.out');

A = Wall_head_disp(:,2);
B = SSR_Disp(:,2);
%deplacements cibles a Hw
Wall_head_target_cycles = [1.4750       1.4750  2.9500  2.9500  4.4250  4.4250  5.9000  5.9000];
%deplacements cibles a Hw reellement trouve dans l'analyse
Wall_head_real_cycles = zeros(1,length(Wall_head_target_cycles));
%deplacements imposes a SSR.lw dans le fichier protocole tcl
SPR_protocol = [3.7500    3.7500    7.6000    7.6000   11.3000   11.3000   15.900   15.9000];
%deplacement au SSR.lw pour les deplacements cibles trouves
SPR_real_cycles = zeros(1,length(Wall_head_target_cycles));
index = 0;

for i = 1:length(Wall_head_target_cycles)
    index = 0;
    for j = 1:length(A)-1
        indexdown=A(j);
        indexup=A(j+1);
        % recherche les deplacements cibles a Hw parmis l'enregistrement de
        % deplacement de l'analyse
        if indexdown >= Wall_head_target_cycles(i) && indexup < Wall_head_target_cycles(i)
        index = j+1;
        else if indexdown <= Wall_head_target_cycles(i) && indexup > Wall_head_target_cycles(i)
            index=j;
        end
        end
        %enregistre les deplacements correspondants trouves
    if index ~= 0
        Wall_head_real_cycles(i)=A(index);
```

```
        SPR_real_cycles(i)=B(index);
        break;
    end
    end
end

%difference entre les deplacements cibles et ceux trouves dans
%l'analyse pour la hauteur Hw
WH_diff=zeros(1,length(Wall_head_target_cycles));
for i=1:length(WH_diff(1,:));
    WH_diff(1,i)=abs(Wall_head_real_cycles(1,i)-Wall_head_target_cycles(1,i));
end

%difference entre les deplacements imposes dans le protocole tcl et ceux trouves dans
%l'analyse pour la hauteur SSR.lw
SPR_diff =zeros(1,length(Wall_head_target_cycles));
for i=1:length(SPR_diff(1,:));
    SPR_diff(1,i)=abs(SPR_real_cycles(1,i)-SPR_protocol(1,i));
end
cd(p);
```

J.2 Scripts OpenSees

J.2.1 Analyse statique

```
##########################################################################################################
# ----------------------      STATIC ANALYSIS     ------------------------------------------------
##########################################################################################################

#All units in mm, N, sec, MPa

# Create ModelBuilder (with two-dimensions and 3 DOF/node)
wipe #delete all previous commands in Opensees to restard new analysis
model basic -ndm 2 -ndf 3
#create directory for recorders
set dataDir DataCycle;
file mkdir $dataDir/;
#set general units
set MPa 1.0;
set mm 1.0;
set N 1.0;
set g 9.81;
set pi [expr 2*asin(1)];


# Model type analysis
set Section = 1;        # 1 for RC, 0 for RC+SMA
set Wall = 1;           # 1 for real wall, 0 for test wall
set Analysis = 1;       # 1 for static, 0 for dynamic

# ------------------------------
# Start of model generation
# ------------------------------
source geometry.tcl
source material.tcl
source sections.tcl
source elements.tcl

# Define gravity loads
# ----------------------

# Set a parameter for the axial load
if {$Wall == 0}{
set P [expr 349.93*1000*$N];
}
if {$Wall == 1}{
set P [expr 1050.32*1000*$N];
}
```

```
# Create a Plain load pattern with a Linear TimeSeries
pattern Plain 1 Linear {
        # Create nodal loads at nodes 2
        #    nd    FX          FY  MZ
        load  3   0.0  [expr -$P] 0.0
}

# -----------------------------
# End of model generation
# -----------------------------

# -----------------------------
# Start of analysis generation
# -----------------------------

# Create the system of equation, a sparse solver with partial pivoting
system BandGeneral

# Create the constraint handler, the transformation method
constraints Transformation

# Create the DOF numberer, the reverse Cuthill-McKee algorithm
numberer Plain

# Create the convergence test, the norm of the residual with a tolerance of
# 1e-12 and a max number of iterations of 10
test NormDispIncr 1.0e-12  10 3

# Create the solution algorithm, a Newton-Raphson algorithm
algorithm Newton

# Create the integration scheme, the LoadControl scheme using steps of 0.1
set NstepGravity 10
set DGravity [expr 1.0/$NstepGravity]
integrator LoadControl $DGravity

# Create the analysis object
analysis Static

# perform the gravity load analysis, requires 10 steps to reach the load level
analyze $NstepGravity


# -----------------------------
# End of analysis generation
# -----------------------------

# Do operations of Example3.1 by sourcing in the tcl file
puts "Gravity Analysis Completed"

# Set the gravity loads to be constant & reset the time in the domain
loadConst -time 0.0

# Create recorders for static analysis
source recorders.tcl

# ------------------------------
#REVERSED CYCLIC ANALYSIS
# ------------------------------

# we need to set up parameters that are particular to the model.
set IDctrlNode 2;                               # node where displacement is read for displacement control
set IDctrlDOF 1;                                # degree of freedom of displacement read for displacement
     contro
# characteristics of cyclic analysis
source Protocol.tcl;    # vector of displacement-cycle peaks, in terms of storey drift ratio [mm]
set Dincr 0.005 ;                       # displacement increment for pushover. you want this to be very small,
     but not too small to slow down the analysis
set Fact 1.;                            # scale drift ratio by storey height for displacement cycles
set CycleType Full;                             # you can do Full / Push / Half cycles with the proc
set Ncycles 1;                                  # specify the number of cycles at each peak

# create load pattern for lateral pushover load
```

```
set Hload 1.0;                  # define the lateral load as a proportion of the weight so that the pseudo time
      equals the lateral-load coefficient when using linear load pattern
set iPushNode 2;                        # define nodes where lateral load is applied in static lateral analysis
pattern Plain 3 Linear {;                       # define load pattern -- generalized
        foreach PushNode $iPushNode {
                load $PushNode $Hload 0.0 0.0
        }
}

# ------------ set up analysis parameters
# ------------------------------------------------------------------------------------------------------------
# static analysis parameters
# I am setting all these variables as global variables (using variable rather than set command)
#    so that these variables can be uploaded by a procedure
#                                Silvia Mazzoni & Frank McKenna, 2006
#
# CONSTRAINTS handler -- Determines how the constraint equations are enforced in the analysis (http://opensees.
     berkeley.edu/OpenSees/manuals/usermanual/617.htm)

variable constraintsTypeStatic Transformation;          # default;
if {  [info exists RigidDiaphragm] == 1} {
        if {$RigidDiaphragm=="ON"} {
                variable constraintsTypeStatic Lagrange;        #     for large model, try Transf
                     ormation
        };      # if rigid diaphragm is on
};      # if rigid diaphragm exists
constraints $constraintsTypeStatic

# DOF NUMBERER (number the degrees of freedom in the domain): (http://opensees.berkeley.edu/OpenSees/manuals/
     usermanual/366.htm)
#   determines the mapping between equation numbers and degrees-of-freedom
set numbererTypeStatic RCM
numberer $numbererTypeStatic

# SYSTEM (http://opensees.berkeley.edu/OpenSees/manuals/usermanual/371.htm)
#   Linear Equation Solvers (how to store and solve the system of equations in the analysis)
#   -- provide the solution of the linear system of equations Ku = P. Each solver is tailored to a specific
     matrix topology.
set systemTypeStatic BandGeneral;               # try UmfPack for large model
system $systemTypeStatic

        # TEST: # convergence test to
# Convergence TEST (http://opensees.berkeley.edu/OpenSees/manuals/usermanual/360.htm)
#   -- Accept the current state of the domain as being on the converged solution path
#   -- determine if convergence has been achieved at the end of an iteration step
variable TolStatic 1.e-5;                       # Convergence Test: tolerance
variable maxNumIterStatic 200;                # Convergence Test: maximum number of iterations that will be
     performed before "failure to converge" is returned
variable printFlagStatic 0;                # Convergence Test: flag used to print information on convergence (
     optional)        # 1: print information on each step;
variable testTypeStatic EnergyIncr ;    # Convergence-test type
test $testTypeStatic $TolStatic $maxNumIterStatic $printFlagStatic;
# for improved-convergence procedure:
        variable maxNumIterConvergeStatic 2000;
        variable printFlagConvergeStatic 0;


# Solution ALGORITHM: -- Iterate from the last time step to the current (http://opensees.berkeley.edu/OpenSees/
     manuals/usermanual/682.htm)
variable algorithmTypeStatic Newton
algorithm $algorithmTypeStatic;

# Static INTEGRATOR: -- determine the next time step for an analysis  (http://opensees.berkeley.edu/OpenSees/
     manuals/usermanual/689.htm)
integrator DisplacementControl  $IDctrlNode   $IDctrlDOF $Dincr

# ANALYSIS  -- defines what type of analysis is to be performed (http://opensees.berkeley.edu/OpenSees/manuals/
     usermanual/324.htm)
set analysisTypeStatic Static
analysis $analysisTypeStatic


# ---------------------------------    perform Static Cyclic Displacements Analysis
```

```
proc GeneratePeaks {Dmax {DincrStatic 0.01} {CycleType "Full"} {Fact 1} } {;    # generate incremental disps
     for Dmax
        ##########################################################################
        ## GeneratePeaks $Dmax $DincrStatic $CycleType $Fact
        ##########################################################################
        # generate incremental disps for Dmax
        # this proc creates a file which defines a vector then executes the file to return the vector of disp.
             increments
        # by Silvia Mazzoni, 2006
        # input variables
        #       $Dmax   : peak displacement (can be + or negative)
        #       $DincrStatic    : displacement increment (optional, default=0.01, independently of units)
        #       $CycleType      : Full (0->+peak), Half (0->+peak->0), Full (0->+peak->0->-peak->0)   (optional
             , def=Full)
        #       $Fact   : scaling factor (optional, default=1)
        #       $iDstepFileName : file name where displacement history is stored temporarily, until next disp.
             peak
        # output variable
        #       $iDstep : vector of displacement increments

        set dataDir DataCycle;
        set outFileID [open $dataDir/tmpDsteps.tcl w]
        set Disp 0.
        puts $outFileID "set iDstep { ";puts $outFileID $Disp;puts $outFileID $Disp;    # open vector
             definition and some 0
        set Dmax [expr $Dmax*$Fact];    # scale value
        if {$Dmax<0} {;  # avoid the divide by zero
                set dx [expr -$DincrStatic]
        } else {
                set dx $DincrStatic;
        }
        set NstepsPeak [expr int(abs($Dmax)/$DincrStatic)]
        for {set i 1} {$i <= $NstepsPeak} {incr i 1} {;         # zero to one
                set Disp [expr $Disp + $dx]
                puts $outFileID $Disp;                  # write to file
        }
        if {$CycleType !="Push"} {
                for {set i 1} {$i <= $NstepsPeak} {incr i 1} {;         # one to zero
                        set Disp [expr $Disp - $dx]
                        puts $outFileID $Disp;                  # write to file
                }
                if {$CycleType !="Half"} {
                        for {set i 1} {$i <= $NstepsPeak} {incr i 1} {;         # zero to minus one
                                set Disp [expr $Disp - $dx]
                                puts $outFileID $Disp;                  # write to file
                        }
                        for {set i 1} {$i <= $NstepsPeak} {incr i 1} {;         # minus one to zero
                                set Disp [expr $Disp + $dx]
                                puts $outFileID $Disp;                  # write to file
                        }
                }
        }
        puts $outFileID " }";           # close vector definition
        close $outFileID
        source $dataDir/tmpDsteps.tcl;          # source tcl file to define entire vector
        return $iDstep
}

##############################################################################################################
# ---------------------      CYCLE TO IMPROVE THE CONVERGENCE ---------------------------------------------
##############################################################################################################

set fmt1 "%s Cyclic analysis: CtrlNode %.3i, dof %.1i, Disp=%.4f %s";   # format for screen/file output of DONE
     /PROBLEM analysis
foreach Dmax $iDmax {
        set iDstep [GeneratePeaks $Dmax $Dincr $CycleType $Fact];       # this proc is defined above
        for {set i 1} {$i <= $Ncycles} {incr i 1} {
                set zeroD 0
                set D0 0.0
                set LunitTXT "mm"
                foreach Dstep $iDstep {
                        set D1 $Dstep
```

```
                        set Dincr [expr $D1 - $D0]
                        integrator DisplacementControl  $IDctrlNode $IDctrlDOF $Dincr
                        analysis Static
                        # ------------------------------------------------first analyze command
                             -------------------------
                        set ok [analyze 1]
                        # ------------------------------------------------if convergence failure
                             -------------------------
                        if {$ok != 0} {
                                # if analysis fails, we try some other stuff
                                # performance is slower inside this loop        global maxNumIterStatic;
                                                # max no. of iterations performed before "failure to converge"
                                      is ret'd
                                if {$ok != 0} {
                                        puts "Trying Newton with Initial Tangent .."
                                        test NormDispIncr   $TolStatic 2000 0
                                        algorithm Newton -initial
                                        set ok [analyze 1]
                                        test $testTypeStatic $TolStatic      $maxNumIterStatic    0
                                        algorithm $algorithmTypeStatic
                                }
                                if {$ok != 0} {
                                        puts "Trying Broyden .."
                                        algorithm Broyden 8
                                        set ok [analyze 1 ]
                                        algorithm $algorithmTypeStatic
                                }
                                if {$ok != 0} {
                                        puts "Trying NewtonWithLineSearch .."
                                        algorithm NewtonLineSearch 0.8
                                        set ok [analyze 1]
                                        algorithm $algorithmTypeStatic
                                }
                                if {$ok != 0} {
                                        set putout [format $fmt1 "PROBLEM" $IDctrlNode $IDctrlDOF [nodeDisp $
                                             IDctrlNode $IDctrlDOF] $LunitTXT]
                                        puts $putout
                                        return -1
                                }; # end if
                        }; # end if
                        #
                             ------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

                        set D0 $D1;                     # move to next step
                };# end Dstep
        };              # end i
};      # end of iDmaxCycl
# ------------------------------------------------------------------------------------------------------------
if {$ok != 0 } {
        puts [format $fmt1 "PROBLEM" $IDctrlNode $IDctrlDOF [nodeDisp $IDctrlNode $IDctrlDOF] $LunitTXT]
} else {
        puts [format $fmt1 "DONE"  $IDctrlNode $IDctrlDOF [nodeDisp $IDctrlNode $IDctrlDOF] $LunitTXT]
}
```

J.2.2 Analyse dynamique

```
##############################################################################################
# ---------------------      DYNAMIC ANALYSIS     ---------------------------------------------
##############################################################################################

# ---------------------SET UP-------------------------------------------------------------

wipe;                                   # clear memory of all past model definitions
model BasicBuilder -ndm 2 -ndf 3;       # Define the model builder, ndm=#dimension, ndf=#dofs
# create directories for recorders
set dataDir Data;
set CurrentDir dataCurrentAcc ;
file mkdir $dataDir/;
file mkdir $dataDir/$CurrentDir;
file mkdir $dataDir/$CurrentDir/figures;
```

```
# define UNITS ------------------------------------------------------------------------
set in 1.;                              # define basic units -- output units
set kip 1.;                             # define basic units -- output units
set sec 1.;                             # define basic units -- output units
set LunitTXT "in";                      # define basic-unit text for output
set FunitTXT "kip";                     # define basic-unit text for output
set TunitTXT "s";                       # define basic-unit text for output
set m [expr $in/0.0254];
set kN [expr $kip/4.4482216];
set mm [expr $m/1000];
set mm2 [expr $mm*$mm];         # define engineering units
set m2 [expr $m*$m];            # define engineering units
set km [expr 1000*$m];
set N [expr $kN/1000];
set pi [expr 2*asin(1.0)];      # define constants
set MPa [expr $N/$mm2]
set g [expr 9.81*$m/pow($sec,2)];       # gravitational acceleration
set ton [expr $kN*pow($sec,2)/$m];                      # define basic-unit text for output


# Model type analysis
set Section = 1;        # 1 for RC, 0 for RC+SMA
set Wall = 1;           # 1 for real wall, 0 for test wall (only 1 for dynamic analysis)
set Analysis = 1;       # 1 for static, 0 for dynamic

################################################################################

source geometry.tcl
source material.tcl
source sections.tcl
source elements.tcl

#########################################################################################################
# ---------------------      I ANALYSIS FOR VERTICAL LOAD    ---------------------------------------------
#########################################################################################################

set axialLoad [expr 1050.32*$kN/4];   # define constant axial load (applied mass + specific weight)
puts "axial load $axialLoad"

#---------------- Define constant axial load
pattern Plain 1 "Linear" {
        load 2  0.0 [expr -$axialLoad] 0.0
        load 3  0.0 [expr -$axialLoad] 0.0
        load 4  0.0 [expr -$axialLoad] 0.0
        load 5  0.0 [expr -$axialLoad] 0.0
}

# Differently from M-C Analysis, the vertical load is this time applied in more steps (slowly)

#---------------- Define analysis parameter

system BandGeneral;
constraints Transformation
numberer RCM
test NormDispIncr 1.0e-10 100 0
algorithm Newton
set NstepGravity 10;            # apply gravity in 10 steps
set DGravity [expr 1.0/$NstepGravity];  # first load increment;
integrator LoadControl $DGravity 1;
analysis Static

# initialize in case we need to do an initial stiffness iteration

# perform gravity load analysis
analyze $NstepGravity

# Set the gravity load to be constant & reset the time in the domain
loadConst -time 0.0

puts "VERTICAL LOAD APPLIED"

#create recorders for the test
```

```
source recorders.tcl ;


##########################################################################################################
# ——————————————————      II ANALYSIS FOR EQK LOADING   ——————————————————————————————————————
##########################################################################################################

#Define Applied Nodal masses

set TransMass1 [expr 183.2*$ton];
set TransMass2 [expr 139.5*$ton];
set RotMass1 [expr 1e-9*$ton];
set RotMass2 [expr 1e-9*$ton];

mass 2  $TransMass1  0.0  $RotMass1;
mass 3  $TransMass1  0.0  $RotMass1;
mass 4  $TransMass1  0.0  $RotMass1;
mass 5  $TransMass2  0.0  $RotMass2;


# Uniform Earthquake ground motion (uniform acceleration input at all support nodes)
set GMdirection 1;                              # ground-motion direction
set GMfile "My_Acc" ;                   # ground-motion filenames
set GMdir "GM_dir" ;
set GMfact 1;                           # ground-motion scaling factor

# set up ground-motion-analysis parameters
set DtAnalysis  [expr 0.005*$sec];      # time-step Dt for lateral analysis
set TmaxAnalysis [expr 150.*$sec];      # maximum duration of ground-motion analysis
# ———————————— set up analysis parameters
variable constraintsTypeDynamic Transformation;         # default;
constraints $constraintsTypeDynamic
set numbererTypeDynamic RCM
numberer $numbererTypeDynamic
set systemTypeDynamic BandGeneral;              # try UmfPack for large model , system SparseGeneral -piv
system $systemTypeDynamic
variable TolDynamic 1.e-6;                      # Convergence Test: tolerance
variable maxNumIterDynamic 200;                 # Convergence Test: maximum number of iterations that will be
     performed before "failure to converge" is returned
variable printFlagDynamic 0;                    # Convergence Test: flag used to print information on convergence
      (optional)        # 1: print information on each step;
variable testTypeDynamic EnergyIncr;            # Convergence-test type
test $testTypeDynamic $TolDynamic $maxNumIterDynamic $printFlagDynamic;
# for improved-convergence procedure:
        variable maxNumIterConvergeStatic 2000;
        variable printFlagConvergeStatic 0;

variable algorithmTypeDynamic Newton
algorithm $algorithmTypeDynamic;

variable NewmarkGamma 0.5;      # Newmark-integrator gamma parameter (also HHT)
variable NewmarkBeta 0.25;      # Newmark-integrator beta parameter
variable integratorTypeDynamic Newmark;
integrator $integratorTypeDynamic $NewmarkGamma $NewmarkBeta

variable analysisTypeDynamic Transient
analysis $analysisTypeDynamic



# define DAMPING————————————————————————————————————————————————————————————————————————————————
# apply Rayleigh DAMPING from $xDamp
# D=$alphaM*M + $betaKcurr*Kcurrent + $betaKcomm*KlastCommit + $beatKinit*$Kinitial
set xDamp 0.02;                                 # damping ratio [%]
set MpropSwitch 1.0;
set KcurrSwitch 1.0;
set KcommSwitch 0.0;
set KinitSwitch 0.0;
set nEigenI 1;          # mode 1
set nEigenJ 2;          # mode 3
set lambdaN [eigen [expr $nEigenJ]];                    # eigenvalue analysis for nEigenJ modes
set lambdaI [lindex $lambdaN [expr $nEigenI-1]];                # eigenvalue mode i
set lambdaJ [lindex $lambdaN [expr $nEigenJ-1]];        # eigenvalue mode j
```

```
puts "Lambda $lambdaI $lambdaJ"
set omegaI [expr pow($lambdaI,0.5)];
set omegaJ [expr pow($lambdaJ,0.5)];
puts "OmegaI = $omegaI ; OmegaJ = $omegaJ"
set T1 [expr 2*$pi/($omegaI)];
set T2 [expr 2*$pi/($omegaJ)];
puts "Period T = $T1 $T2"
set alphaM [expr $MpropSwitch*$xDamp*(2*$omegaI*$omegaJ)/($omegaI+$omegaJ)];    # M-prop. damping; D = alphaM*M
set betaKcurr [expr $KcurrSwitch*2.*$xDamp/($omegaI+$omegaJ)];                  # current-K;      +beatKcurr*
     KCurrent
set betaKcurr2 [expr $KcurrSwitch*4.*$xDamp/($omegaI+$omegaJ)];
set betaKcomm [expr $KcommSwitch*2.*$xDamp/($omegaI+$omegaJ)];                  # last-committed K;   +
     betaKcomm*KlastCommitt
set betaKinit [expr $KinitSwitch*2.*$xDamp/($omegaI+$omegaJ)];                          # initial-K;     +
     beatKinit*Kini
puts "alphaM=$alphaM ; betaKcurr=$betaKcurr";

foreach lam $lambdaN {
        lappend Periods [expr 2*$pi/sqrt($lam)]
}
set eigen "$dataDir/$CurrentDir/Eigendata.out";
set EigenW [open $eigen "w"];
puts $EigenW "Periods are : "
foreach p $Periods {
        puts $EigenW "$p sec"
}
puts $EigenW "alphaM = $alphaM ; betaKcurr = $betaKcurr";
close $EigenW
# define damping
rayleigh $alphaM $betaKcurr $betaKinit $betaKcomm;                              # RAYLEIGH damping

############################################################################################
# ----------------------            PERFORM DYNAMIC ANALYSIS          ----------------------------------
############################################################################################

# the following commands are unique to the Uniform Earthquake excitation
set IDloadTag 400;      # for uniformSupport excitation

# Uniform EXCITATION: acceleration input
set inFile $GMdir/$GMfile.at2
set GMfatt [expr $g*$GMfact];           # data in input file is in g Unifts -- ACCELERATION TH

#set AccelSeries "Series -dt $dt -filePath $outFile -factor  $GMfatt";  # time series information
set dt $DtAnalysis;
set AccelSeries "Series -dt $dt -filePath $inFile -factor  $GMfatt";    # time series information
pattern UniformExcitation  $IDloadTag  $GMdirection -accel  $AccelSeries  ;             # create Unifform
     excitation
setTime 0.0
# start counting time
set startT  [clock seconds]
set Nsteps [expr int($TmaxAnalysis/$DtAnalysis)];
set ok [analyze $Nsteps $DtAnalysis];                   # actually perform analysis; returns ok=0 if analysis
     was successful

############################################################################################
# ----------------------      CYCLE TO IMPROVE THE CONVERGENCE ----------------------------------
############################################################################################

                        if {$ok != 0} {      ;                                  # analysis was not successful.
        # ----------------------------------------------------------------------------------------------------
        # change some analysis parameters to achieve convergence
        # performance is slower inside this loop
        #    Time-controlled analysis
        set ok 0;
        set controlTime [getTime];
        while {$controlTime < $TmaxAnalysis && $ok == 0} {
                set controlTime [getTime]
                set ok [analyze 1 $DtAnalysis]
                if {$ok != 0} {
                        puts "did not converge, Reducing time step"
                        set Nk 10;
                        set dT  [expr $DtAnalysis/$Nk]
                        for {set ik 1} {$ik <=$Nk} {incr ik 1} {
```

```
                        set ok [analyze 1 $dT];
                                if {$ok != 0} {
                                        puts "Trying Newton with Initial Tangent .."
                                        test NormDispIncr   $TolDynamic 2000  0
                                        algorithm Newton -initial
                                        set ok [analyze 1 $DtAnalysis]
                                        test $testTypeDynamic $TolDynamic $maxNumIterDynamic  0
                                        algorithm $algorithmTypeDynamic
                                }
                                if {$ok != 0} {
                                        puts "Trying Broyden .."
                                        algorithm Broyden 8
                                        set ok [analyze 1 $DtAnalysis]
                                        algorithm $algorithmTypeDynamic
                                }
                                if {$ok != 0} {
                                        puts "Trying NewtonWithLineSearch .."
                                        algorithm NewtonLineSearch .8
                                        set ok [analyze 1 $DtAnalysis]
                                        algorithm $algorithmTypeDynamic
                                }
                                if {$ok != 0} {;                                # stop if still fails to
                                     converge
                                puts "DYNAMIC ANALYSIS FAILED TO ATTAIN CONVERGENCE"
                                return -1
                                }; # end if

                        }; # end for

                }; # end if
        }; # end while
};      # end if ok !0


puts "Ground Motion Done. End Time: [getTime]"
set endT    [clock seconds]
puts "Analysis execution time: [expr $endT-$startT] seconds"
```

J.2.3 Géométrie du modèle

```
##########################################################################################################
# ------------------------      Define GEOMETRY     -------------------------------------------------------
##########################################################################################################

# Test wall dimensions
if {$Wall == 0}{
set SectionWidth [expr 200*$mm];
set SectionDepth [expr 1200*$mm];
set height   [expr 2000*$mm];
set Lp [expr 548.71*2*$mm];
}

# Real wall dimensions
if {$Wall == 1} {
set SectionWidth [expr 300*$mm];
set SectionDepth [expr 2400*$mm];
set height   [expr 3000*$mm];
set Lp [expr 2*1051.75*$mm];
}

set Spanratio 3.6;
set totheight [expr $SectionDepth*$Spanratio];

# Create nodes for static analysis
if {$Analysis ==1}{
set smaheight [expr 270];
# Create nodes
#    tag        X       Y
node  1       0.0     0.0
node  2       0.0    $totheight
```

```
node  3       0.0    $height
node  4       0.0    $Lp

# Add node for SMA section element if needed
if {$Section == 0} {
node  11      0.0    $smaheight
}
)

#create nodes for dynamic analysis
if {$Analysis == 0}{
set smaheight [expr 270*1.5*$mm];
set height1 [expr 3000*$mm];
set height2 [expr 6000*$mm];
set height3 [expr 9000*$mm];
set height4 [expr 12000*$mm];

# Create nodes
#    tag        X       Y
node 1          0.0     0.0
node 2          0.0     $height1
node 3          0.0     $height2
node 4          0.0     $height3
node 5          0.0     $height4
node 11         0.0     $Lp

if {$Section == 0} {
node  12      0.0    $smaheight
}
}
# Fix supports at base of columns
#    tag   DX   DY   RZ
fix   1     1    1    1
```

J.2.4 Définition des matériaux

```
###########################################################################################################
# ——————————————      Define MATERIALS     ————————————————————————————————————————————————
###########################################################################################################

#=========================================================================================
#########                                 CONCRETE                                 #########
set Ec [expr 36830*$MPa]        #Concrete Young's Modulus
set fct [expr 3.48*$MPa];       #Concrete traction peak stress
set ect [expr 3.0*$fct/$Ec];    #Concrete traction strain at max stress
set beta 0.1;                   #Parameter for exponential curve to define residual stress

#Unconfined Concrete
set U_c_mat_tag 1;              # Unconfined Concrete mat tag
set fpc [expr -39.3*$MPa];      # Unconfined Concrete peak stress
set epsc0 -0.00231;             # Unconfined Concrete strain at max stress
set epscu -0.004;               # Unconfined Concrete strain at ultimate

# ———————— Generate material:
# uniaxialMaterial Concrete04          $matTag        $fc     $ec      $ecu        $Ec          <$ft     $et>
     <$beta>
  uniaxialMaterial Concrete04    $U_c_mat_tag       $fpc    $epsc0    $epscu        $Ec          $fct    $ect
       $beta
#=========================================================================================

#Confined Concrete web (Mander model from unconfined concrete)
set C_c_mat_tag_w 3;             # Confined Concrete mat tag
set fpcc_w [expr $fpc*1.2];      # Confined Concrete peak stress
set epscc0_w [expr $epsc0*2.];   # Confined Concrete strain at max stress
set epsccu_w [expr -0.024];      # Confined Concrete strain at ultimate stress


# ———————— Generate material:
# uniaxialMaterial Concrete04          $matTag          $fc           $ec          $ecu       $Ec    <$ft  $et>
      <$beta>
```

```
uniaxialMaterial   Concrete04     $C_c_mat_tag_w     $fpcc_w     $epscc0_w     $epsccu_w      $Ec     $fct $ect
       $beta

#=============================================================================================
#########                                STEEL                                      #########
#Reinforcing Steel
set steel_mat_tag 2;             # Steel mat tag
set fy [expr 517*$MPa];          # Yield stress
set Es [expr 185000*$MPa];       # Steel Young's modulus
set b 0.0043;                    # Strain-hardening ratio (ratio between post-yielding and initial elastic
     tangent)

# parameters to control the transition from elastic to plastic branches
set R0 20;
set cR1 0.925;
set cR2 0.8;

# parameters to define maximum strain in Steel
set IDminmaxSteel [expr $steel_mat_tag+10];
set minStrainSteel -0.084;
set maxStrainSteel [expr -$minStrainSteel];

# ------------ Generate material
#uniaxialMaterial
uniaxialMaterial Steel02 $steel_mat_tag $fy $Es $b $R0 $cR1 $cR2
uniaxialMaterial MinMax $IDminmaxSteel $steel_mat_tag -min $minStrainSteel -max $maxStrainSteel
#================================================

# parameters for elastic steel section
set IDSteelEl 5;
set Es_el [expr 9999999*$MPa];

#uniaxialMaterial Steel01 $matTag $Fy $E0 $b
uniaxialMaterial Steel01  $IDSteelEl $fy $Es_el 1


#=============================================================================================
#########                                SMA                                        #########
set IDSMA2 6;                   # SMA mat tag
set k1 [expr 29000.*$MPa];      # Initial stiffness
set k2 [expr 900.*$MPa];        # Post-activation stiffness (for the flag phase)
set sigAct [expr 320.*$MPa];    # Forward Activation Stress/Force
set betasma 0.9;                # Ratio of Forward to Reverse Activation Stress/Force
set epsSlip 0.0 ;               # Slip Strain/Deformation
set epsBear 0.05;               # Bearing Strain/Deformation
set rBear .449;                 # Ratio of Bearing Stiffness to Initial Stiffness $k1

# Parameters to define maximum strain in SMA
set IDminmaxSMA [expr $IDSMA2+10];
set minStrainSMA -0.0644;
set maxStrainSMA [expr -$minStrainSMA];

#uniaxialMaterial SelfCentering $matTag $k1 $k2 $sigAct $beta <$epsSlip> <epsBear> <rBear>
uniaxialMaterial SelfCentering $IDSMA2 $k1 $k2 $sigAct $betasma $epsSlip $epsBear $rBear
uniaxialMaterial MinMax $IDminmaxSMA $IDSMA2 -min $minStrainSMA -max $maxStrainSMA


puts "Material Assigned"
```

J.2.5 Définition des sections

```
#############################################################################################
# ---------------------Define FIBER SECTION ----------------------------------------------
#############################################################################################

if {Wall == 0}{
# define GEOMETRY ------------------------------------------------------------------

set diamE [expr 8];                     # Stirrup diameter
set diam [expr 12];                     # Longitudinal steel rebars diameter
```

```
set diamSMA [expr 12.7];                # SMA rebars diameter
set diam2 [expr pow($diam,2)];
set diam2SMA [expr pow($diamSMA,2)];
set As [expr $pi*$diam2/4] ;            # steel rebars section area
set AsSMA [expr $pi*$diam2SMA/4] ;      # SMA rebars section area
set cover  [expr 36.0+$diamE/2];        # cover concrete thickness

# some variables derived from the parameters
set y1 [expr $SectionDepth/2.0]
set z1 [expr $SectionWidth/2.0]
# usefull section dimensions
set d1 [expr 150]
set d2 [expr $d1]
set d3 [expr 250]

# sections tag
set secTag 1
set secTagSMA 2
set secTagEl 3

section Fiber $secTag {
#section

    # Create the concrete core fibers
    patch rect $C_c_mat_tag_w 64 1 [expr $d3-($diam/2+$diamE/2)] [expr $cover-$z1] [expr $y1-$cover] [expr $z1
        -$cover]
    patch rect $C_c_mat_tag_w 64 1 [expr $cover-$y1] [expr $cover-$z1] [expr -$d3+$diam/2+$diamE/2] [expr $z1-$
        cover]
    patch rect $U_c_mat_tag 48 1 [expr -$d3+$diam/2+$diamE/2] [expr $cover-$z1] [expr $d3-($diam/2+$diamE/2)] [
        expr $z1-$cover]

    # Create the concrete cover fibers (top, bottom, left, right)
    patch rect $U_c_mat_tag 180 1  [expr -$y1] [expr $z1-$cover] $y1 [expr $z1+$cover]
    patch rect $U_c_mat_tag  2 1  [expr -$y1] [expr $cover-$z1] [expr $cover-$y1] [expr $z1-$cover]
    patch rect $U_c_mat_tag  2 1  [expr $y1-$cover] [expr $cover-$z1] $y1 [expr $z1-$cover]

    # Create the reinforcing fibers (left, middle, right)
    fiber [expr $y1-$cover-($diam/2+$diamE/2)] [expr $cover+($diam/2+$diamE/2)-$z1] $As $IDminmaxSteel
    fiber [expr $y1-$cover-($diam/2+$diamE/2)] [expr $z1-$cover-($diam/2+$diamE/2)] $As $IDminmaxSteel
    fiber [expr $y1-$cover-($diam/2+$diamE/2)-$d1] [expr $cover+($diam/2+$diamE/2)-$z1] $As $IDminmaxSteel
    fiber [expr $y1-$cover-($diam/2+$diamE/2)-$d1] [expr $z1-$cover-($diam/2+$diamE/2)] $As $IDminmaxSteel
    fiber [expr $d3] [expr $cover+($diam/2+$diamE/2)-$z1] $As $IDminmaxSteel
    fiber [expr $d3] [expr $z1-($diam/2+$diamE/2)-$cover] $As $IDminmaxSteel
    fiber 0.0 [expr $cover+($diam/2+$diamE/2)-$z1] $As $IDminmaxSteel
    fiber 0.0 [expr $z1-($diam/2+$diamE/2)-$cover] $As $IDminmaxSteel
    fiber [expr $cover+($diam/2+$diamE/2)-$y1] [expr $cover+($diam/2+$diamE/2)-$z1] $As $IDminmaxSteel
    fiber [expr $cover+($diam/2+$diamE/2)-$y1] [expr $z1-$cover-($diam/2+$diamE/2)] $As $IDminmaxSteel
    fiber [expr -$y1+$cover+($diam/2+$diamE/2)+$d1] [expr $cover+($diam/2+$diamE/2)-$z1] $As $IDminmaxSteel
    fiber [expr -$y1+$cover+($diam/2+$diamE/2)+$d1] [expr $z1-$cover-($diam/2+$diamE/2)] $As $IDminmaxSteel
    fiber [expr -$d3] [expr $cover+($diam/2+$diamE/2)-$z1] $As $IDminmaxSteel
    fiber [expr -$d3] [expr $z1-($diam/2+$diamE/2)-$cover] $As $IDminmaxSteel
}

section Fiber $secTagSMA {
#section with SMA

    # Create the concrete core fibers
    patch rect $C_c_mat_tag_w 64 1 [expr $d3-($diam/2+$diamE/2)] [expr $cover-$z1] [expr $y1-$cover] [expr $z1
        -$cover]
    patch rect $C_c_mat_tag_w 64 1 [expr $cover-$y1] [expr $cover-$z1] [expr -$d3+$diam/2+$diamE/2] [expr $z1-$
        cover]
    patch rect $U_c_mat_tag 48 1 [expr -$d3+$diam/2+$diamE/2] [expr $cover-$z1] [expr $d3-($diam/2+$diamE/2)] [
        expr $z1-$cover]

    # Create the concrete cover fibers (top, bottom, left, right)
    patch rect $U_c_mat_tag 180 1  [expr -$y1] [expr $z1-$cover] $y1 [expr $z1+$cover]
    patch rect $U_c_mat_tag  2 1  [expr -$y1] [expr $cover-$z1] [expr $cover-$y1] [expr $z1-$cover]
    patch rect $U_c_mat_tag  2 1  [expr $y1-$cover] [expr $cover-$z1] $y1 [expr $z1-$cover]

    # Create the reinforcing fibers (left, middle, right)
    fiber [expr $y1-$cover-($diam/2+$diamE/2)] [expr $cover+($diam/2+$diamE/2)-$z1] $AsSMA $IDminmaxSMA
    fiber [expr $y1-$cover-($diam/2+$diamE/2)] [expr $z1-$cover-($diam/2+$diamE/2)] $AsSMA $IDminmaxSMA
    fiber [expr $y1-$cover-($diam/2+$diamE/2)-$d1] [expr $cover+($diam/2+$diamE/2)-$z1] $AsSMA $IDminmaxSMA
```

```
    fiber [expr $y1-$cover-($diam/2+$diamE/2)-$d1] [expr $z1-$cover-($diam/2+$diamE/2)] $AsSMA $IDminmaxSMA
    fiber [expr $d3] [expr $cover+($diam/2+$diamE/2)-$z1] $As $IDminmaxSteel
    fiber [expr $d3] [expr $z1-($diam/2+$diamE/2)-$cover] $As $IDminmaxSteel
    fiber 0.0 [expr $cover+($diam/2+$diamE/2)-$z1] $As $IDminmaxSteel
    fiber 0.0 [expr $z1-($diam/2+$diamE/2)-$cover] $As $IDminmaxSteel
    fiber [expr $cover+($diam/2+$diamE/2)-$y1] [expr $cover+($diam/2+$diamE/2)-$z1] $AsSMA $IDminmaxSMA
    fiber [expr $cover+($diam/2+$diamE/2)-$y1] [expr $z1-$cover-($diam/2+$diamE/2)] $AsSMA $IDminmaxSMA
    fiber [expr -$y1+$cover+($diam/2+$diamE/2)+$d1] [expr $cover+($diam/2+$diamE/2)-$z1] $AsSMA $IDminmaxSMA
    fiber [expr -$y1+$cover+($diam/2+$diamE/2)+$d1] [expr $z1-$cover-($diam/2+$diamE/2)] $AsSMA $IDminmaxSMA
    fiber [expr -$d3] [expr $cover+($diam/2+$diamE/2)-$z1] $As $IDminmaxSteel
    fiber [expr -$d3] [expr $z1-($diam/2+$diamE/2)-$cover] $As $IDminmaxSteel
}

section Fiber $secTagEl {
#section with elastic Steel

    # Create the concrete core fibers
    patch rect $C_c_mat_tag_w 64 1 [expr $d3-($diam/2+$diamE/2)] [expr $cover-$z1] [expr $y1-$cover] [expr $z1
         -$cover]
    patch rect $C_c_mat_tag_w 64 1 [expr $cover-$y1] [expr $cover-$z1] [expr -$d3+$diam/2+$diamE/2] [expr $z1-$
         cover]
    patch rect $U_c_mat_tag 48 1 [expr -$d3+$diam/2+$diamE/2] [expr $cover-$z1] [expr $d3-($diam/2+$diamE/2)] [
         expr $z1-$cover]

    # Create the concrete cover fibers (top, bottom, left, right)
    patch rect $U_c_mat_tag 180 1  [expr -$y1] [expr $z1-$cover] $y1 [expr $z1+$cover]
    patch rect $U_c_mat_tag  2 1  [expr -$y1] [expr $cover-$z1] [expr $cover-$y1] [expr $z1-$cover]
    patch rect $U_c_mat_tag  2 1  [expr $y1-$cover] [expr $cover-$z1] $y1 [expr $z1-$cover]

    # Create the reinforcing fibers (left, middle, right)
    fiber [expr $y1-$cover-($diam/2+$diamE/2)] [expr $cover+($diam/2+$diamE/2)-$z1] $As $IDSteelEl
    fiber [expr $y1-$cover-($diam/2+$diamE/2)] [expr $z1-$cover-($diam/2+$diamE/2)] $As $IDSteelEl
    fiber [expr $y1-$cover-($diam/2+$diamE/2)-$d1] [expr $cover+($diam/2+$diamE/2)-$z1] $As $IDSteelEl
    fiber [expr $y1-$cover-($diam/2+$diamE/2)-$d1] [expr $z1-$cover-($diam/2+$diamE/2)] $As $IDSteelEl
    fiber [expr $d3] [expr $cover+($diam/2+$diamE/2)-$z1] $As $IDSteelEl
    fiber [expr $d3] [expr $z1-($diam/2+$diamE/2)-$cover] $As $IDSteelEl
    fiber 0.0 [expr $cover+($diam/2+$diamE/2)-$z1] $As $IDSteelEl
    fiber 0.0 [expr $z1-($diam/2+$diamE/2)-$cover] $As $IDSteelEl
    fiber [expr $cover+($diam/2+$diamE/2)-$y1] [expr $cover+($diam/2+$diamE/2)-$z1] $As $IDSteelEl
    fiber [expr $cover+($diam/2+$diamE/2)-$y1] [expr $z1-$cover-($diam/2+$diamE/2)] $As $IDSteelEl
    fiber [expr -$y1+$cover+($diam/2+$diamE/2)+$d1] [expr $cover+($diam/2+$diamE/2)-$z1] $As $IDSteelEl
    fiber [expr -$y1+$cover+($diam/2+$diamE/2)+$d1] [expr $z1-$cover-($diam/2+$diamE/2)] $As $IDSteelEl
    fiber [expr -$d3] [expr $cover+($diam/2+$diamE/2)-$z1] $As $IDSteelEl
    fiber [expr -$d3] [expr $z1-($diam/2+$diamE/2)-$cover] $As $IDSteelEl
}
}

if {Wall == 1}{
# define GEOMETRY -------------------------------------------------------------

set diamE [expr 10*$mm];
set diam [expr 20.*$mm]
set diam2 [expr pow($diam,2)];
set As [expr $pi*$diam2/4] ;
set cover  [expr 30.0*$mm+$diamE/2];

# some variables derived from the parameters
set y1 [expr $colDepth/2.0]
set z1 [expr $colWidth/2.0]
set d1 [expr 150*$mm]
set d2 [expr $d1]
set d3 [expr 850*$mm]
set d0 [expr $d1/2]
set nbreinf 20;
set nbboucle [expr $nbreinf/4]

# The fiber discretizaion has been done in the excel file Section_concrete, all dimensions are in m, to  check
     there is also available the matlab file which plots the section discretiyation
set secTag 1
set secTagSMA 2
set secTagEl 3
```

```
section Fiber $secTag {
#section without sma

    # Create the concrete core fibers
    patch rect $C_c_mat_tag_w 30 1 [expr $d3-($diam/2+$diamE/2)] [expr $cover-$z1] [expr $y1-$cover] [expr $z1
        -$cover]
    patch rect $C_c_mat_tag_w 30 1 [expr $cover-$y1] [expr $cover-$z1] [expr -$d3+$diam/2+$diamE/2] [expr $z1-$
        cover]
    patch rect $U_c_mat_tag 85 1 [expr -$d3+$diam/2+$diamE/2] [expr $cover-$z1] [expr $d3-($diam/2+$diamE/2)] [
        expr $z1-$cover]

    # Create the concrete cover fibers (top, bottom, left, right)
    patch rect $U_c_mat_tag 150 1  [expr -$y1] [expr $z1-$cover] $y1 [expr $z1+$cover]
    patch rect $U_c_mat_tag  2 1  [expr -$y1] [expr $cover-$z1] [expr $cover-$y1] [expr $z1-$cover]
    patch rect $U_c_mat_tag  2 1  [expr $y1-$cover] [expr $cover-$z1] $y1 [expr $z1-$cover]

    # Create the reinforcing fibers (left, middle, right)
    fiber [expr $y1-$cover-($diam/2+$diamE/2)] [expr $cover+($diam/2+$diamE/2)-$z1] $As $IDminmaxSteel
    fiber [expr $y1-$cover-($diam/2+$diamE/2)] [expr $z1-$cover-($diam/2+$diamE/2)] $As $IDminmaxSteel
    fiber [expr $y1-$cover-($diam/2+$diamE/2)-$d1] [expr $cover+($diam/2+$diamE/2)-$z1] $As $IDminmaxSteel
    fiber [expr $y1-$cover-($diam/2+$diamE/2)-$d1] [expr $z1-$cover-($diam/2+$diamE/2)] $As $IDminmaxSteel
    fiber [expr $d3] [expr $cover+($diam/2+$diamE/2)-$z1] $As $IDminmaxSteel
    fiber [expr $d3] [expr $z1-($diam/2+$diamE/2)-$cover] $As $IDminmaxSteel
    fiber [expr $cover+($diam/2+$diamE/2)-$y1] [expr $cover+($diam/2+$diamE/2)-$z1] $As $IDminmaxSteel
    fiber [expr $cover+($diam/2+$diamE/2)-$y1] [expr $z1-$cover-($diam/2+$diamE/2)] $As $IDminmaxSteel
    fiber [expr -$y1+$cover+($diam/2+$diamE/2)+$d1] [expr $cover+($diam/2+$diamE/2)-$z1] $As $IDminmaxSteel
    fiber [expr -$y1+$cover+($diam/2+$diamE/2)+$d1] [expr $z1-$cover-($diam/2+$diamE/2)] $As $IDminmaxSteel
    fiber [expr -$d3] [expr $cover+($diam/2+$diamE/2)-$z1] $As $IDminmaxSteel
    fiber [expr -$d3] [expr $z1-($diam/2+$diamE/2)-$cover] $As $IDminmaxSteel

for {set i 1} {$i<= $nbboucle} {incr i} {

fiber [expr $d0+($i-1)*$d1] [expr $cover +( $diam/2 +$diamE/2) -$z1] $As $IDminmaxSteel
fiber [expr $d0+($i-1)*$d1] [expr -$cover -( $diam/2 +$diamE/2) +$z1] $As $IDminmaxSteel
fiber [expr -$d0-($i-1)*$d1] [expr $cover +( $diam/2 +$diamE/2) -$z1] $As $IDminmaxSteel
fiber [expr -$d0-($i-1)*$d1] [expr -$cover -( $diam/2 +$diamE/2) +$z1] $As $IDminmaxSteel
}
}


section Fiber $secTagSMA {
#section without sma

    # Create the concrete core fibers
    patch rect $C_c_mat_tag_w 30 1 [expr $d3-($diam/2+$diamE/2)] [expr $cover-$z1] [expr $y1-$cover] [expr $z1
        -$cover]
    patch rect $C_c_mat_tag_w 30 1 [expr $cover-$y1] [expr $cover-$z1] [expr -$d3+$diam/2+$diamE/2] [expr $z1-$
        cover]
    patch rect $U_c_mat_tag 85 1 [expr -$d3+$diam/2+$diamE/2] [expr $cover-$z1] [expr $d3-($diam/2+$diamE/2)] [
        expr $z1-$cover]

    # Create the concrete cover fibers (top, bottom, left, right)
    patch rect $U_c_mat_tag 150 1  [expr -$y1] [expr $z1-$cover] $y1 [expr $z1+$cover]
    patch rect $U_c_mat_tag  2 1  [expr -$y1] [expr $cover-$z1] [expr $cover-$y1] [expr $z1-$cover]
    patch rect $U_c_mat_tag  2 1  [expr $y1-$cover] [expr $cover-$z1] $y1 [expr $z1-$cover]

    # Create the reinforcing fibers (left, middle, right)
    fiber [expr $y1-$cover-($diam/2+$diamE/2)] [expr $cover+($diam/2+$diamE/2)-$z1] $As $IDminmaxSMA
    fiber [expr $y1-$cover-($diam/2+$diamE/2)] [expr $z1-$cover-($diam/2+$diamE/2)] $As $IDminmaxSMA
    fiber [expr $y1-$cover-($diam/2+$diamE/2)-$d1] [expr $cover+($diam/2+$diamE/2)-$z1] $As $IDminmaxSMA
    fiber [expr $y1-$cover-($diam/2+$diamE/2)-$d1] [expr $z1-$cover-($diam/2+$diamE/2)] $As $IDminmaxSMA
    fiber [expr $d3] [expr $cover+($diam/2+$diamE/2)-$z1] $As $IDminmaxSMA
    fiber [expr $d3] [expr $z1-($diam/2+$diamE/2)-$cover] $As $IDminmaxSMA
    fiber [expr $cover+($diam/2+$diamE/2)-$y1] [expr $cover+($diam/2+$diamE/2)-$z1] $As $IDminmaxSMA
    fiber [expr $cover+($diam/2+$diamE/2)-$y1] [expr $z1-$cover-($diam/2+$diamE/2)] $As $IDminmaxSMA
    fiber [expr -$y1+$cover+($diam/2+$diamE/2)+$d1] [expr $cover+($diam/2+$diamE/2)-$z1] $As $IDminmaxSMA
    fiber [expr -$y1+$cover+($diam/2+$diamE/2)+$d1] [expr $z1-$cover-($diam/2+$diamE/2)] $As $IDminmaxSMA
    fiber [expr -$d3] [expr $cover+($diam/2+$diamE/2)-$z1] $As $IDminmaxSMA
    fiber [expr -$d3] [expr $z1-($diam/2+$diamE/2)-$cover] $As $IDminmaxSMA

for {set i 1} {$i<= $nbboucle} {incr i} {

fiber [expr $d0+($i-1)*$d1] [expr $cover +( $diam/2 +$diamE/2) -$z1] $As $IDminmaxSteel
```

```
fiber [expr $d0+($i-1)*$d1] [expr -$cover -( $diam/2 +$diamE/2) +$z1] $As $IDminmaxSteel
fiber [expr -$d0-($i-1)*$d1] [expr $cover +( $diam/2 +$diamE/2) -$z1] $As $IDminmaxSteel
fiber [expr -$d0-($i-1)*$d1] [expr -$cover -( $diam/2 +$diamE/2) +$z1] $As $IDminmaxSteel
}
}

section Fiber $secTagEl {
#section without sma

    # Create the concrete core fibers
    patch rect $C_c_mat_tag_w 30 1 [expr $d3-($diam/2+$diamE/2)] [expr $cover-$z1] [expr $y1-$cover] [expr $z1
         -$cover]
    patch rect $C_c_mat_tag_w 30 1 [expr $cover-$y1] [expr $cover-$z1] [expr -$d3+$diam/2+$diamE/2] [expr $z1-$
         cover]
    patch rect $U_c_mat_tag 85 1 [expr -$d3+$diam/2+$diamE/2] [expr $cover-$z1] [expr $d3-($diam/2+$diamE/2)] [
         expr $z1-$cover]

    # Create the concrete cover fibers (top, bottom, left, right)
    patch rect $U_c_mat_tag 150 1  [expr -$y1] [expr $z1-$cover] $y1 [expr $z1+$cover]
    patch rect $U_c_mat_tag  2 1  [expr -$y1] [expr $cover-$z1] [expr $cover-$y1] [expr $z1-$cover]
    patch rect $U_c_mat_tag  2 1  [expr $y1-$cover] [expr $cover-$z1] $y1 [expr $z1-$cover]

    # Create the reinforcing fibers (left, middle, right)
    fiber [expr $y1-$cover-($diam/2+$diamE/2)] [expr $cover+($diam/2+$diamE/2)-$z1] $As $IDSteelEl
    fiber [expr $y1-$cover-($diam/2+$diamE/2)] [expr $z1-$cover-($diam/2+$diamE/2)] $As $IDSteelEl
    fiber [expr $y1-$cover-($diam/2+$diamE/2)-$d1] [expr $cover+($diam/2+$diamE/2)-$z1] $As $IDSteelEl
    fiber [expr $y1-$cover-($diam/2+$diamE/2)-$d1] [expr $z1-$cover-($diam/2+$diamE/2)] $As $IDSteelEl
    fiber [expr $d3] [expr $cover+($diam/2+$diamE/2)-$z1] $As $IDSteelEl
    fiber [expr $d3] [expr $z1-($diam/2+$diamE/2)-$cover] $As $IDSteelEl
    fiber [expr $cover+($diam/2+$diamE/2)-$y1] [expr $cover+($diam/2+$diamE/2)-$z1] $As $IDSteelEl
    fiber [expr $cover+($diam/2+$diamE/2)-$y1] [expr $z1-$cover-($diam/2+$diamE/2)] $As $IDSteelEl
    fiber [expr -$y1+$cover+($diam/2+$diamE/2)+$d1] [expr $cover+($diam/2+$diamE/2)-$z1] $As $IDSteelEl
    fiber [expr -$y1+$cover+($diam/2+$diamE/2)+$d1] [expr $z1-$cover-($diam/2+$diamE/2)] $As $IDSteelEl
    fiber [expr -$d3] [expr $cover+($diam/2+$diamE/2)-$z1] $As $IDSteelEl
    fiber [expr -$d3] [expr $z1-($diam/2+$diamE/2)-$cover] $As $IDSteelEl

for {set i 1} {$i<= $nbboucle} {incr i} {

fiber [expr $d0+($i-1)*$d1] [expr $cover +( $diam/2 +$diamE/2) -$z1] $As $IDSteelEl
fiber [expr $d0+($i-1)*$d1] [expr -$cover -( $diam/2 +$diamE/2) +$z1] $As $IDSteelEl
fiber [expr -$d0-($i-1)*$d1] [expr $cover +( $diam/2 +$diamE/2) -$z1] $As $IDSteelEl
fiber [expr -$d0-($i-1)*$d1] [expr -$cover -( $diam/2 +$diamE/2) +$z1] $As $IDSteelEl
}
}
}

puts "Section Defined"
```

J.2.6 Définition des éléments

```
###########################################################################################################
# ------------------------      Define ELEMENTS     -------------------------------------------------------
###########################################################################################################

# Define column elements
# ------------------------


# The geometric-transformation command is used to construct a coordinate-transformation (CrdTransf) object,
     which transforms beam element stiffness and resisting force from the basic system to the global-coordinate
      system. The command has at least one argument, the transformation type. See http://opensees.berkeley.edu/
     wiki/index.php/Geometric_Transformation_Command
geomTransf Corotational 1


# Number of integration points along length of element
set np1 4
set np2 5
set np3 2
# Types of elements
```

```
set eleType1 forceBeamColumn
set eleType2 dispBeamColumn
set eleType3 AxEqDispBeamColumn2d

# Elements definition for Static Analysis
if {$Analysis == 1}{
# Elements definition for RC+SMA section
if {$Section == 0}{
set nbrele 3; # number of elements from wall base to Hw
set nbsec [expr $np1]; # number of sections in each element

# Force based   e tag ndI ndJ nsecs secID             transfTag IntType
element $eleType1  4   3   2 $np2 -sections 3 3 3 3 3   1       Lobatto

#element AxEqDispBeamColumn2d 1)eleTag? 2)iNode? 3)jNode? 4)numIntgrPts? 5)-$secTag? 6)$transfTag? 7)$
     axialForceTolerance? optionals: <-integration $intType> <-iter $maxNumInternalIter>
element $eleType3 1 1 11 $np1 2 1 [expr 10.0] -integration Lobatto -iter 10000
element $eleType3 2 11 4 $np1 1 1 [expr 10.0] -integration Lobatto -iter 10000
element $eleType3 3 4  3 $np1 1 1 [expr 10.0] -integration Lobatto -iter 10000
}

# Elements definition for RC section
if {$Section == 1}{
set nbrele 2; # number of elements from wall base to Hw
set nbsec [expr $np1]; # number of sections in each element

# Force based   e tag ndI ndJ nsecs secID             transfTag IntType
element $eleType1  3   3   2 $np2 -sections 3 3 3 3 3   1       Lobatto

#element AxEqDispBeamColumn2d 1)eleTag? 2)iNode? 3)jNode? 4)numIntgrPts? 5)-$secTag? 6)$transfTag? 7)$
     axialForceTolerance? optionals: <-integration $intType> <-iter $maxNumInternalIter>
element $eleType3 1 1 4 $np1 2 1 [expr 10.0] -integration Lobatto -iter 10000
element $eleType3 2 4 3 $np1 1 1 [expr 10.0] -integration Lobatto -iter 10000
}
}

# Define Elements for Dynamic Analysis
if {$Analysis == 0}{
# Define Elements for RC+SMA section
if {$Section == 0}{
set nbrele 3; # number of elements from wall base to Hw
set nbsec [expr $np1]; # number of sections in each element
#element AxEqDispBeamColumn2d 1)eleTag? 2)iNode? 3)jNode? 4)numIntgrPts? 5)-$secTag? 6)$transfTag? 7)$
     axialForceTolerance? optionals: <-integration $intType> <-iter $maxNumInternalIter>
element AxEqDispBeamColumn2d      1  1   12    $np     $secTagSMA   1  [expr 10.0*$kN] -integration Lobatto -
     iter 10000
element AxEqDispBeamColumn2d      2  12  11    $np     $secTag      1  [expr 10.0*$kN] -integration Lobatto -
     iter 10000
element AxEqDispBeamColumn2d      2  11   2    $np     $secTag      1  [expr 10.0*$kN] -integration Lobatto -
     iter 10000

# Force based   e tag ndI ndJ nsecs secID transfTag IntTypeset integrationFB " $np2 $secTag 1 Lobatto"
set integrationFB " $np2 $secTag 1 Lobatto"
element forceBeamColumn 12 2 3 $integrationFB
element forceBeamColumn 13 3 4 $integrationFB
element forceBeamColumn 14 4 5 $integrationFB
}

# Define Elements for RC section
        if {$Section == 1}{
set nbrele 2; # number of elements from wall base to Hw
set nbsec [expr $np1]; # number of sections in each element

#element AxEqDispBeamColumn2d 1)eleTag? 2)iNode? 3)jNode? 4)numIntgrPts? 5)-$secTag? 6)$transfTag? 7)$
     axialForceTolerance? optionals: <-integration $intType> <-iter $maxNumInternalIter>
element AxEqDispBeamColumn2d   1    1     11   $np   $secTag  1  [expr 10.0*$kN] -integration Lobatto -iter
     10000
element AxEqDispBeamColumn2d   2    11     2   $np   $secTag  1  [expr 10.0*$kN] -integration Lobatto -iter
     10000

# Force based   e tag ndI ndJ nsecs secID transfTag IntTypeset integrationFB " $np2 $secTag 1 Lobatto"
set integrationFB " $np2 $secTag 1 Lobatto"
element forceBeamColumn 12 2 3 $integrationFB
```

```
element forceBeamColumn 13 3 4 $integrationFB
element forceBeamColumn 14 4 5 $integrationFB
}
}
puts "Non Linear Element Defined"
```

J.2.7 Définition des enregistrements de données

```
#############################################################################################
# ——————————————      create RECORDERS     ——————————————————————————————————————————
#############################################################################################
#Recorders are put after gravity analisis so the steps related to gravity doesn't appear in them

# —————————— Create recorder to monitor nodal displacement and force
if {$Analysis == 1}{
recorder Node —file $dataDir/FreeDisp.out —time —node 3 —dof 1 2 3 disp;                # displacement at H_w
     height for static analysis
recorder Node —file $dataDir/SSRDisp.out —time —node 2 —dof 1 2 3 disp;                 # displacement at SSR.
     lw for static analysis
}
if {$Analysis == 0}{
recorder Node —file $dataDir/FreeDisp.out —time —node 2 —dof 1 2 3 disp;                # displacement at H_w
     height for dynamic analysis
}
recorder Node —file $dataDir/BaseReaction.out —time —node 1 —dof 1 2 3 reaction;        # wall base reaction


#Recorders for RC+SMA section
if {$Section == 0} {
#create recorders in Steel and concrete Fibers
recorder Element —file $dataDir/Fiber10SMA.out —time —ele 1 section 1 fiber [expr $y1—$cover—($diam/2+$diamE/2)
     ] [expr $z1—$cover—($diam/2+$diamE/2)] $IDminmaxSMA stressStrain
recorder Element —file $dataDir/Fiber20SMA.out —time —ele 1 section 1 fiber [expr —$y1+$cover+($diam/2+$diamE
     /2)] [expr $z1—$cover—($diam/2+$diamE/2)] $IDminmaxSMA stressStrain
recorder Element —file $dataDir/Fiber30SMA.out —time —ele 1 section 1 fiber [expr $y1—$cover—($diam/2+$diamE/2)
     —$d1] [expr $z1—$cover—($diam/2+$diamE/2)] $IDminmaxSMA stressStrain
recorder Element —file $dataDir/Fiber40SMA.out —time —ele 1 section 1 fiber [expr —$y1+$cover+($diam/2+$diamE
     /2+$d1)] [expr $z1—$cover—($diam/2+$diamE/2)] $IDminmaxSMA stressStrain
recorder Element —file $dataDir/Fiber50Steel.out —time —ele 1 section 1 fiber [expr $d3] [expr $z1—$cover—($
     diam/2+$diamE/2)] $IDminmaxSteel stressStrain
recorder Element —file $dataDir/Fiber60Steel.out —time —ele 1 section 1 fiber [expr —$d3] [expr $z1—$cover—($
     diam/2+$diamE/2)] $IDminmaxSteel stressStrain
recorder Element —file $dataDir/Fiber70Steel.out —time —ele 1 section 1 fiber [expr 0.0] [expr $z1—$cover—($
     diam/2+$diamE/2)] $IDminmaxSteel stressStrain
recorder Element —file $dataDir/Fiber3concC.out —time —ele 1 section 1 fiber [expr $y1—$cover] [expr $z1—$cover
     —($diam/2+$diamE/2)] $C_c_mat_tag_w stressStrain
recorder Element —file $dataDir/Fiber4concC.out —time —ele 1 section 1 fiber [expr —$y1+$cover] [expr $z1—$
     cover—($diam/2+$diamE/2)] $C_c_mat_tag_w stressStrain
recorder Element —file $dataDir/Fiber3concU.out —time —ele 1 section 1 fiber [expr $y1—$cover] [expr $z1—$cover
     —($diam/2+$diamE/2)] $U_c_mat_tag stressStrain
recorder Element —file $dataDir/Fiber4concU.out —time —ele 1 section 1 fiber [expr —$y1+$cover] [expr $z1—$
     cover—($diam/2+$diamE/2)] $U_c_mat_tag stressStrain
recorder Element —file $dataDir/Fiber5concC.out —time —ele 1 section 1 fiber [expr —$y1+$cover+$d1*2] [expr $z1
     —$cover—($diam/2+$diamE/2)] $C_c_mat_tag_w stressStrain
recorder Element —file $dataDir/Fiber5concU.out —time —ele 1 section 1 fiber [expr —$y1+$cover+$d1*2] [expr $z1
     —$cover—($diam/2+$diamE/2)] $U_c_mat_tag stressStrain
}
#Recorders for RC section
if {$Section == 1}{
recorder Element —file $dataDir/Fiber1Steel.out —time —ele 1 section 1 fiber [expr $y1—$cover—($diam/2+$diamE
     /2)] [expr $z1—$cover—($diam/2+$diamE/2)] $IDminmaxSteel stressStrain
recorder Element —file $dataDir/Fiber2Steel.out —time —ele 1 section 1 fiber [expr —$y1+$cover+($diam/2+$diamE
     /2)] [expr $z1—$cover—($diam/2+$diamE/2)] $IDminmaxSteel stressStrain
recorder Element —file $dataDir/Fiber3concC.out —time —ele 1 section 1 fiber [expr $y1—$cover] [expr $z1—$cover
     —($diam/2+$diamE/2)] $C_c_mat_tag_w stressStrain
recorder Element —file $dataDir/Fiber4concC.out —time —ele 1 section 1 fiber [expr —$y1+$cover] [expr $z1—$
     cover—($diam/2+$diamE/2)] $C_c_mat_tag_w stressStrain
recorder Element —file $dataDir/Fiber3concU.out —time —ele 1 section 1 fiber [expr $y1—$cover] [expr $z1—$cover
     —($diam/2+$diamE/2)] $U_c_mat_tag stressStrain
```

```
recorder Element -file $dataDir/Fiber4concU.out -time -ele 1 section 1 fiber [expr -$y1+$cover] [expr $z1-$
     cover-($diam/2+$diamE/2)] $U_c_mat_tag stressStrain
}

#recorder for all integration section force and deformations
for {set m 1} {$m <= $nbrele} { incr m } {
        for {set k 1} {$k <= $nbsec} { incr k } {
recorder Element -file [format "$dataDir/ForceEle%iSection%i.out" $m $k] -time -ele $m -section $k force
}
}

for {set m 1} {$m <= $nbrele} { incr m } {
        for {set k 1} {$k <= $nbsec} { incr k } {
recorder Element -file [format "$dataDir/DeformationEle%iSection%i.out" $m $k] -time -ele $m -section $k
     deformation

}
}

puts "Recorders created"
```

J.2.8 Définition du protocole statique

```
##########################################################################################################
# ----------------------      Define PROTOCOL     ------------------------------------------------------
##########################################################################################################

# Imposed displacements at SSR.lw for RC+SMA test wall
if {$Section == 0}{
        if{$Wall == 0}{
set iDmax " 3.75  3.75 7.6 7.6 1.13e+01 1.13e+01 1.59e+01 1.59e+01 2.3745e+01 3.023e+01 3.626e+01 3.5655e+01
     4.26e+01 4.189e+01 4.658e+01 4.597e+01 5.695e+01 5.6885e+01 6.0275e+01 5.909e+01 6.9945e+01 9.243500e+01"
}
}

# Imposed displacements at SSR.lw for RC+SMA real wall
if {$Section == 0}{
        if{$Wall == 1}{
set iDmax "8.8 8.8 19.8 19.8 29.55 29.55 37.85 37.85 49.8 49.8 59.7 59.7 72.05 72.05 86.95 86.95 105.25 105.25
     128.3 128.3 148.2 148.2 176.5 176.5"
}
}

# Imposed displacements at SSR.lw for RC test wall
if {$Section == 1}{
        if{$Wall == 0}{
set iDmax " 4.5 4.5 9.2 9.2 1.56e+01 1.56e+01 2.06e+01 2.06e+01 2.487e+01 2.4745e+01 2.9735e+01 3.0065e+01
     3.508e+01 3.5405e+01 4.2315e+01 4.313e+01 5.1605e+01 5.205e+01 6.329e+01 6.3395e+01 7.767e+01  7.7435e+01
      9.41e+01  9.36e+01  1.1415e+02  1.1385e+02  1.396e+02  1.393e+02  1.723e+02  1.723e+02"
}
}

# Imposed displacements at SSR.lw for RC real wall
if {$Section == 1}{
        if{$Wall == 1}{
set iDmax "11.6 11.6 24.8 24.8 36.7 36.7 47.35 47.35 54.55 54.55 64.95 64.95 77.95 77.95 94.4 94.4 115.55
     115.55 142 142 174.2 174.2 214.3 214.3 263.3 263.3 323.7 323.7 397.75 397.75 489.3 489.3 599.9 599.9 706.8
      706.8"
}
}
```

Références

[1] Alaa Abdulridha. Performance of superelastic shape memory alloy reinforced concrete elements subjected to monotonic and cyclic loading. PhD thesis, Université d'Ottawa/University of Ottawa, 2013.

[2] E Abraik and Maged A Youssef. Cyclic performance of shape memory alloy reinforced concrete walls. In Fifth International Workshop on Performance, Protection & Strengthening of Structures under Extreme Loading, number 5, pages 326–333, 2015.

[3] Emad A Abraik and Maged A Youssef. Str-852 : Performance assessment of three-story shape memory alloy reinforced concrete walls. 2016.

[4] M Shahria Alam, Maged A Youssef, and Moncef L Nehdi. Exploratory investigation on mechanical anchors for connecting sma bars to steel or frp bars. Materials and Structures, 43(1) :91–107, 2010.

[5] João Pacheco Almeida, Danilo Tarquini, and Katrin Beyer. Modelling approaches for inelastic behaviour of rc walls : multi-level assessment and dependability of results. Archives of Computational Methods in Engineering, 23(1) :69–100, 2016.

[6] Katrin Beyer. Epfl-civil 522 : Seismic engineering. Lecture Support, September 2018.

[7] Armando Calabrese, Joao Pacheco Almeida, and Rui Pinho. Numerical issues in distributed inelasticity modeling of rc frame elements for seismic analysis. Journal of Earthquake Engineering, 14(S1) :38–68, 2010.

[8] GM Calvi, MJN Priestley, and MJ Kowalsky. Displacement based seismic design of structures. In New Zealand Conference on Earthquake Engineering, 2007, page 740. Citeseer, 2007.

[9] LC Chang and T Read. Elastic deformation and diffusionless phase changes in metals-the gold-cadmium betaface. American Institute of Mining and Metallurgical Engineers, 191 :47, 1951.

[10] Mauro Dolce, Donatello Cardone, and Roberto Marnetto. Sma recentering devices for seismic isolation of civil structures. In Smart Structures and Materials 2001 : Smart Systems for Bridges, Structures, and Highways, volume 4330, pages 238–250. International Society for Optics and Photonics, 2001.

[11] Stephen D Downing and DF Socie. Simple rainflow counting algorithms. International journal of fatigue, 4(1) :31–40, 1982.

[12] Michael N Fardis. Seismic design, assessment and retrofitting of concrete buildings : based on EN-Eurocode 8, volume 8. Springer Science & Business Media, 2009.

[13] Mehdi Ghassemieh, Mahnaz Mostafazadeh, and Maryam Saberdel Sadeh. Seismic control of concrete shear wall using shape memory alloys. Journal of Intelligent Material Systems and Structures, 23(5) :535–543, 2012.

[14] Eric M Hines, Alessandro Dazio, and Frieder Seible. Seismic performance of hollow rectangular reinforced concrete piers with highly-confined boundary elements phase iii web crushing tests. Technical report, 2002.

[15] Hisahiro Hiraishi. Evaluation of shear and flexural deformations of flexural type shear walls. In Proc. of 8th WCEE, volume 5, 1984.

[16] L. Janke, C. Czaderski, M. Motavalli, and J. Ruth. Applications of shape memory alloys in civil engineering structures—overview, limits and new ideas. Materials and Structures, 38(5) :578–592, Jun 2005.

[17] EN Jennings and JW van de Lindt. Shape memory alloy dampers for response modification of light-frame wood buildings.

[18] L Jordan and P Rocher. Les alliages nickel-titane (niti).

[19] Mohammad Javad Tolou Kian and Carlos Cruz Noguez. Damage mitigation in reinforced concrete shear walls detailed with sma and sfrc. In Proceedings of the 3rd International Conference on Civil, Structural and Transportation Engineering, number 103, pages 103–1–103–8, 2018.

[20] Dimitris C Lagoudas. Shape memory alloys : modeling and engineering applications. Springer, 2008.

[21] Marina Maciel, Dan Palermo, and Alaa Abdulridha. Seismic response of sma reinforced shear walls. In Special Topics in Structural Dynamics, Volume 6, pages 185–192. Springer, 2016.

[22] Ansgar Neuenhofer and Filip C Filippou. Evaluation of nonlinear frame finite-element models. Journal of structural engineering, 123(7) :958–966, 1997.

[23] R Park. Ductility evaluation from laboratory and analytical testing. In Proceedings of the 9th world conference on earthquake engineering, Tokyo-Kyoto, Japan, volume 8, pages 605–616, 1988.

[24] André Plumier and Hervé Degée. Conception parasismique dans le contexte de l'eurocode 8. 2011.

[25] PHILIPPE ROSSET. Mapping the local seismic hazard in the urban area of brussels, belgium. 2006.

[26] Md Shahnewaz and M Shahria Alam. Seismic performance of reinforced concrete wall with superelastic shape memory alloy rebar.

[27] Gangbing Song, N Ma, and H-N Li. Applications of shape memory alloys in civil structures. Engineering structures, 28(9) :1266–1274, 2006.

[28] Danilo Tarquini, João P Almeida, and Katrin Beyer. Axially equilibrated displacement-based beam element for simulating the cyclic inelastic behaviour of rc members. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 46(9) :1471–1492, 2017.

[29] Danilo Tarquini, João Saraiva Esteves Pacheco de Almeida, and Katrin Beyer. Axially equilibrated displacement-based beam element : Implementation in opensees and application to dynamic analysis of structures. Technical report, 2017.

[30] C. Marvin Wayman and John D. Harrison. The origins of the shape memory effect. JOM, 41(9) :26–28, Sep 1989.

[31] Martin Steinmetz & Thomas Wyckmans. Conception d'un dispositif expérimental pour des essais cycliques d'unités à grande échelle au LEMSC. Master's thesis, Université catholique de Louvain, Belgique, 2019.

[32] You-Lin Xu and Jia he. Smart Civil Structures. 03 2017.

Table des figures

1.1 Changements de phase du Nitinol en fonction de la température, en absence de contraintes . . . 9
1.2 Diagramme contrainte-déformation du Nitinol selon la phase cristalline initiale du matériau. . . . 10
1.3 Amortisseur parasismique - projet MANSIDE [10],[17] . . . 12
2.1 Carte des aléas sismiques en Belgique. T_R=475 ans. Source : Observatoire Royal de Belgique. . . . 16
2.2 Carte des aléas sismiques en Belgique. Source : Global Earthquake Model Foundation. . . . 16
2.3 Activité sismique en Belgique et dans les régions voisines depuis 1300. [25] . . . 18
2.4 Superposition du spectre de réponse en pseudo accélération de calcul et du spectre de réponse élastique pour le contexte sismique choisi (selon l'Eurocode 8). . . . 19
2.5 Systèmes de contreventement d'une structure en béton armé. a) Systèmes en portiques ; b) Murs ductiles ; c) Murs de grandes dimensions faiblement armés.[24] 20
2.6 Vue 3D de la structure étudiée. . . . 21
2.7 Vue en plan de la structure étudiée. . . . 21
2.8 Principe de la méthode des forces latérales équivalentes . . . 23
2.9 Représentation du spectre de calcul pour les conditions sismiques établies pour le projet. Correspondance avec la période fondamentale T_1. . . . 25
2.10 Efforts sollicitants le voile étudié . . . 27
2.11 Représentation schématique de l'impact de la valeur de l'ALR sur le mode de rupture de la section. . . . 28
2.12 Disposition des armatures longitudinales dans le voile étudié . . . 29
2.13 Calcul de la longueur de la zone de rive . . . 30
2.14 Disposition des armatures de confinement dans le voile étudié. Espacement vertical $s = 80[mm]$. . . . 32
2.15 Fermeture des armatures de confinement à un angle de 135° . . . 32
2.16 Armatures de cisaillement pour le voile étudié. Espacement vertical $s = 160[mm]$. 34
2.17 Contraintes de flexion et de cisaillement d'une section encastrée type. . . . 35
2.18 Relation entre l'effort tranchant et le moment pour le calcul de L_s . . . 36
2.19 Section typique des voiles à l'échelle. Espacement entre armatures de confinement : $s = 75[mm]$. . . . 38
2.20 Longueur libre de SMA dans le voile. . . . 39
2.21 Calcul de la longueur de la zone dans laquelle doivent se trouver des SMA. . . . 39
2.22 Dimensions générales des deux voiles. Unités : $[cm]$ . . . 40
2.23 Phases du bétonnage des voiles. . . . 41
2.24 Disposition de la cage d'armature dans le coffrage. . . . 41
2.25 Détail du système d'armatures de confinement. . . . 41
2.26 Bétonnage du voile RC (phase 1). . . . 41
2.27 Voile RC après décoffrage. . . . 41
2.28 Désaxement de l'une des armatures longitudinales par rapport au centre du voile. 42
2.29 Armatures SMA disposées au pied du voile. . . . 42
3.1 Théorie des poutres d'Euler-Bernoulli . . . 44
3.2 Illustration de la plasticité concentrée et distribuée (source : EPFL) . . . 44
3.3 Illustration des étapes entre les forces résistantes et les déplacements de la structure (source : EPFL) . . . 46
3.4 Comparaison entre élément DB et FB pour un mur RC soumis à une charge normale N et horizontale V [28] . . . 48
3.5 Processus de mise à l'échelle et de calcul du protocole . . . 50
3.6 Modélisation dynamique du mur réel avec Seismostruct® . . . 51

3.7 Modèle de Popovics pour le béton (source : OpenSees) 53
3.8 Diagramme contrainte-déformation du béton confiné et non confiné des modèles . 53
3.9 Diagramme contrainte-déformation de l'acier testé et des modèles 54
3.10 Modèle SelfCentering utlilisé pour le SMA (source : OpenSees) 55
3.11 Diagramme contrainte-déformation du SMA testé et des modèles 56
3.12 Principe des modèles statiques 58
3.13 Principe des modèles dynamiques 59
3.14 Amortissement de Rayleigh 60
3.15 Comparaison des modèles de béton d'OpenSees et de Seismostruct® 61
3.16 Comparaison entre Seismostruct® et OpenSees d'une analyse dynamique sur le mur réel 61
3.17 Comparaison entre Seismostruct® et OpenSees d'une analyse monotonique sur le mur test 61
3.18 Réaction à la base en fonction du déplacement à la tête du mur RC réel 62
3.19 Calcul du YD du mur réel RC 62
3.20 Accélérogramme de Modena imposé à la structure 64
3.21 Déplacement de la tête du mur RC réel du rez-de-chaussée avec l'accélérogramme de Modena 64
3.22 Protocole en ductilité de déplacement pour le mur RC réel 64
3.23 Déplacement du mur RC réel à la hauteur $L_s = SSR * l_w$ et à la hauteur h_s durant l'analyse numérique 65
3.24 Ductilité de courbure à la base du mur RC réel durant l'analyse numérique . . . 65
3.25 Protocole de déplacement à imposer au mur RC de test lors de l'essai expérimental 66
3.26 Comparaison de la ductilité de courbure des deux murs RC durant l'analyse numérique 66
3.27 Fibres de la section à la base du mur RC dont la réponse est enregistrée 67
3.28 Diagramme force-ductilité de déplacement de la réponse théorique du mur RC de test 68
3.29 Diagramme moment-ductilité de courbure de la réponse théorique du mur RC de test 68
3.30 Évolution de la ductilité de courbure le long du mur RC pour différentes ductilités de déplacement imposées 69
3.31 Modèle statique pour les murs RC+SMA 70
3.32 Modèle dynamique pour le mur RC+SMA réel 70
3.33 Protocole de déplacement à imposer au mur RC+SMA de test lors de l'essai expérimental 70
3.34 Fibres de la section à la base du mur RC+SMA dont la réponse est enregistrée . 71
3.35 Diagramme force-ductilité de déplacement de la réponse théorique du mur RC+SMA de test 71
3.36 Diagramme moment-ductilité de courbure de la réponse théorique du mur RC+SMA de test 72
3.37 Évolution de la ductilité de courbure le long du mur RC+SMA pour différentes ductilités de déplacement imposées 72
3.38 Comparaison des murs RC et RC+SMA de test en termes de force-déplacement . 73
3.39 Comparaison des murs RC et RC+SMA de test en termes de moment-courbure . 74
3.40 Comparaison du modèle constitutif de l'acier et du SMA 75
3.41 Courbure le long du mur pour différents déplacements imposés pour $2L_p = 1097$ $[mm]$ dans le modèle de mur RC 76
3.42 Courbure le long du mur pour différents déplacements imposés pour $2L_p = 500$ $[mm]$ dans le modèle de mur RC 76

3.43 Diagramme force-déplacement du mur RC+SMA réel pour différents nombres d'armatures en SMA à la base 77
3.44 Diagramme force-déplacement du mur RC+SMA de test pour différents nombres d'armatures en SMA à la base 78
3.45 Diagramme contrainte-déformation dans une fibre d'acier durant l'analyse cyclique du mur RC+SMA de test 78
4.1 Diagramme de contrainte-déformation pour le béton - voile 1 80
4.2 Contraintes de compression triaxiale - confinement du béton 80
4.3 Diagramme contrainte-déformation de l'acier $\phi 12$ 82
4.4 Comportement cyclique de l'acier - Effet Bauschinger 83
4.5 Superposition des réponses statiques et cycliques - acier $\phi 12$ 84
4.6 Dispositif utilisé pour les essais de caractérisation de l'alliage à mémoire de forme. 85
4.7 Diagramme contrainte-déformation du SMA - essai statique. 85
4.8 Diagramme contrainte-déformation du SMA - essais statique et cyclique. 86
4.9 Rupture fragile de la barre de SMA en fin d'essai cyclique 87
4.10 Section du SMA après rupture 87
4.11 Coupleur utilisé pour la liaison des SMA aux armatures classiques. 87
4.12 Vue de côté du coupleur et principe de serrage. Source du schéma : Fiche technique Plakabeton® 88
4.13 Comparaison entre une vis de serrage classique et une vis à pointe aplatie utilisée pour le serrage des SMA. 88
4.14 Vue en coupe : Configuration proposée pour le couplage mécanique des SMA aux armatures en acier. 89
4.15 Superposition des diagrammes Force-Déformation : Acier "Riva" $\phi 12$ vs. SMA $\phi 12,7$ 90
4.16 Rupture de la barre "Riva" à proximité de la soudure. 91
4.17 Diagramme Force-Déformation de la barre "Riva" soudée au coupleur. 91
4.18 Superposition des diagrammes force-déformation de l'acier "Riva" et du SMA . . 92
4.19 Rupture de la barre SMA dans le coupleur, au niveau de la première vis. 92
4.20 Découpe du coupleur. Pas de glissement observé dans le coupleur et répartition exemplaire de la résine de scellement. 92
4.21 Glissement de la barre SMA dans les mors de la machine d'essai. 93
4.22 Numerotation des vis relative au tableau 4.6. 93
4.23 Rupture de l'une des vis de serrage à pointe plate dans le coupleur. 94
4.24 Inclinaison du SMA par rapport à l'axe du coupleur. 94
4.25 Système de transfert des efforts longitudinaux entre l'acier et les SMA. 95
4.26 Diagramme force-déformation du dispositif complet. 95
4.27 Vue 3D du dispositif prévu pour les essais. 96
4.28 Vue du dispositif installé sur le plancher d'essais du LEMSC. 96
4.29 Représentation des différentes forces à appliquer pour simuler l'action sismique sur le voile à l'échelle 96
4.30 Protocole de déplacements imposés au voile RC 97
4.31 Orientation du mur 98
4.32 Fissuration au palier LS01. 99
4.33 Fissuration au palier LS02. 99
4.34 Fissuration au palier LS31. 99
4.35 Superposition de la fissuration au palier LS43 avec le plan de ferraillage du mur. 99
4.36 Apparition de fissures à la base du voile - côté Nord-Est. 100
4.37 Apparition de fissures à la base du voile - côté Nord-Ouest. 100
4.38 Forme du cône de fissuration et influence de la fixation des capteurs de fissuration sur la naissance des fissures. 101
4.39 Apparition de fissures verticales dans la zone tendue 102

4.40 Diagramme de réponse Force-Déplacement du voile RC. 102
4.41 Rupture de béton d'enrobage en compression (LS38) 103
4.42 Augmentation de la résistance du mur entre les paliers LS35 et LS37. 103
4.43 Impact de la rupture de deux armatures sur le diagramme Forces-Déplacements du mur RC. 103
4.44 Rupture de l'armature côté Nord-Est. 104
4.45 Rupture de l'armature côté Sud-Est. 104
4.46 Principe de calcul de la courbure moyenne sur base des capteurs LVDT. 105
4.47 Diagramme moment-courbure basé sur l'acquisition analogique de données. . . . 105
4.48 Localisation des capteurs LVDT et zones de calcul de la courbure moyenne. . . . 106
4.49 Courbure moyenne en fonction de la hauteur. Paliers LS4-LS8-LS10. 107
4.50 Courbure moyenne en fonction de la hauteur. Paliers LS33-LS35-LS37-LS43. . . . 107
4.51 Évolution de la fissuration du mur repérée par DIC. Face Sud - LS36. 108
4.52 Schématisation des différentes composantes de la déformation totale du mur ductile. [15] 109
4.53 Comparaison de la réponse des capteurs verticaux et du déplacement imposé. . . 109
4.54 Comparaison de la réponse des capteurs diagonaux et du déplacement imposé. . 109
5.1 Comparaison du diagramme réaction-déplacement du modèle numérique et du diagramme réellement observé. 111
5.2 Calcul de l_{pl}. 112
5.3 Comparaison de la courbure le long du mur testé et le long du mur du modèle numérique pour différents déplacements imposés 114
A.1 Schéma des forces en jeu dans le voile soumis à de la flexion composée 120
A.2 configuration des armatures de flexion (unités : [mm]) 123
A.3 Disposition des armatures de confinement dans le mur prototype. Espacement vertical $s = 80$ [mm]. 125
A.4 Disposition des armatures de cisaillement dans le mur prototype. Espacement $s = 160$ [mm] 127
B.1 Forces en jeu dans le voile soumis à de la flexion composée 128
B.2 configuration des armatures de flexion pour les murs mis à l'échelle (unité :[cm]) 130
B.3 Disposition des armatures de confinement dans les voiles à préfabriquer. Espacement vertical $s = 75$ [mm]. 132
B.4 Disposition des armatures de cisaillement dans les voiles à préfabriquer. Espacement $s = 150$ [mm] 134
C.1 Combinaison de vérins critique sur la poutre supérieure 134
C.2 Cas de chargement extrême de la poutre supérieure. 134
F.1 Rupture barre 1 147
F.2 Rupture barre 2 147
F.3 Plastification barre 3 147
F.4 Rupture barre 4 147
F.5 Rupture barre 5 147
F.6 Rupture barre 6 147
G.1 Section du mur réel modélisée avec OpenSees 148
G.2 Section du mur test modélisée avec OpenSees 148
G.3 Comparaison des diagrammes moment-courbure dans une analyse monotonique sur le mur réel avec OpenSees et Seismostruct® 149
G.4 Comparaison des diagrammes force-déplacement dans une analyse monotonique sur le mur réel avec OpenSees et Seismostruct® 149
G.5 Comparaison des résultats d'analyse cyclique sur le mur test avec OpenSees et Seismostruct® 150
G.6 Courbure en fonction du moment à la base du mur RC réel 151

G.7 Calcul du YC du mur RC réel . . . 151
G.8 Réaction à la base en fonction du déplacement à la tête du mur RC test . . . 151
G.9 Calcul du YD du mur RC test . . . 151
G.10 Courbure en fonction du moment à la base du mur RC test . . . 151
G.11 Calcul du YC du mur RC test . . . 151
G.12 Déplacements du mur RC de test à la hauteur $L_s = SSR.l_w$ et à la hauteur h_s durant l[Pleaseinsertintopreamble]analyse numérique . . . 152
G.13 Fibres de la section à la base du mur RC dont la réponse est enregistrée . . . 152
G.14 Diagramme contrainte-déformation dans l'armature Steel 1 . . . 153
G.15 Diagramme contrainte-déformation dans l'armature Steel 2 . . . 153
G.16 Diagramme contrainte-déformation dans la fibre de béton ConcC 1 . . . 153
G.17 Diagramme contrainte-déformation dans la fibre de béton ConcC 2 . . . 153
G.18 Diagramme contrainte-déformation dans la fibre de béton ConcU 1 . . . 153
G.19 Diagramme contrainte-déformation dans la fibre de béton ConcU 2 . . . 153
G.20 Réaction à la base en fonction du déplacement à la tête du mur RC+SMA réel . 154
G.21 Calcul du YD du mur RC+SMA réel . . . 154
G.22 Courbure en fonction du moment à la base du mur RC+SMA réel . . . 154
G.23 Calcul du YC du mur RC+SMA réel . . . 154
G.24 Réaction à la base en fonction du déplacement à la tête du mur RC+SMA test . 155
G.25 Calcul du YD du mur RC+SMA de test . . . 155
G.26 Courbure en fonction du moment à la base du mur RC+SMA de test . . . 155
G.27 Calcul du YC du mur RC+SMA de test . . . 155
G.28 Accélérogramme de Modena imposé à la structure . . . 156
G.29 Déplacement de la tête du mur RC+SMA réel du rez-de-chaussée avec l'accélérogramme de Modena . . . 156
G.30 Protocole en ductilité de déplacement pour le mur RC+SMA réel . . . 156
G.31 Ductilité de courbure à la base du mur RC+SMA réel durant l'analyse numérique 157
G.32 Comparaison de la ductilité de courbure des deux murs RC+SMA durant l'analyse numérique . . . 157
G.33 Déplacements du mur RC+SMA de test à la hauteur $L_s = SSR.l_w$ et à la hauteur h_s durant l'analyse numérique . . . 158
G.34 Fibres de la section à la base du mur RC+SMA dont la réponse est enregistrée . 158
G.35 Diagramme contrainte-déformation dans l'armature SMA 1 . . . 159
G.36 Diagramme contrainte-déformation dans l'armature SMA 2 . . . 159
G.37 Diagramme contrainte-déformation dans l'armature Steel 5 . . . 159
G.38 Diagramme contrainte-déformation dans la fibre de béton ConcC 1 . . . 159
G.39 Diagramme contrainte-déformation dans la fibre de béton ConcC 2 . . . 159

Liste des tableaux

1.1 Températures de transition entre la phase A et la phase M du SMA. Valeurs approximatives. 10
2.1 Calcul de la descente de charge sur le voile du rez-de-chaussée 22
2.2 Forces latérales équivalentes appliquées à la structure 26
2.3 Dimensions du voile à l'échelle 37
3.1 Valeurs des paramètres pour le modèle de béton de Popovics 53
3.2 Valeurs des paramètres pour le modèle d'acier de Giuffré-Menegotto-Pinto 54
3.3 Valeurs des paramètres pour le modèle du matériau auto-centrant du SMA . . . 55
3.4 Hauteurs L_s et h_s pour chaque mur 58
3.5 YC et YD pour les deux murs RC 62
3.6 Valeurs des paramètres pour l'amortissement du mur RC réel 63
3.7 YC et YD pour les deux murs RC+SMA 70
3.8 Valeurs maximales de force et de moment développés par les murs RC et RC+SMA 75
4.1 Résultat des essais de compression et de fendage pour le voile 1 79
4.2 Valeurs de calcul pour le voile 1 79
4.3 Déplacements imposés à la barre d'acier $\phi 12$ pour l'essai cyclique (valeurs positives en traction) 82
4.4 Protocole de déplacement cyclique imposé au SMA. 86
4.5 90
4.6 Configuration de serrage des vis et résistances obtenues. 93
4.7 Ruptures observées et paliers de chargement correspondants 104
G.1 Comparaison des paramètres d'amortissement calculés avec OpenSees et Seismostruct® 150
G.2 Valeurs des paramètres pour l'amortissement du mur RC+SMA réel 155

UNIVERSITÉ CATHOLIQUE DE LOUVAIN
École polytechnique de Louvain
Rue Archimède, 1 bte L6.11.01, 1348 Louvain-la-Neuve, Belgique | **www.uclouvain.be/epl**