

École polytechnique de Louvain

Mise à l'échelle de colonnes en béton armé soumises à des efforts cycliques :

Préparation d'un programme expérimental

Auteurs : François BEAUVOIS

Promoteurs : João DE ALMEIDA, Catherine DONEUX

Lecteurs : Christophe BAYART, Jean-François RONDEAUX

Année académique 2019–2020

Master [120] : ingénieur civil des constructions

Remerciements

Tout d'abord, je souhaite adresser mes plus sincères remerciements à mes deux promoteurs Catherine Doneux et João Saraiva Esteves Pacheco de Almeida. Un tout grand merci au Professeur de Almeida pour sa bonne humeur en toutes circonstances et son perfectionnisme nous incitant à nous dépasser. Je tiens aussi à le remercier plus particulièrement pour son suivi et ses conseils avisés qui nous ont aidés à avancer dans notre recherche. Merci aussi au Professeur Doneux d'avoir fait le nécessaire afin que nos tests puissent se dérouler dans des conditions optimales au LEMSC malgré les circonstances particulières.

Je remercie chaleureusement Marie-Joy de Crombrughe, mon binôme avec qui j'ai collaboré sur la quasi-totalité de ce mémoire, ainsi que Matthieu Dayez et Timothée Mennig avec qui nous avons travaillé en étroite collaboration pour mettre en place la partie expérimentale commune à nos mémoires respectifs. Au-delà des connaissances et des pistes d'amélioration échangées, un climat de confiance s'est créé, ce qui a engendré, de la préparation des tests jusqu'à la rédaction de nos TFE, une dynamique de groupe positive et productive,.

Également un immense merci à Denis Dayez pour la fabrication rapide et minutieuse des coffrages durant la période de confinement. Sans lui, les tests n'auraient sans doute pu avoir lieu en l'absence de réponse favorable des entreprises spécialisées dans ce domaine.

Merci aussi à Martin Steinmeitz et à José Fernando Baena Urrea, qui grâce à leur expérience dans le domaine expérimental, ont pu nous prodiguer de nombreux conseils.

Merci également à Christophe Bayart et Alex Bertholet pour leurs conseils et le partage de connaissances. Merci aussi à Antoine Bietlot d'avoir consacré une partie de son temps pour la mise en place et la gestion de la DIC, du système d'acquisition de données et des appareils de mesure. Son aide précieuse et le temps passé à nos côtés ont grandement contribué à la réussite de ces tests.

Je tenais également à remercier les techniciens du LEMSC qui nous ont apporté une aide précieuse: Frédéric Gorski, Stéphane Gorski, Vincent Forzée, Quentin Mestrez et Raphaël Ollevier. Merci pour leur accueil chaleureux dans le laboratoire et leur accompagnement lors de la mise en place du dispositif expérimental.

Merci à Sophie Labrique de nous avoir prêté le matériel audio et vidéo dont nous avons besoin durant les expériences ainsi qu'aux secrétaires Viviane Delmarcelle et Nathalie Sergoigne pour la gestion des diverses commandes.

Finalement, j'adresse un tout grand merci à mes parents, mes sœurs et mes amis pour le soutien qu'ils m'ont apporté durant toute cette année mais aussi depuis le début de mon cursus. Une mention spéciale va à Elise Beauvois pour la relecture des nombreuses pages que constitue ce mémoire.

ABSTRACT

This master thesis studies the effects of scaling in the case of square reinforced concrete columns. In this study 8 columns were built and tested at the "Laboratoire d'Essais Mécaniques, Structures et Génie Civil" (LEMSC): two prototypes (scale 1:1), three models at medium scale (scale 3:4) and three models at small scale (scale 1:2). All six models are geometrically similar to the prototypes. The columns were subjected to a cyclic and quasi-static horizontal loading at their top. In both sets of models, the same parameters were modified, as reinforcement bars diameter or maximum size of aggregates in concrete. The objective is to characterize their influence on the cracking pattern and on steel-concrete interaction, or in a more general way on the force-displacement behavior and type of failure of the columns. This work includes a literature review, details on the design and on the experimental program and finally ends with a first analysis of the results.

This work has been done in partnership with the master thesis of Marie-Joy de Crombrugghe, which will be submitted in January. The tests were carried out in collaboration with the master thesis of Matthieu Dayez and Timothée Mennig: "Resistance to a vertical impact of reinforced concrete columns subjected to progressive collapse".

RESUME

Ce travail de fin d'étude étudie les principes de mise à l'échelle pour des colonnes carrées en béton armé. Dans cette étude, huit colonnes ont été construites et testées au "Laboratoire d'Essais mécaniques, Structures et Génie Civil" (LEMSC) : deux prototypes (échelle 1 :1), trois modèles de tailles moyennes (échelle 3:4) et trois modèles de petite taille (échelle 1:2). Les six modèles sont géométriquement semblables aux prototypes. Les colonnes ont été soumises en tête à un chargement horizontal cyclique et quasi-statique. Dans les deux séries de modèles, les mêmes paramètres ont été modifiés, comme le diamètre des armatures ou la granulométrie maximale du béton, afin de caractériser leur influence sur la fissuration et l'interaction acier-béton, ou de manière plus globale sur le comportement force-déplacement et le mode de rupture des colonnes. Ce travail est constitué tout d'abord d'une revue de littérature, suivie des détails du dimensionnement et du programme expérimental et se termine enfin par une analyse qualitative des premiers résultats.

Ce travail a été réalisé en partenariat avec le mémoire de Marie-Joy de Crombrugghe qui sera soumis en janvier. Les tests ont été réalisés en collaboration avec le TFE de Matthieu Dayez et Timothée Mennig : "Résistance de colonnes en béton armé à un impact vertical, soumises à un effondrement progressif".

Table des matières

1. Introduction.....	5
2. Etat de l'art.....	7
2.1. Définitions	7
2.2. Historique de la mise à l'échelle	7
2.3. Avantages et désavantages de la mise à l'échelle	8
2.4. Théorie de similitude.....	10
2.1.1. Méthodes de similitude.....	11
2.1.2. Les différents types de modèles.....	18
2.1.3. Lois de similitude	19
2.5. Mise à l'échelle du béton armé	21
2.5.1. Béton.....	22
2.5.2. Acier – Renforcement.....	26
2.5.3. Interaction acier-béton	27
3. Préparation du programme expérimental.....	29
3.1. Descriptif du programme expérimental	29
3.2. Choix des paramètres d'étude des colonnes.....	29
3.3. Dimensionnement des colonnes : prototype et modèles	30
3.3.1. Contraintes et hypothèses	30
3.3.2. Armatures longitudinales	32
3.3.3. Armatures transversales.....	33
3.3.4. Enrobage	36
3.3.5. Béton et granulats.....	36
3.3.6. Récapitulatif des colonnes.....	37
3.4. Plans de ferrailages.....	38
3.5. Calcul analytique de la résistance des colonnes.....	38
3.5.1. Calcul du moment résistant.....	39
3.5.2. Résistance à l'effort tranchant	43
3.6. Prévion du comportement cyclique - Modélisation sur <i>Seismostruct</i>	45
3.6.1. Forces maximales et moments résistants	45
3.6.2. Comparaison du comportement entre les différentes échelles	46
3.7. Budget du programme expérimental	48
4. Programme expérimental.....	49
4.1. Tests sur les échantillons.....	49
4.1.1. Béton.....	49

4.1.2.	Acier - Essais de traction.....	51
4.1.3.	Béton confiné	53
4.2.	Coffrage et installation des armatures	55
4.2.1.	Coffrages	55
4.2.2.	Ferraillages	57
4.3.	Bétonnage	58
4.3.1.	Commande du béton.....	58
4.3.2.	Test au cône d’Abrams	58
4.3.3.	Bétonnage des colonnes	59
4.4.	Décoffrage des colonnes	60
4.5.	Déplacement des colonnes	60
4.5.1.	Vérification de la résistance au cisaillement des tiges filetées	61
4.5.2.	Vérification de la portance locale des réservations.....	62
4.5.3.	Vérification de la résistance à la traction dans le béton aux interfaces.....	62
4.6.	Mise en charge des colonnes et dispositif expérimental.....	64
4.6.1.	Descriptif détaillé du programme expérimental	64
4.6.2.	Protocole de chargement.....	67
4.7.	Appareils de mesure.....	67
4.7.1.	LVDT	67
4.7.2.	Capteur potentiométrique	70
4.7.3.	Laser	72
4.7.4.	DIC.....	72
4.7.5.	Inclinomètre	72
4.7.6.	Microscope digital (Dino-lite) et marquage des fissures	73
4.7.7.	Mitutoyo.....	73
5.	Analyse des résultats.....	75
5.1	Développement des fissures	75
5.1.1	Types de fissure	76
5.1.2	Emplacement, nombre et ouverture des fissures horizontales.....	78
5.2	Courbes d’hystérésis force-déplacement et modes de rupture	81
5.2.1	Analyse des colonnes de référence à l’échelle 1:1 (C1A et C1B)	82
5.2.2	Analyse des colonnes à l’échelle 3:4 (C2A, C2B et C2C)	86
5.2.3	Analyse des colonnes à l’échelle 1:2 (C3A, C3B et C3C)	93
6.	Conclusion	101
7.	Annexes.....	103
A.	Tableau comparatif sur la mise à échelle du béton armé.....	103

A.1. Béton.....	103
A.2. Acier	105
B. Plans de ferrillages et Bordereau.....	107
C. Tableau récapitulatif des pourcentages d'armatures.....	118
D. Etats de déformation (Colonnes 1:1).....	119
E. Diagrammes d'interaction et états de déformation (Colonnes 1:2 et 3:4).....	119
F. Modélisations des graphes forces– déplacement sur SeismoStruct	121
G. Valeurs des essais de compression sur les bétons	123
H. Valeurs des essais de fendage sur les bétons.....	123
I. Valeurs des essais de traction sur les aciers.....	123
J. Fiches récapitulatives : Comportement expérimental des colonnes.....	124
J.1. Colonne C1A.....	124
J.2. Colonne C1B.....	129
J.3. Colonne C2A.....	133
J.4. Colonne C2B.....	137
J.5. Colonne C2C.....	141
J.6. Colonne C3A.....	145
J.7. Colonne C3B.....	149
J.8. Colonne C3C.....	153
K. Splitting cracks pour chaque colonne au LS32	157
L. Premières fissures de compression sur les faces latérales	159
L.1 Colonne C1A.....	159
L.2 Colonne C1B.....	159
L.3 Colonne C2A.....	159
L.4 Colonne C2B.....	160
L.5 Colonne C2C.....	160
L.6 Colonne C3A.....	160
L.7 Colonne C3B.....	161
L.8 Colonne C3C.....	161
M. Fissuration à la base lors de la rupture (LS35).....	162
M.1 Colonne à échelle 1:1.....	162
M.2 Colonne à échelle 3:4.....	162
M.3 Colonne à échelle 1:2.....	163
N. Ouvertures des fissures (LS31 et LS32).....	164
O. Graphes force-déplacement convertis zoomés.....	165
O.3 Colonne à échelle 1:1.....	165

O.3 Colonne à échelle 3:4.....	166
O.3 Colonne à échelle 1:2.....	167
P. Valeurs utilisées dans la formule d'Abrams.....	169
8. Références bibliographiques	170
i. Table des abréviations, indices et symboles.....	173
ii. Table des Figures	175
iii. Table des Tableaux.....	180

1. Introduction

Durant ces dernières décennies, le développement des méthodes numériques et les avancées technologiques dans le domaine de l'informatique ont permis de progresser considérablement dans la simulation de l'interaction complexe entre les phénomènes non linéaires géométriques et matériels se déroulant à une échelle macro et microscopique dans une structure. Néanmoins, malgré une évolution constante dans ce domaine, les résultats sont encore loin d'être fiables à 100%, notamment lorsque l'on considère une structure soumise à des charges dites extrêmes telles qu'un séisme, un ouragan ou même un glissement de terrain. C'est pour cette raison que l'importance des tests en laboratoire ne cesse d'augmenter et que les installations expérimentales émergent à l'international.

Ces tests expérimentaux sont non seulement importants pour comprendre le comportement réel de structures, pour mettre en place et valider des modèles analytiques, numériques et mécaniques mais aussi pour répondre aux besoins toujours croissants des fabricants de valider des nouvelles technologies et de nouveaux systèmes pour des applications structurelles.

Plus particulièrement dans le domaine du génie parasismique, les essais expérimentaux peuvent prendre différentes formes : essais sur table vibrante, essais cycliques quasi-statiques, essais pseudo-dynamiques et bien d'autres. Une caractéristique commune à toutes les méthodes expérimentales est la nécessité de mettre à l'échelle les unités d'essai, c'est-à-dire de créer des **modèles**. Ce besoin est dû aux contraintes géométriques, aux limitations des dispositifs expérimentaux, et au coût de construction des unités à taille réelle, appelées **prototypes**.

Le but lors de ces tests expérimentaux est de concevoir un modèle selon la théorie de similitude afin d'obtenir la corrélation la plus parfaite possible entre le modèle et son prototype en vue de prédire avec précision le comportement de ce dernier. Il est cependant très difficile d'avoir une similitude parfaite étant donné que le comportement d'un élément dépend souvent de plusieurs facteurs et que les effets d'échelle peuvent être importants. Comme l'expliquent Kim et al. (1988) : « Toute distorsion de similitude doit être comprise et les effets doivent être prévisibles. Ces distorsions, d'où résultent les effets d'échelle doivent être minimisés grâce à l'application des meilleures techniques de modélisation. »

Connaissant la difficulté d'obtenir une similarité parfaite entre un prototype et son modèle, la mise à l'échelle comporte donc souvent des distorsions nécessaires qui peuvent fortement ou non influencer le comportement d'un modèle réduit, créant ainsi des effets d'échelle non désirables et faussant les résultats obtenus. L'objectif de ce mémoire est de préparer un programme expérimental afin d'étudier l'influence que peut avoir la mise à l'échelle de différents paramètres sur le comportement structurel de colonnes en béton armé soumises à des tests cycliques. Plus spécifiquement, les conséquences de la mise à l'échelle du diamètre des armatures ainsi que de la granulométrie maximale dans le béton lors de la construction de modèles seront examinées.

La conception de modèles réduits pour des tests expérimentaux ainsi que l'analyse de l'influence des paramètres sur des résultats obtenus sont à l'heure actuelle pertinentes à étudier. En effet, parmi certains articles associés à ce sujet, il n'est pas rare que ceux-ci ne fournissent que peu d'informations sur les méthodes de mise à l'échelle utilisées. De plus, les hypothèses considérées pour justifier leur choix et la pertinence de l'utilisation des données du modèle pour prédire le comportement structurel du prototype ne sont souvent pas détaillées.

Ce mémoire est structuré en quatre parties. La première consiste en une revue de littérature sur la théorie de similitude, qui propose un résumé des principales méthodes de similitude dans l'ingénierie

structurale existantes à ce jour, et sur la mise à l'échelle d'éléments en béton armé. Cette revue permet d'avoir une idée globale de ce qui se fait à l'heure actuelle lorsque des tests sur des modèles réduits sont réalisés. Ensuite, la préparation du programme expérimental sera détaillée. Elle comprend le choix des paramètres d'étude et la réflexion concernant le dimensionnement des colonnes en béton armé. Dans la continuité de cette section, le programme expérimental sera décrit, notamment ce qui a trait aux différents matériaux utilisés, à la phase de coffrage et de bétonnage, ainsi qu'une description des différents appareils de mesure utilisés. Enfin, suite à la réalisation de la campagne d'essais, une analyse des premiers résultats sera proposée au moyen d'une comparaison au niveau de la fissuration, des courbes d'hystérésis force-déplacement et du mode de rupture entre les colonnes à taille réelle à échelle réduite.

Il convient de souligner que toute la partie précédant l'analyse des résultats est le fruit d'un travail commun avec Marie-Joy de Crombrugghe, qui présentera ultérieurement une analyse plus poussée. De plus, ce travail de fin d'étude a été réalisé en étroite collaboration avec deux autres étudiants mémorants, Matthieu Dayez et Timothée Mennig (2020), qui ont concentré leur recherche sur la caractérisation de la résistance aux chocs verticaux d'éléments structurels en béton armé soumis à un effondrement progressif.

2. Etat de l'art

2.1. Définitions

Avant toute chose, il est essentiel d'assimiler plusieurs notions qui seront fréquemment utilisées dans la suite de ce travail telles que le prototype, le modèle, le facteur d'échelle et les effets d'échelle. En effet, ces termes sont centraux et nécessaires à la bonne compréhension de ce qui suit.

Le prototype est l'élément structurel utilisé dans la réalité que l'on cherche à modéliser pour en étudier le comportement dans un système physique.

Le modèle est, quant à lui, la reproduction d'un prototype souvent à une échelle différente, qui est utilisé pour prédire précisément le comportement structurel de ce prototype grâce aux données obtenues via des tests expérimentaux.

Le facteur d'échelle λ représente le rapport entre chaque variable d'un modèle et sa variable correspondante dans le prototype.

Les effets d'échelle sont relatifs aux distorsions qui existent entre le prototype et le modèle. Selon Simitzes et al. (2000), les effets d'échelle sont les conséquences des changements de dimensions géométriques d'une structure sur sa réponse par rapport à des forces externes mais aussi des changements des propriétés mécaniques des matériaux utilisés, notamment de leur résistance et de leur rigidité, qui influent donc indirectement sur le comportement structurel. L'importance des effets d'échelle devient de plus en plus grande lorsque l'échelle diminue.

Par exemple, la Figure 1, illustre les effets d'échelle importants causés par la mise à l'échelle d'un élément, et montre que ceux-ci peuvent avoir des répercussions non négligeables. Pour une colonne carrée mise à l'échelle 1:2 (facteur d'échelle géométrique $\lambda=2$), la figure indique que l'aire sera divisée par 4, le volume par 8 et l'inertie par 16. De manière générale pour une échelle géométrique de $1/\lambda$, l'aire sera divisée par un facteur correspondant à λ^2 , le volume par λ^3 et l'inertie par λ^4 .

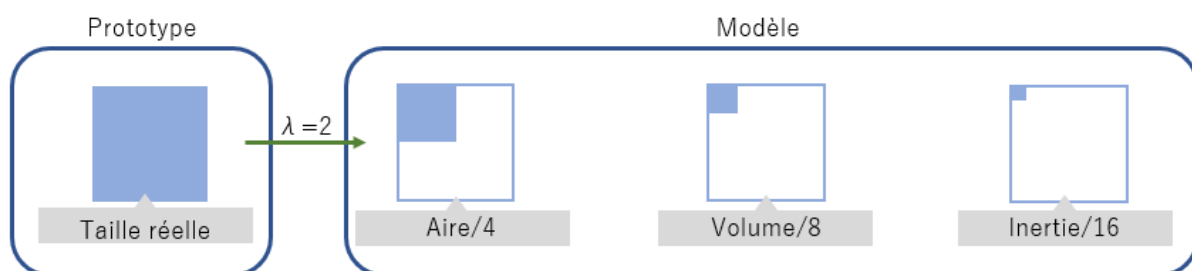


Figure 1 - Effets d'échelle pour un facteur de 1:2

2.2. Historique de la mise à l'échelle

La représentation d'un système à l'aide de modèles réduits est utilisée depuis longtemps dans différents domaines afin de mieux visualiser des phénomènes physiques et leurs conséquences, pour des raisons esthétiques ou encore vérifier un processus d'exécution. En hydraulique, par exemple, les modèles réduits permettent d'étudier la circulation de fluides dans des tuyaux et des pompes ou des écoulements à surface libre... Les industries automobiles et aérospatiales utilisent aussi fréquemment les modèles réduits, principalement pour analyser l'aérodynamisme des avions ou des voitures conçues. En architecture, ils permettent plutôt de représenter les différents projets afin de les juger sur le plan esthétique. (Harris et Sabnis 1999)

Les premiers modèles remontent à plusieurs centaines d'années et montrent la volonté de l'homme de toujours essayer de comprendre et de représenter la réalité à une taille plus facilement exploitable. Bien qu'au début, les modèles étaient très rudimentaires et ne pouvaient pas être utilisés dans l'optique d'étudier un comportement structurel réel, tel que la résistance ou les déformations d'un élément ou d'une structure, ils étaient par contre utiles pour planifier la construction d'un ouvrage ou pour comprendre des principes structurels de base (Harris et Sabnis 1999).

Grâce à ces exemples, deux types de modèles réduits se distinguent (Lirola et al 2017):

- Le modèle représentatif ou figuratif : utilisé en architecture par exemple, et qui permet une visualisation de l'ouvrage ou des espaces.
- Le modèle fonctionnel : permet de quantifier, et d'affirmer ou infirmer des hypothèses. Il est utilisé principalement en ingénierie.

2.3. Avantages et désavantages de la mise à l'échelle

Pour prédire le comportement d'une structure ou d'une partie de celle-ci sous un chargement, il peut être utile de faire des expériences en parallèle ou à la place d'une étude analytique ou numérique. Ces expériences peuvent être réalisées à taille réelle ou à échelle réduite avec pour chacune des deux options des avantages et des inconvénients.

Cette section contient une description des différents avantages et inconvénients des campagnes expérimentales réalisées sur des modèles réduits.

▪ Avantages

Un premier avantage pour les expériences à échelle réduite est un **gain économique** grâce au **gain de matière**. Les modèles réduits consomment effectivement beaucoup moins de matière, comme vu préalablement (Figure 1). Le volume sera huit fois moindre pour une échelle de 1:2, cela permet aussi de pouvoir réaliser plusieurs modèles pour une quantité de matière identique au prototype et donc de disposer d'un plus grand nombre de données exploitables.

Un deuxième avantage, lié au gain de matière, concerne le **gain spatial**. En effet, l'espace disponible dans un laboratoire est bien souvent limité. Cela rend difficile la possibilité de construire et de mettre en charge l'entièreté d'une structure à taille réelle. Un modèle réduit facilite l'étude de la totalité d'une structure dans un laboratoire, contrairement à un modèle à taille réelle où seule l'analyse d'un élément de cette structure aurait été envisageable.

Un troisième avantage est le **gain de temps** que représentent des tests sur des modèles réduits. La taille et donc le poids étant diminués, la mise en place sera plus rapide ce qui offre la possibilité de réaliser plus de tests et donc d'obtenir plus de résultats.

Travailler à échelle réduite présente aussi un avantage vis-à-vis des **efforts à appliquer**. Comme la section de l'élément est réduite, les efforts doivent l'être aussi. Cela est bénéfique pour les équipements de laboratoire, comme les appareils de mise en charge qui sont limités et ne sont pas spécialement capable d'appliquer des efforts réels sur un élément. De plus, l'application d'efforts réels, qui sont potentiellement d'une grande envergure, peuvent comporter certains risques par rapport à l'intégrité du laboratoire lui-même.

Un avantage supplémentaire pour les programmes expérimentaux à échelle réduite est que ceux-ci permettent de prévoir plus facilement le comportement des structures complexes par rapport aux modélisations numériques ou analytiques qui elles ne le permettent pas toujours (Casaburo et al. 2019, Lirola et al 2017) et demandent souvent d'émettre de bonnes hypothèses. La Figure 2 montre que plus la complexité d'un système augmente, plus sa simulation numérique est difficile voire impossible. Dans ces cas-là, les tests expérimentaux s'avèrent être un outil très efficace.

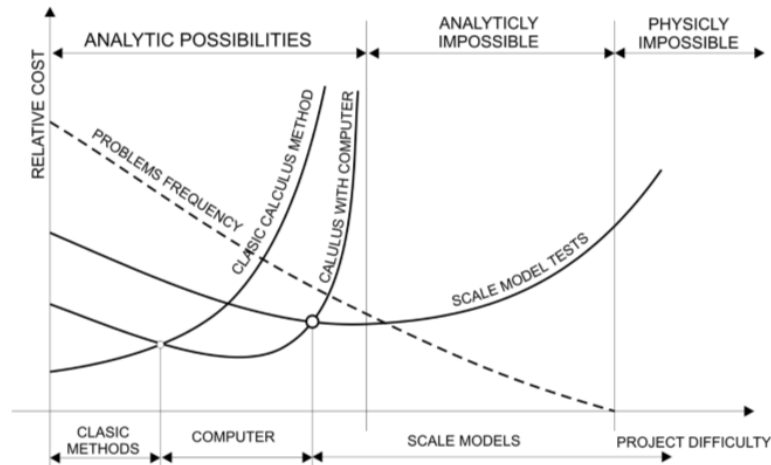


Figure 2 - Relation entre la difficulté d'un projet et le coût de son étude (Lirola et al

▪ Désavantages

Le désavantage principal de la mise à l'échelle réside dans la difficulté d'obtenir une **similitude parfaite** entre le prototype et le modèle, au vu des nombreux facteurs et paramètres qui peuvent influencer un phénomène physique. C'est le cas par exemple de la matrice de ciment et des armatures qui composent le béton armé. (plus de détails cf. section 2.5). Il faut donc parvenir à mettre à l'échelle les différents matériaux ainsi que leurs différentes propriétés, tout en respectant leurs interactions. De plus, le modèle demeure un élément avec son propre comportement et ses réponses.

Un deuxième désavantage concerne le **coût élevé de la réalisation d'expériences** par rapport au coût marginal que représente l'utilisation de logiciels pour des modélisations analytiques ou numériques. Néanmoins, il est évident que ce coût sera toujours plus faible si les tests sont réalisés sur des modèles réduits plutôt que sur des modèles à taille réelle.

2.4. Théorie de similitude

La théorie de similitude appartient aux sciences appliquées et concerne l'établissement de conditions de similarité par rapport à un phénomène physique. Elle peut être appliquée dans une grande variété de domaines, tels que l'ingénierie structurelle, l'ingénierie marine et navale, les problèmes liés à l'impact et aux vibrations, etc.

Dans une optique de prédire le comportement de grands prototypes, il est intéressant de réaliser des tests sur des modèles réduits pour ensuite appliquer une loi d'échelle aux différents résultats expérimentaux obtenus, et ainsi prédire la réponse du prototype comme représenté sur la Figure 3. (Coutinho et al. 2016)

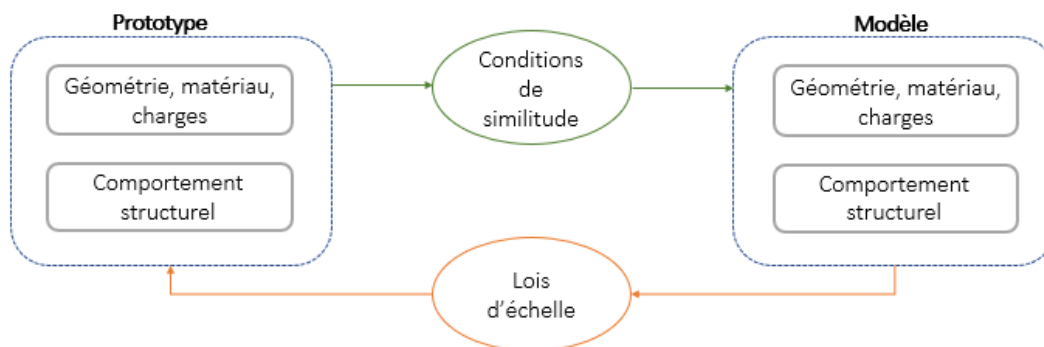


Figure 3 - Prédiction du comportement structurel d'un prototype, basé sur les résultats expérimentaux d'un modèle à l'échelle (Coutinho, Baptista et Dias Rodrigues 2018, Fig 1, traduite)

Une similarité entre deux systèmes ne peut être obtenue que si ces systèmes comportent des paramètres identiques. Dès lors, sachant que tout système peut être décrit par un ensemble unique d'équations fondamentales, nous pouvons considérer que chaque relation appartenant à un système est aussi valable pour un système similaire à celui-ci. (Balawi, Shahid et Al Mulla 2015)

Deux définitions semblent essentielles pour poser les bases de la théorie générale de similitude. Tout d'abord, Langhaar (1951) formule la similarité de manière mathématique comme suit, en introduisant le concept de facteur d'échelle :

« Une fonction f' est similaire à la fonction f , à condition que la ratio $f=f'$ soit une constante, quand les fonctions sont évaluées pour des points homologues et des temps homologues. La constante $\lambda=f'/f$ est appelée le facteur d'échelle pour la fonction f . »

Ensuite, Szucs (1980) formule que :

« La condition suffisante et nécessaire de similitude entre deux systèmes est que le modèle mathématique de l'un soit lié par une transformation bi-unique à celui de l'autre. »

Ce qui signifie qu'avec les vecteurs caractéristiques du prototype X_p et du modèle X_m qui contiennent toutes les variables et les paramètres du système étudié, une matrice de transformation $[A]$ peut être définie :

$$\{X_p\} = [A]\{X_m\} \text{ ou de manière équivalente } \{X_m\} = [A]^{-1}\{X_p\} \quad (2.1)$$

Avec :

$$[A] = \begin{bmatrix} \lambda_{x1} & \dots & 0 \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & \dots & \lambda_{xN} \end{bmatrix} \quad (2.2)$$

Cette matrice permet donc de passer du modèle mathématique du prototype à celui du modèle réduit, et vice versa. En général, cette matrice de transformation n'est pas diagonale. (Coutinho et al. 2016).

Au moyen de ces deux formulations, nous pouvons définir les facteurs d'échelle du paramètre X_i ($i=1, \dots, N$) qui sont les éléments diagonaux de la matrice $[\Lambda]$:

$$\lambda_{xi} = \frac{X_{im}}{X_{ip}} \quad (m = \text{modèle}, p = \text{prototype}) \quad (2.3)$$

Afin de produire des modèles réduits et de pouvoir les exploiter au mieux, il est important de définir plusieurs étapes nécessaires à leur conception et de comprendre la relation qui lie le comportement du modèle et du prototype. Nous pouvons à présent citer de manière non-exhaustive quelques points importants avant la réalisation d'unités d'essais réduites :

- Définir le type de modèle que l'on va produire
- Définir des facteurs d'échelles (λ) appropriés en fonction des paramètres de la géométrie structurelle
- Choisir une méthode de similitude en fonction du cas étudié et établir les conditions de similitude qui lient la réponse du comportement du modèle avec celle du prototype
- Déterminer l'effet et donc les conséquences des paramètres choisis lors de la mise à l'échelle sur la précision du modèle, dans la prédiction du comportement du prototype.

2.1.1 Méthodes de similitude

Un certain nombre de méthodes de similitude existent pour établir les conditions de similitude. Néanmoins, cette section n'a pas pour but de toutes les expliquer et de les détailler, ce qui dépasserait l'objectif de ce mémoire. L'objectif est plutôt de citer celles qui sont les plus utilisées en ingénierie structurelle, de donner une brève explication sur leur fonctionnement et de mettre en avant leurs avantages et inconvénients. Avant toute chose, il est intéressant de remarquer que la plupart des méthodes présentes à l'heure actuelle sont assez récentes et relativement peu utilisées, ce qui prouve que la recherche et le développement de nouvelles méthodes de similitude dans ce domaine sont en pleine croissance.

2.1.1.1 Analyse dimensionnelle

La méthode de similitude la plus répandue est l'analyse dimensionnelle, aussi appelée la méthode traditionnelle de similarité. Avant de la décrire, il est essentiel d'effectuer un rappel de différentes notions importantes utilisées dans celle-ci. Tout d'abord, les unités de base aussi appelées les unités fondamentales sont des unités de mesure indépendantes qui constituent un système d'unité. Elles sont au nombre de sept et comportent entre autres la longueur, la masse et le temps. Grâce à ces unités fondamentales, il est possible d'obtenir toutes les unités du système considéré et donc de décrire qualitativement tout phénomène physique. Chaque unité fondamentale est décrite au moyen d'une dimension et possède son unité de mesure dans chaque système d'unité. Le Tableau 1 reprend à titre d'exemple les différentes dimensions utiles dans le domaine structurel et leur correspondance dans le système international d'unités (SI).

Grandeur physique	Symbole de la grandeur	Symbole de la dimension	Unité SI	Symbole de l'unité
Masse	m	M	kilogramme	kg
Temps	t	T	seconde	s
Longueur	l	L	mètre	m

Tableau 1 – Dimensions de grandeurs physiques et correspondance dans le SI

L'analyse dimensionnelle s'appuie principalement sur deux concepts, repris dans le théorème de Buckingham, qui est une référence pour ce type de méthode. Le premier concept est celui d'*équation dimensionnelle homogène* ou plus simplement d'équation fondamentale. Celui-ci permet de décrire un phénomène physique valide indépendamment du choix de l'unité de mesure dans laquelle la grandeur physique est mesurée et qui contient les mêmes dimensions de part et d'autre de l'égalité. Par exemple, l'équation d'une contrainte en flexion $\sigma = \frac{My}{I}$ est valide peu importe que la force soit exprimée en Newton (N) ou en pound-force (lbf) et que la longueur soit exprimée en mètre (m) ou en inches (inch). Le second concept est celui de *pi-termes*, défini comme un ensemble de produits adimensionnels qui régissent le phénomène étudié. (Harris et Sabnis 1999)

Le principe même de l'analyse dimensionnelle est de réduire une équation dimensionnelle impliquant un nombre de grandeurs physiques (quantités physiques) à une équation équivalente de produits de groupes de variables adimensionnelles et indépendantes. Celle-ci permet dès lors de décrire une relation entre un même phénomène se produisant dans un prototype et dans un modèle. (Simites et Rezaeepazhand 1992)

Le théorème fondamental de l'analyse dimensionnelle, comme susmentionné, est plus connu sous le nom du Théorème de Buckingham ou de manière équivalente le pi-Théorème. Celui-ci stipule que :

« S'il existe une relation complète avec n grandeurs physiques X_i , et si les unités de mesure dépendent de k unités fondamentales (en général, $k=3$ (M,L,T) dans le domaine mécanique), la relation :

$$f_1(X_1, X_2, \dots, X_n) = 0 \quad (2.4)$$

Peut être réduite à une relation équivalente :

$$\Phi(\pi_1, \pi_2, \dots, \pi_m) = 0 \text{ avec } m = n - k \quad (2.5)$$

Contenant m pi-termes π_i , qui sont des produits de grandeurs indépendantes, adimensionnelles et fonctions au plus de $(k+1)$ grandeurs physiques. » (Soarez Frazao 2017)

$$\begin{cases} \pi_1 = f_2(X_1, X_2, \dots, X_k, X_{k+1}) \\ \pi_2 = f_3(X_1, X_2, \dots, X_k, X_{k+2}) \\ \dots \\ \pi_m = f_4(X_1, X_2, \dots, X_k, X_n) \end{cases} \quad (2.6)$$

Les similarités sont donc de différentes natures étant donné que chaque pi-terme renferme un ensemble de paramètres géométriques, dynamiques, cinématiques et thermiques. Pour satisfaire les exigences d'une similarité de la mise à l'échelle d'un prototype, nous parlerons alors de similitude géométrique, dynamique, cinématique et thermique respectivement. (Simites et Rezaeepazhand 1992)

Plusieurs remarques peuvent être émises par rapport à ce théorème :

- En premier lieu, nous constatons que chaque pi-terme est fonction de toutes les dimensions fondamentales indépendantes et d'une variable dépendante.
- Ensuite, si deux systèmes physiques sont égaux, mais différent uniquement en ce qui concerne l'ordre de grandeur des unités employées pour mesurer les n grandeurs physiques X_i entre un prototype et son modèle, alors leurs fonctions respectives $\Phi(\pi_1, \pi_2, \dots, \pi_m)$ seront égales. (Harris et Sabnis 1999)

Deux systèmes similaires impliquent dès lors la condition de similitude suivante :

$$\pi_j^{(m)} = \pi_j^{(p)} \text{ pour } j = 1, 2, \dots, (n - k) \quad (2.7)$$

La section 2.1.2 reviendra plus en détail sur ce concept de similarité entre deux systèmes physiques, notamment en évoquant les principaux types de modèles qui existent.

Le théorème de Buckingham présenté ci-dessus est fréquemment utilisé lorsqu'on a recours à l'analyse dimensionnelle mais il peut cependant être mis de côté dans certaines applications, au profit de lois d'échelle « basiques ». Ces dernières sont relativement simples et résultent de l'application d'une loi de puissance à un facteur d'échelle λ , défini comme le ratio entre les paramètres du prototype et du modèle. (Casaburo et al. 2019)

L'utilisation de l'analyse dimensionnelle est relativement simple et efficace pour les systèmes dont les équations fondamentales sont inconnues (systèmes compliqués ou inconnus). Il est nécessaire de s'assurer que tous les paramètres qui ont un impact significatif dans le phénomène étudié ont bien été pris en compte lors de la dérivation des pi-termes, sans quoi l'analyse dimensionnelle serait alors faussée. De plus, il convient de rester prudent lors du choix des paramètres, afin de ne pas sélectionner ceux qui n'ont que peu ou pas d'influence dans le phénomène, ce qui complexifierait inutilement l'obtention de ces pi-termes.

En règle générale, l'utilisateur de cette méthode est souvent amené à employer une approche d'essais-erreurs ainsi que des calculs laborieux, étant donné qu'il n'existe pas un ensemble unique de pi-termes et que ceux-ci n'ont pas forcément tous une signification physique. L'élaboration d'un algorithme pour cette méthode est rendue difficile par son manque de structure.

2.1.1.2 Théorie de similitude appliquée aux équations fondamentales

Une deuxième méthode couramment utilisée pour obtenir les conditions de similitude en dehors de l'analyse dimensionnelle est l'application de la théorie de similitude directement aux équations fondamentales.

Elle consiste donc à appliquer la théorie de similitude directement à un champ d'équations comportant des conditions initiales et limites, qui caractérise le comportement d'un système en ce qui concerne ses variables et ses paramètres. Comme expliqué précédemment, un prototype et son modèle sont similaires si l'ensemble de leurs champs d'équations et leurs conditions sont équivalents et invariants sous une transformation $[\Lambda]$ et $[\Lambda]^{-1}$ (2.2). De ce fait, des conditions de similitudes peuvent être tirées en définissant un facteur d'échelle et en comparant leurs différentes équations respectivement, afin de lier la géométrie, les propriétés du matériau, la structure et l'excitation du système à sa réponse. (Casaburo et al. 2019)

Afin d'illustrer brièvement cette méthode, nous pouvons prendre l'exemple d'une simple colonne encastree en pied et libre en tête, subissant un effort horizontal P en tête et en dériver les conditions de similitude. Selon la loi d'Euler-Bernoulli, l'équation fondamentale régissant cette colonne est :

$$\begin{cases} \frac{d^2 w}{dx^2} = -\frac{1}{EI} M(x) \\ M(x) = -Px \end{cases} \quad (2.8)$$

Avec :

- I = l'inertie de la section = $bh^3/12$
 - h = hauteur section
 - b = Largeur section

Condition : Pas de rotation ni de déplacement en pied de colonne

La théorie de similitude est ensuite appliquée aux équations fondamentales du prototype (p) et du modèle (m) :

$$\frac{d^2 w_p}{dx_p^2} = \frac{1}{E_p I_p} P_p x_p \quad (2.9)$$

$$\frac{d^2 w_m}{dx_m^2} = \frac{1}{E_m I_m} P_m x_m \quad (2.10)$$

Les facteurs d'échelle λ_i sont définis, ce qui permet ensuite d'écrire les variables du prototype selon la forme suivante $x_{ip} = \lambda_{xi} x_{im}$.

Les équations différentielles en fonction de ces facteurs peuvent alors être déduites :

$$\lambda_w = \frac{w_p}{w_m}, \lambda_x = \frac{x_p}{x_m}, \lambda_E = \frac{E_p}{E_m}, \lambda_I = \frac{I_p}{I_m}, \lambda_P = \frac{P_p}{P_m} \quad (2.11)$$

$$\frac{\lambda_w}{\lambda_x^2} \frac{d^2 w_p}{dx_p^2} = \frac{\lambda_P \lambda_x}{\lambda_E \lambda_I} \frac{1}{E_p I_p} P_p x_p \quad (2.12)$$

$$\lambda_I I = \frac{1}{12} \lambda_B \lambda_H^3 B H^3 \quad (2.13)$$

$$\frac{\lambda_w}{\lambda_x^2} = \frac{\lambda_P \lambda_x}{\lambda_E \lambda_I} \quad (2.14)$$

$$\lambda_I = \lambda_B \lambda_H^3 \quad (2.15)$$

$$\lambda_w = \frac{\lambda_P \lambda_x^3}{\lambda_E \lambda_B \lambda_H^3} \quad (2.16)$$

$\lambda_E = 1$: Si le matériau utilisé est le même pour le prototype et le modèle.

Ce raisonnement permet de définir les conditions de similarités pour ce cas, parmi lesquelles quatre sont indépendantes ($\lambda_E, \lambda_B, \lambda_H, \lambda_I$) et un est dépendant pour le déplacement (λ_w). Si ces conditions sont parfaitement respectées, nous obtenons une similitude parfaite ce qui nous permet de prédire

correctement le comportement du prototype. Cependant, si certaines ne sont pas satisfaites, nous avons alors un cas de similitude partielle menant à des prédictions dont la fiabilité n'est pas garantie.

L'utilisation de cette méthode est assez polyvalente et permet d'obtenir les conditions de similitudes de différentes manières, soit en introduisant les facteurs d'échelle dans les solutions (exactes ou approximées), soit de façon plus avantageuse dans les équations (sous forme dimensionnelle ou adimensionnelle) ce qui permet d'éviter le besoin de calculer au préalable les solutions analytiques. (Casaburo et al. 2019)

D'un côté, la méthode décrite ci-dessus possède non seulement l'avantage d'être structurée mais en plus de dériver des conditions de similitudes à partir des équations fondamentales d'un problème physique et donc du comportement du système étudié, avec ses différentes variables et paramètres. Cela implique que ces conditions seront plus représentatives du système et qu'elles auront une signification physique, contrairement à l'analyse dimensionnelle. D'un autre côté, le fait qu'il n'y ait pas réellement une séquence d'action standard rend impossible la mise en place d'un algorithme pour cette méthode. Il convient aussi de souligner qu'elle demande un certain effort calcul et qu'elle est évidemment plus adaptée aux problèmes physiques dont les équations fondamentales sont connues au préalable, ce qui la rend moins appropriée aux structures complexes ou nouvelles. (Casaburo et al. 2019)

2.1.1.3 Application combinée de méthodologies

En dehors des méthodes classiques de similitude les plus fréquemment utilisées dans le domaine structural (cf. sections 2.1.1.1 et 2.1.1.2), d'autres approches ont aussi émergé durant ces dernières décennies, dont une qui combine différents aspects des méthodes présentées précédemment et des aspects innovants comme par exemple l'utilisation de la méthode des éléments finis (MEF) permettant d'établir un modèle structural ainsi qu'une analyse modale.

Cette combinaison de différentes méthodologies a notamment été utilisée dans la recherche de modèles réduits adéquats dans le design de structures marines (utilisation de concepts de similarité physique, d'analyse dimensionnelle et d'équations fondamentales) ou dans la prédiction de vibrations caractéristiques d'une structure en portique à échelle réelle à partir d'un modèle réduit (utilisation de l'analyse modale et de MEF pour définir des équations matricielles du mouvement, d'analyse dimensionnelle). Une approche légèrement différente de celles mentionnées ci-dessus a été utilisée pour prédire les vibrations élastiques d'une plaque isotopique supportée élastiquement, soumise à des charges mobiles circulaires (utilisation de la théorie de similitude appliquée directement aux équations fondamentales de l'analyse dimensionnelle). Ces différentes approches utilisent donc toutes une combinaison de méthodologies dans l'optique de dériver des conditions de similitude. (Coutinho et al. 2016)

2.1.1.4 Méthode énergétique

D'autres nouvelles méthodes basées cette fois sur une approche énergétique sont aussi récemment apparues. Parmi celles-ci, nous pouvons mentionner celle basée sur le principe de la conservation d'énergie, qui sera évoquée plus en détail dans la suite de cette section ainsi qu'une autre connue sous le nom d'analyse modale asymptotique à l'échelle (AMAE ou ASMA en anglais), une approche hybride qui combine une analyse de similitude avec une analyse modale et une analyse statistique de l'énergie, dont l'intérêt sort du cadre de ce mémoire.

Comme rappelé par Casaburo et al. (2019), le principe de conservation d'énergie stipule que :

« s'il n'y a pas d'énergie perdue au cours d'une réaction, alors l'énergie de déformation U de la structure est égale à la somme de l'énergie cinétique T et du travail exercé par les forces externes W . L'équation d'énergie peut alors être exprimée sous la forme suivante :

$$U(X_i) = W(Y_j) + T(Z_k) \quad (2.17)$$

Où X_i , Y_j , et Z_k représentent l'ensemble des propriétés pour chaque type d'énergie »

Cette équation d'énergie est mise à l'échelle en appliquant un facteur d'échelle à chaque énergie simultanément dans le but d'obtenir les conditions de similitude. Celle-ci peut dès lors être réécrite sous la forme suivante, pour le prototype :

$$U(X_{im} \lambda_i) - W(Y_{jm} \lambda_j) - T(Z_{km} \lambda_k) = 0 \quad (2.18)$$

La similitude complète n'est obtenue qu'en réécrivant cette relation sous la forme suivante :

$$U(X_{im}) \phi(\lambda_i) - W(Y_{jm}) \chi(\lambda_j) - T(Z_{km}) \Phi(\lambda_k) = 0 \quad (2.19)$$

Où $\phi(\lambda_i)$, $\chi(\lambda_j)$, $\Phi(\lambda_k)$ sont des relations fonctionnelles entre les facteurs d'échelle.

Lorsque le principe de conservation de l'énergie est satisfait, la similitude complète est obtenue et nous avons alors $\phi(\lambda_i) = \chi(\lambda_j) = \Phi(\lambda_k)$. L'équation (2.19) s'écrit alors pour le modèle comme suit :

$$U(X_{im}) - W(Y_{jm}) - T(Z_{km}) = 0 \quad (2.20)$$

L'avantage de cette méthode est qu'elle est plus directe que les précédentes, dû au fait qu'elle fournit des facteurs d'échelle pour un comportement structural même si la structure est faite de plusieurs matériaux, tout en conservant le même degré de généralité et en obtenant les mêmes conditions de similitude. (Casaburo et al. 2019)

2.1.1.5 Similarité empirique

Le prototypage rapide est un groupe de techniques permettant de fabriquer rapidement un modèle réduit ou un assemblage physique en utilisant des données de conception assistée par ordinateur (CAO). La construction de ce type de pièce peut être réalisée au moyen d'une imprimante 3D. Dans ce domaine, l'analyse dimensionnelle est très souvent utilisée mais certains problèmes surviennent à cause des éventuelles distorsions dues entre autres à la différence entre le matériau utilisé pour le prototype et le modèle ou bien leur différence géométrique, amenant à diverses difficultés et imprécisions. Nous pouvons aussi citer la sensibilité de la réponse du comportement du prototypage rapide par rapport à la distorsion, à l'utilisation trop restrictive des informations, à la dépendance en coût et en temps de la complexité géométrique.

Pour pallier ces problèmes, la méthode de similarité empirique a été proposée, et s'appuie sur deux spécimens :

- Un spécimen « prototype », fabriqué par prototypage rapide et dont les caractéristiques géométriques sont simples
- Un deuxième spécimen « produit », fabriqué par le processus classique actuel

Un vecteur d'état est mesuré pour ces deux spécimens ainsi que pour le modèle réalisé par prototypage rapide et une transformation d'état est ensuite dérivée. Pour ce genre de méthode, on n'utilise plus de facteur d'échelle mais des facteurs de pondération.

L'avantage de cette méthode vient du fait que la matrice de transformation est dérivée empiriquement mais comporte l'inconvénient de devoir créer des spécimens supplémentaires ainsi que de réaliser des tests additionnels (Casaburo et al. 2019). Comme le précisent Coutinho et al. (2018), l'analyse dimensionnelle et l'application de la théorie de similitude aux équations fondamentales restent néanmoins de meilleures alternatives dans le contexte des recherches actuelles.

2.1.1.6 Analyse sensitive

Depuis peu, l'analyse sensitive a été appliquée à la théorie de similitude. L'analyse sensitive peut être définie comme l'étude qui permet d'associer l'impact d'un changement de variable (input) d'un système sur des variables définies et de prédire le résultat (output). Elle est divisée en deux; la première est l'analyse sensitive globale, utilisée lorsque l'on s'intéresse à un comportement global et la seconde est l'analyse sensitive locale, employée lorsque l'on s'intéresse à la réponse d'un point particulier de l'espace des paramètres avec une approche différentielle.

Comme expliqué par Casaburo et al. (2019), plusieurs auteurs utilisent l'analyse sensitive afin d'obtenir des conditions de similitudes adéquates. Tout d'abord, nous pouvons citer Luo et al. (2015) qui utilisent l'analyse sensitive pour obtenir des lois d'échelle pour des modèles distordus, à partir de différents principes liés à l'analyse sensitive. Dans une autre étude (Adams, Bös et Melz, A scaling method for vibrating structures using global sensitivity analysis 2016), une application statistique de l'analyse globale sensitive a été menée dans l'optique d'étudier la sensibilité d'une structure, et d'en dériver une loi d'échelle basée sur la sensibilité à partir de plusieurs régressions quadratiques. Pour finir, une analyse sensitive locale a été exploitée par Adams et al. (2018) pour déterminer un exposant utilisé dans la méthode de Buckingham, et ainsi apporter une nouvelle approche à ce type d'analyse dimensionnelle.

Grâce à ce type de méthode, il n'y a plus lieu de définir des groupes adimensionnels comme dans la Méthodes de similitude, ou de comparer les équations fondamentales comme dans la Théorie de similitude appliquée aux équations fondamentales. Le grand avantage de cette méthode est qu'il suffit uniquement de connaître d'une part le facteur d'échelle, et d'autre part les réponses. Ensuite, des équations permettent d'implémenter assez facilement l'analyse sensitive dans un algorithme pour obtenir les conditions de similitude basées sur la sensibilité, sans nécessairement connaître le comportement de mise à l'échelle. Néanmoins, l'analyse sensitive comporte plusieurs désavantages. Tout d'abord, le manque de connaissance du problème peut mener l'ASG et l'ASL à négliger certains phénomènes majeurs. Ensuite, des problèmes trop complexes peuvent mener à des calculs trop laborieux ainsi que des procédures inefficaces.

2.1.2 Les différents types de modèles

Dans la théorie de similitude, un aspect essentiel est celui du choix du modèle. En effet, une fois les conditions de similitude dérivées via l'analyse dimensionnelle, différents types de modèles peuvent être choisis pour obtenir une réponse similaire entre le prototype et le modèle, en fonction du degré de similitude. Parmi ces modèles, les trois qui sont les plus couramment utilisés dans la littérature seront développés dans le cadre de ce travail, à savoir le vrai modèle, le modèle adéquat et le modèle distordu.

A) Le vrai modèle

Un vrai modèle est un modèle qui respecte toutes les exigences requises suite à une analyse dimensionnelle, c'est-à-dire que chaque pi-terme sera égal dans le prototype et dans le modèle. Ce type de similitude est qualifié de parfait ou complet. L'objectif est ici de reproduire exactement les interactions physiques que les prototypes ont avec l'environnement extérieur, sans distorsion.

$$\pi_{ip} = \pi_{im} \text{ et } \frac{\pi_{1p}}{\pi_{1m}} = \frac{\phi(\pi_{2p}, \pi_{3p}, \dots, \pi_{np})}{\phi(\pi_{2m}, \pi_{3m}, \dots, \pi_{nm})} = 1 \quad \forall i = 1, 2, \dots, n \quad (2.21)$$

Bien que ce type de modèle soit le plus réaliste et recherché, il est assez compliqué à réaliser en raison des problèmes liés aux simulations des matériaux, des exigences techniques et physiques qu'il nécessite, telles que l'obligation d'avoir la même courbe contrainte-déformation entre le modèle et le prototype pour un facteur constant d'étirement (E_p/E_m), et certaines complexités relatives à la mise à l'échelle de différentes dimensions géométriques, ainsi que des charges appliquées. (Harris et Sabnis 1999, Moncraz et Krawinkler 1981). Étant donné les difficultés qui peuvent être rencontrées pour réaliser les vrais modèles, deux types de modèles alternatifs peuvent être réalisés pour minimiser l'erreur dans les prédictions des réponses : le modèle adéquat et le modèle distordu.

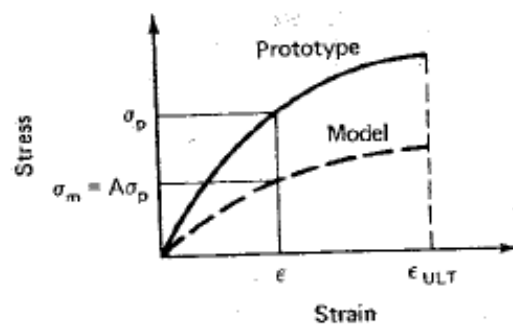


Figure 4 - Courbe σ - ϵ pour le modèle et le prototype dans le cas d'une similitude complète (Harris et Sabnis 1999, Fig 2.4),

B) Le modèle adéquat

Le premier modèle alternatif est ce qu'on désignera comme un modèle adéquat ou une similitude du premier ordre, lorsque l'équation (2.21) est approximativement égale à 1. En connaissant de manière précise le comportement d'un système, il est possible de définir que certaines restrictions dérivées de l'analyse dimensionnelle sont d'une importance dite « du second-ordre ». Ces restrictions d'un second-ordre concernent les pi-termes (conditions de similitude) dont l'influence est relativement faible dans l'obtention d'une réponse similaire entre un prototype et son modèle (Harris et Sabnis 1999). Ce type de modèle permet dans certains cas d'utiliser le même matériau dans le prototype et le modèle. (Moncraz et Krawinkler 1981)

C) *Le modèle distordu*

La seconde alternative au vrai modèle est ce qu'on appelle un modèle distordu. Celui-ci ne satisfait pas au moins une condition du premier ordre et la similitude obtenue n'est que similitude partielle (Harris et Sabnis 1999). La distorsion peut se faire par une dissimilarité au niveau des conditions initiales et frontières, de la géométrie ou des propriétés des matériaux (coefficient de Poisson différent entre le modèle et le prototype). Ce type de modèle reste relativement peu utilisé dans les études sismiques de problème non linéaire à cause de la difficulté de corriger les prédictions pour tenir compte de l'influence de la violation d'une condition de similitude importante. (Moncraz et Krawinkler 1981)

2.1.3 Lois de similitude

Le respect des lois de similitude permet aux modèles de prédire avec une certaine fiabilité les performances d'un prototype au moyen de tests spécifiques, dans le but de valider une méthode. De manière générale, la loi de similitude géométrique dans le domaine élastique est utilisée pour les modèles réduits.

Kim et al. (2004) mettent en avant trois lois de similitude basées respectivement sur la masse, le temps et l'accélération avec le même facteur d'échelle λ pour la force et la longueur. Ils les vérifient ensuite via des tests pseudo-dynamiques sur des modèles réduits de colonne en acier dont le matériau est le même que celui du prototype. Les problèmes de chargement relatifs au temps tels que celui-ci, nécessitent de considérer, selon l'analyse dimensionnelle, trois facteurs d'échelle indépendants représentant trois dimensions fondamentales (M, L, T). Ensuite, il suffit simplement d'obtenir les autres facteurs d'échelle selon la méthode.

Lorsque le même matériau est utilisé pour le prototype et le modèle, le facteur d'échelle pour la contrainte est égal à l'unité. Dès lors, plusieurs possibilités peuvent être envisagées en fonction des dimensions sélectionnées et sont résumées dans le Tableau 2.

A) *Loi basée sur la masse*

L'avantage de cette loi réside dans l'utilisation d'un facteur d'échelle λ^3 pour la masse, ce qui permet de ne pas avoir recours à de la masse ajoutée supplémentaire. Néanmoins, le facteur d'échelle du temps est λ , ce qui signifie une compression du temps. C'est donc relativement compliqué pour les tests dynamiques tels que les tables vibrantes qui nécessitent une certaine vitesse mais plus aisé pour les tests pseudo-dynamiques menés de manière statique.

B) *Loi basée sur le temps*

Cette loi est généralement utilisée lorsque les forces de gravité sont négligeables pour l'obtention des réponses du modèle réduit et considère le temps comme une dimension de base. Cette loi permet de garder les effets dus à la fréquence mais reste très limitée dans le domaine inélastique (les forces ne sont plus proportionnelles aux déplacements) et demande l'ajout d'une masse à cause du facteur λ pour la masse.

C) *Loi basée sur l'accélération*

La loi de similitude basée sur l'accélération implique que le facteur d'échelle de l'accélération soit égal à l'unité pour simuler les forces d'inertie ainsi que de gravité. Cependant, cette loi demande l'ajout de masse aux modèles (λ^2) et un temps compressé ($\lambda^{1/2}$) pour réaliser les tests dynamiques en temps réel. Elle est plutôt avantageuse pour les tests pseudo-dynamiques où la masse et le temps sont considérés de manière numérique via un logiciel.

Quantité	Dimension	Facteur d'échelle		
		Loi basée sur la masse	Loi basée sur le temps	Loi basée sur l'accélération
Longueur	L	λ	λ	λ
Masse	M	λ^3	λ	λ^2
Temps	T	λ	1	$\lambda^{1/2}$
Contrainte	$ML^{-1}T^{-2}$	1	1	1
Vitesse	LT^{-1}	1	λ	$\lambda^{1/2}$
Accélération	LT^{-2}	λ^{-1}	λ	1
Force	MLT^{-2}	λ^2	λ^2	λ^2
Raideur	MT^{-2}	λ	λ	λ
Amortissement	MT^{-1}	λ^2	λ	$\lambda^{3/4}$
Fréquence	T^{-1}	λ^{-1}	1	$\lambda^{-1/2}$
Moment	ML^2T^{-2}	λ^3	λ^3	λ^3

Tableau 2 - Lois de similitude conventionnelles

2.5. Mise à l'échelle du béton armé

Pour étudier la mise à l'échelle du béton armé dans la littérature existante, la première étape fut la réalisation de tableaux comparatifs sur base de critères, qui seront détaillés dans la suite de cette section. Ces tableaux, l'un relatif au béton et l'autre à l'acier utilisés pour les armatures, ont permis de comparer, pour une quinzaine d'article, les techniques de mise à l'échelle des matériaux constituant les prototypes. Ceux-ci reprennent également diverses informations importantes, telles que le type de chargement ou de rupture, les facteurs d'échelle utilisés pour les tests et le principe de similitude choisi pour la mise à l'échelle. Ces tableaux sont disponibles à l'Annexe A.

Grâce à ces tableaux, nous avons pu conclure que la technique la plus répandue pour la mise à l'échelle d'éléments structuraux (poutres, colonnes, ...) est la mise à l'échelle géométrique, aussi appelée dimensionnelle, c'est à dire une transformation linéaire par un même facteur d'échelle dans toutes les directions.

Pour avoir une similitude parfaite entre les matériaux du prototype et du modèle, ils doivent avoir la même courbe contrainte-déformation sur tout leur processus de chargement jusqu'à la rupture, tout en respectant des conditions de similitude. (Moncraz et Krawinkler 1981, Kim, El-Attar et White 1988, Kunnath et al. 1997) En réalité, les processus expérimentaux étudiés admettent le plus souvent comme acceptable l'hypothèse d'avoir seulement un ou plusieurs des points principaux de cette courbe qui soient identiques. Ces points principaux sont :

- o La résistance ultime à la compression : f_c
- o La résistance ultime à la traction : f_t
- o La limite d'élasticité : f_y
- o Le module d'élasticité : E
- o Le taux de déformation : ϵ

Les points de similitude sont choisis en fonction du type de chargement ou de rupture souhaité. Par exemple, si c'est le comportement élastique qui est étudié, la similitude de la limite d'élasticité peut suffire car le comportement plastique n'intervient pas dans l'étude. De même si l'élément est étudié en compression simple, la similitude de la résistance à la traction n'est pas primordiale.

La difficulté principale de la modélisation à échelle réduite de structures réside dans la satisfaction des conditions de similitude pour reproduire le comportement précis du prototype, depuis son chargement initial et jusqu'à sa rupture. Dans le cas du béton armé, qui est un matériau composite constitué à la fois de béton et d'acier, son comportement est influencé par de nombreux paramètres et phénomènes. Les principaux sont les suivants :

- o La résistance à la compression et à la traction du béton
- o La limite d'élasticité et la résistance en traction de l'acier (les barres d'armatures)
- o L'interaction entre l'acier et le béton – cette interaction est importante car elle permet aux deux matériaux de répondre comme un matériau composite unique.
- o La fissuration car la résistance du béton armé en dépend fortement.

La résistance à la traction du béton ne doit pas être négligée car elle provoque l'apparition des premières fissures dans le béton et a donc une influence sur le comportement en flexion de l'élément en béton armé (Figure 5) mais aussi sur l'interaction acier-béton. Or, nous verrons à la section 2.5.1 que cette résistance à la traction du béton est un problème récurrent dans la conception des modèles.

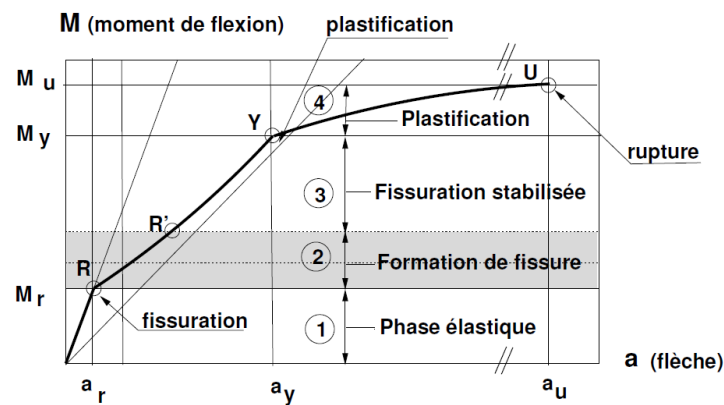


Figure 5 - Comportement en flexion d'un élément en béton armé (Cap 2018, pg 206)

Il est important de reproduire au mieux toutes les caractéristiques du béton armé afin d'obtenir la similitude la plus complète possible. Toutes les distorsions entre le prototype et le modèle doivent être identifiées pour pouvoir en évaluer les conséquences.

Cependant, il y aura toujours des effets d'échelle difficilement prévisibles. Effectivement, Lirola et al. (2017) expliquent qu'un élément de petite taille donnera l'impression d'être plus résistant qu'un élément plus grand pour un matériau identique. L'expérience décrite est celle menée par E. Mariotte (1620–1684) sur une bobine de corde. Dans une même bobine, des morceaux longs et courts sont coupés et soumis aux mêmes chargements. Suite à cette expérience, les morceaux les plus courts donnent l'impression d'avoir une résistance plus élevée mais ceci est dû au fait qu'il y a moins de chance que les morceaux courts contiennent des défauts par rapport aux morceaux les plus longs.

2.5.1. Béton

Les critères principaux servant de base pour la comparaison entre les articles sont la composition du béton, les granulats et leur taille, la résistance en compression et en traction, ainsi que les variations entre les courbes contraintes-déformations du prototype et du modèle.

Tout d'abord, les pratiques concernant la composition du béton des modèles réduits vont être passées en revue. La pratique la plus courante pour le béton des modèles est l'utilisation de micro-béton dans le but d'éviter que la dimension des granulats ne soit trop importante par rapport à la taille du modèle et à l'espacement entre les armatures. La composition du micro-béton est assez similaire à celle du béton classique : c'est un mélange en proportion variable, selon la résistance souhaitée d'eau, de ciment, de sable et de fins granulats et surtout sans gros granulats. L'avantage du micro-béton est que les différents composants en proportion adéquate permettent d'obtenir une grande gamme de résistances. (Moncraz et Krawinkler 1981). Pour les tests à grande échelle jusqu'à environ 1:2, l'usage du béton classique est le plus courant. (Tableau 3)

Pour les échelles relativement petites, d'autres alternatives sont mises en place. Par exemple Knappett et al. (2011) travaillent à l'échelle 1:40 et remplacent dans le modèle la matrice de ciment par du plâtre. De fait, à l'échelle 1:40, la taille des granulats classiques composant le béton serait du même ordre de grandeur que la largeur de la poutre. Des mortiers à base de gypse avec du sable siliceux à la place des granulats sont donc développés pour remplacer le béton du modèle. Le sable siliceux est utilisé car la distribution de taille des particules est semblable à celle de gros granulats mis à échelle. Dans ce cas précis, le but est d'obtenir un module de rupture qui est le plus proche possible de celui du béton du prototype, et ce grâce à des tests de flexion sur différents mélanges, dont le rapport eau/plâtre varie.

Article	Echelle	Composition du béton
(Knappett et al. 2011)	1:40	Plâtre
(Kunnath et al. 1997)	1:4	Micro-béton – $D_{max} = 12\text{mm}$
(Lu et al. 1998)	1:2 et 1:3	Béton classique – $D_{max} = 25\text{mm}$
	1:5,5	Micro-béton – $D_{max} = 5\text{mm}$
(Nemecek et Bittnar 2004)	1:1 - 1:2 - 1:4	Béton classique pour toutes les échelles
(Kim, El-Attar et White 1988)	1:6 to 1:10	Micro-béton
(Bett et al. 1985)	2:3	Béton prêt à l'emploi
(Lam 2003)	1:3	Pas d'information précise
(Laefer et Erkal 2016)	1:10	Calcaire comme fin granulat
(Ohtaki 2000)	1:2	Granulats réduits (à l'échelle)- $D_{max} = 10\text{mm}$
	1:4	Granulats réduits (à l'échelle)- $D_{max} = 5\text{mm}$
(Belgin et Sener 2008)	1:2 - 1:4	Granulats de taille modérée - $D_{max} = 10\text{mm}$
(Litle et Paparoni 1966)	1:1	Béton - $D_{max} = 25\text{mm}$ et Mortier - $D_{max} = 0,84\text{mm}$
	1:3	Micro-béton - $D_{max} = 9,5\text{mm}$ et Mortier - $D_{max} = 0,84\text{mm}$
	1:6 - 1:12 - 1:24	Mortier - $D_{max} = 0.84\text{mm}$
(Moncraz et Krawinkler 1981)	1:14,4	Gypse – Mortier de ciment et micro-béton (meilleure solution)
(Abrams 1987)	3:4	Béton classique – $D_{max} = 20\text{mm}$
	1:4	Micro-béton – $D_{max} = 7\text{mm}$
	1:12	Mortier (sable fin et épais)
(Kinoshita et Yamamoto 2015)	1:10 - 2:10 - 1:2 and 1:1	0.2 : béton classique et mortier 0.1 : mortier

Tableau 3- Récapitulatif de la composition des bétons des modèles dans différents articles

Moncraz et Krawinkler (1981) présentent l'usage de trois matériaux différents pour modéliser le béton du prototype : le plâtre, le mortier de ciment et le micro-béton. C'est la taille du prototype qui influence le choix du matériau du modèle, le plâtre sera employé pour les plus petites échelles, le mortier pour les échelles moyennes et le micro-béton pour les échelles plus grandes mais qui restent tout de même généralement inférieures à 1:2. Ces trois matériaux comportent tous des avantages et des inconvénients, mais c'est au final le micro-béton qui a la plus grande acceptation en tant que matériau pour les modèles, du fait qu'il est composé des mêmes matériaux que le béton.

Nous allons maintenant passer en revue les courbes contraintes-déformations des bétons des prototypes et des modèles ainsi que les différences observées. La Figure 6 montre que le comportement du béton dépend à la fois du comportement de la pâte de ciment et des granulats. Cette courbe dépend aussi de leur interaction (Sciame 2013). Comme la composition change entre les bétons des prototypes et des modèles, des variations de comportement entre ces deux bétons sont à prévoir. Vu qu'il est très difficile d'avoir une similitude parfaite des courbes contraintes-déformations, il est courant dans la littérature de se focaliser sur un point de cette courbe pour le béton du modèle (résistance à la compression, à la traction, raideur...). C'est ce point qui est souhaité être identique pour que le modèle reproduise au mieux le comportement du prototype étudié. Notons que le micro-béton n'est peut-être pas parfaitement maîtrisé car différents programmes expérimentaux passent par la réalisation de plusieurs mélanges pour obtenir les caractéristiques mécaniques souhaitées. Ces différents mélanges varient par leur rapport eau/ciment, la quantité de granulats,... et sont donc spécifiques pour chaque test expérimental.

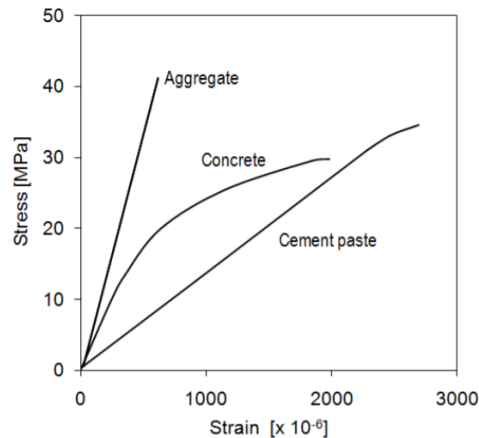


Figure 6 - Courbes contraintes-déformations: béton, agrégats et pâte de ciment (Sciume 2013, Fig 2.12)

De manière générale, le micro-béton possède une raideur (E) inférieure, une capacité de déformation en compression (ϵ_u) supérieure et une résistance à la traction (f_t) plus élevée et ce pour deux échantillons ayant la même résistance à la compression (f_c). (Kim, El-Attar et White 1988). Sur la Figure 7, les différences de comportement entre du béton classique (ligne continue) et différentes compositions de micro-béton (lignes discontinues) pour des échantillons soumis à un effort de compression sont observables. Dans cette étude, c'est la résistance à la compression qui a été le critère principal dans l'élaboration de la composition du micro-béton.

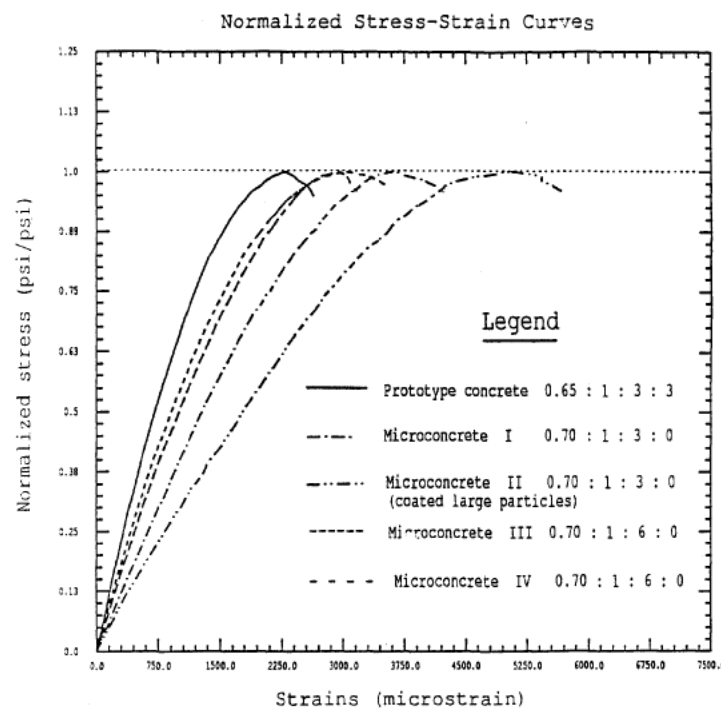


Figure 7 - Courbes contraintes-déformations: béton et micro-béton (Kim, El-Attar et White 1988, Fig. 2.7)

Dans l'article « Reinforced concrete scaled columns under cyclic action » (Lu et al. 1998), l'attention est portée sur la résistance en traction du micro-béton qui se veut identique à celle du béton classique utilisée pour le prototype. Pour parvenir à ce résultat, plusieurs compositions de micro-béton ont été réalisées et testées. La Figure 8 représente les courbe contraintes-déformations en compression du béton classique ($f_{ct}=2,85\text{MPa}$) et du micro-béton obtenu avec une résistance à la traction identique ($f_{mct}=2,77\text{MPa}$). Nous y observons, que la résistance à la compression du micro-béton est inférieure à

celle du béton classique. Ce phénomène est en accord avec le fait que quand la résistance à la compression est similaire pour le béton classique et le micro-béton, la résistance en traction de ce dernier est alors supérieure. Cette diminution de résistance à la compression avec une résistance à la traction semblable pour du micro-béton ainsi que pour du mortier est également observée chez Abrams (1987) grâce aux courbes contraintes-déformations et aux valeurs des propriétés mécaniques qu'il fournit pour un béton classique ($D_{\max} = 20\text{mm}$), un béton aux granulats réduits ($D_{\max} = 7\text{mm}$) et un mortier.

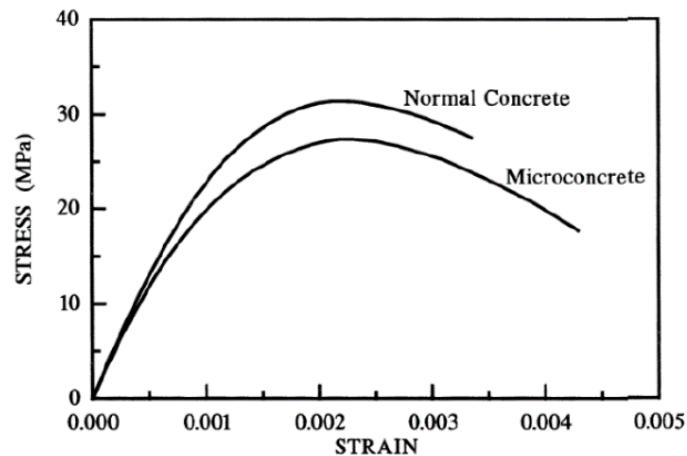


Figure 8 - Comportement en compression de béton et de micro-béton ayant une même résistance en traction (Lu et al. 1998, Fig. 2a)

Knapett (2011) met l'attention sur le module de rupture du béton composant le modèle, qu'il souhaite être le plus semblable à celui du béton du prototype afin d'obtenir une bonne approximation de son comportement lorsqu'il subit de la flexion. Dans ce type de chargement, le module de rupture est le facteur déterminant la résistance, et est trouvé grâce aux valeurs de résistance à la flexion du béton correspondant plus au moins à la résistance à la traction.

L'utilisation du gypse (plâtre) peut être une bonne alternative dans le cas d'étude en domaine élastique de par une mise œuvre facile, et une courbe contraintes-déformations linéaire. Néanmoins, son utilisation pour des études jusqu'à la rupture n'est pas optimale car le gypse ne possède pas une résistance à la compression suffisante et dispose d'une résistance à la traction excessive pour modéliser correctement le béton classique. (Moncraz et Krawinkler 1981)

Litle et Paparoni (1966) comparent le comportement en flexion de poutres en béton, en micro-béton et en mortier. Pour les trois matériaux testés avec une même résistance à la compression, ils observent par rapport au béton classique une diminution du module d'élasticité pour le béton avec du petit granulats et une réduction de moitié de ce module d'élasticité pour le mortier. Les poutres en mortier soumises à la flexion possèdent aussi une capacité de déformation avant rupture plus importante que les autres.

Ces exemples confirment que l'augmentation de la résistance à la traction est un problème récurrent dans les bétons (micro-bétons, mortiers et plâtres) des modèles. Cette augmentation de la résistance à la traction a une influence dans le cas de structures chargées en flexion principalement au début du chargement. Cette augmentation de la résistance à la traction entraîne une fissuration plus tardive et moins de dégradation causée par un effort cyclique. (Kim, El-Attar et White 1988)

Kim et al. (1988) suggèrent que la résistance à la traction du béton dépend fortement de l'interaction entre la pâte de ciment et les granulats. Ils souhaitent donc diminuer cette interaction en recouvrant de plastique les granulats présents dans une de leurs mixtures de micro-béton. Cette

solution diminue effectivement la résistance à la traction du micro-béton mais en diminue aussi fortement la résistance en compression. Cette proposition de solution n'est donc pas applicable pour modéliser correctement le béton du prototype.

2.5.2. Acier – Renforcement

Les critères principaux pour la comparaison entre les aciers sont le choix des barres d'armatures, le pourcentage de renforcement et les courbes contraintes-déformations au niveau de la limite élastique et du point de rupture.

Comme il n'existe pas commercialement des barres d'armatures de tous les diamètres, la pratique la plus répandue pour le choix des armatures du modèle est de choisir des barres parmi celles disponibles sur le marché et de leur faire subir un éventuel traitement (détaillé dans ce qui suit). Il faut alors opter pour des armatures dont le diamètre est le plus proche possible de celui souhaité c'est-à-dire de la valeur obtenue en appliquant le facteur d'échelle sur le diamètre des armatures du prototype. Ceci est fait dans le but de respecter au mieux les conditions de similitude géométrique qui sont d'application dans ces études. Effectivement, ce sont les diamètres de chaque armature qui sont réduits du facteur d'échelle choisi pour l'expérience. Le principe de similitude géométrique est respecté pour chacun des composants du prototype pris séparément.

Les barres nervurées, couramment utilisées comme armatures dans les structures en béton armé, existent pour des diamètres jusqu'à minimum 6mm. Dès lors, quand les modèles réduits nécessitent des diamètres correspondant à cette gamme, le choix se porte principalement vers ce type de barres, tout en choisissant le diamètre commercialement disponible le plus adéquat. (Lu et al. 1998, Nemecek et Bittnar 2004, Belgin et Sener 2008, Abrams 1987).

Pour modéliser le renforcement, il existe d'autres possibilités, certes beaucoup moins courantes, telles que l'utilisation de barre simple (lisse) de diamètre 9,5mm (Litle et Paparoni 1966, Echelle 1:3) ou de diamètre 3mm, de tige filetée ou encore de barres qui sont nervurées en répliquant à l'échelle les nervures des armatures du prototype (Kim, El-Attar et White 1988).

Quand les facteurs d'échelle sont plus petits et que le renforcement du modèle nécessite des armatures dont le diamètre est inférieur à 6mm, il convient alors d'utiliser un autre type de renforcement pour modéliser le ferrailage. Moncraz et al. (1981) choisissent par exemple une échelle (1:14,4) sur base d'acier existant pour les armatures du modèle. Leur choix se porte sur des fils d'acier doux lisses et en bobine. Abrams (1987), pour sa plus petite échelle utilisée (1:12), opte également pour des fils lisses de calibre standard aux Etats-Unis de 2,33mm de diamètre (No. 13). Little et al. (1966) utilisent des fils standards recuits noirs (No. 8 – No. 14 and No. 18) pour leurs tests à des très petites échelles ($\leq 1:6$). Knapett et al. (2011) travaillent quant à eux à une échelle encore plus faible (1:40) et utilisent des fils lisses en acier inoxydable de 0,58 et 0,26mm de diamètre pour modéliser le renforcement.

Les armatures choisies pour les modèles ne possèdent pas toujours exactement la même courbe contraintes-déformations que les aciers du prototype. Des traitements sont possibles afin d'atténuer une partie des divergences de l'acier du modèle. Ceux-ci sont détaillés dans la suite de cette section.

Un problème mis en avant par différents articles (Kunnath et al. 1997, Kim, El-Attar et White 1988, Lu et al. 1998, Abrams 1987) pour la mise à échelle de l'acier est que les barres de plus petit diamètre n'ont pas la même courbe contraintes-déformations que les barres d'armature de plus gros diamètre. La Figure 9 montre que la limite d'élasticité des barres de 6mm (1) est bien supérieure à celle des armatures de 12 mm (2) qui est elle aussi supérieure à la limite d'élasticité des armatures de 16mm (4).

La solution qu'ils proposent est de soumettre les armatures à un traitement thermique, qui consiste à chauffer et refroidir les aciers à des températures prédéfinies et pendant un temps précis, dans le but de modifier leurs propriétés mécaniques. L'objectif principal est de diminuer la limite d'élasticité des barres afin d'avoir une limite élastique identique pour toutes les armatures utilisées. Malheureusement, ce type de traitement a aussi pour conséquence de diminuer la résistance ultime de l'acier. Il n'est donc pas une solution parfaite pour reproduire le comportement du modèle au-delà de sa limite d'élasticité.

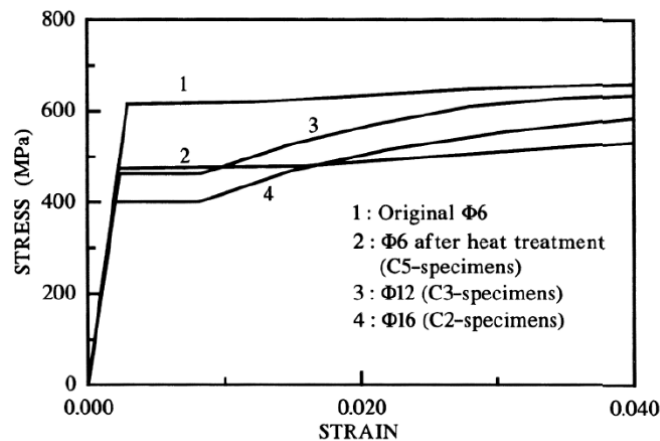


Figure 9 - Courbes contrainte-déformation de plusieurs barres d'armatures (Lu et al. 1998, Fig 2b)

Dans le cas de petites échelles, les armatures peuvent être modélisées par des fils d'acier doux qui possèdent une limite d'élasticité inférieure à celle désirée. Moncraz et al. (1981) modélisent les armatures de leurs prototypes (28,6mm) par des fils de 2mm (échelle 1:14,4). Ces fils ont une limite d'élasticité de 255MPa or celle-ci devrait être supérieure à 414MPa pour modéliser correctement le prototype. Pour augmenter leur limite d'élasticité, ces fils vont être roulés à froid entre des roues dentées afin de porter la résistance jusqu'à 440MPa. La conséquence générale de ce type de traitement mécanique est un durcissement de l'acier : la limite d'élasticité augmente mais la ductilité diminue. Si nécessaire, un traitement thermique peut suivre le roulage à froid pour rediminuer la limite d'élasticité ou pour augmenter la ductilité des fils (Kim, El-Attar et White 1988, Moncraz et Krawinkler 1981). Little et al. (1966) utilisent des fils d'acier noir recuits disponibles commercialement mais qui ont déjà été traités thermiquement.

Selon le type de tests, les variations de résistance peuvent s'avérer sans conséquences, et les traitements inutiles. Par exemple, Belgin et al. (2008), observent également une augmentation de la limite d'élasticité avec la diminution du diamètre des armatures. Ils mesurent les limites d'élasticité moyennes suivantes : 530MPa pour les $\phi 8$, 514MPa pour les $\phi 16$ et 407MPa pour les $\phi 32$. Cependant, comme ils étudient le comportement de poutres trop fortement armées, l'acier des armatures reste en phase élastique et ces différences de valeurs n'ont donc pas d'influence majeure.

2.5.3. Interaction acier-béton

L'interaction béton-acier dans le béton armé est un facteur essentiel influençant le mode de fissuration et le comportement structural d'un élément chargé jusqu'à la rupture et ce principalement après la phase élastique. Cette interaction est assez difficile à mesurer mais ne peut pas être négligée, ce qui est pourtant souvent le cas. Au travers de la littérature existante qui est étudiée pour la réalisation de ce travail, la tendance générale pour les modèles réduits est une interaction béton-acier

plus faible. Dans cette section, les facteurs influençant cette interaction seront abordés et des méthodes proposées pour augmenter cette force d'interaction seront détaillées.

Le diamètre et le ratio des armatures, la taille des granulats ainsi que la taille et l'espacement des rainures dans les armatures sont des paramètres qui influencent la force d'interaction entre le béton et l'acier (Moncraz et Krawinkler 1981, Kinoshita et Yamamoto 2015). L'influence de ces paramètres peut être observée sur la Figure 10. Les modèles réalisés avec des matériaux sans gros granulats c'est-à-dire le micro-béton mais principalement le plâtre et le mortier ont des forces d'interaction plus faibles. Cette force d'interaction est encore réduite si les barres d'armatures sont lisses. (Moncraz et Krawinkler 1981, Knappett et al. 2011, Abrams 1987)

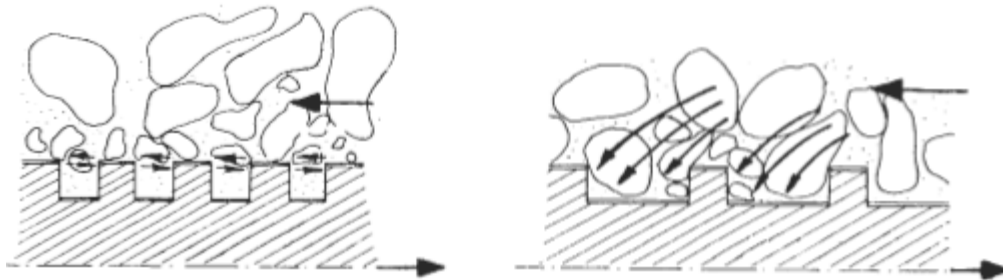


Figure 10 - Principes de l'interaction béton-acier (Moncraz et Krawinkler 1981, Fig. 7.26).

Lu et al. (1998) réalisent des tests d'extraction pour comparer la force d'interaction entre du béton classique et grosses armatures ($\varphi 12$, $\varphi 16$) et entre du micro-béton et des fines armatures ($\varphi 6$). Les résultats révèlent, comme attendu, une interaction plus faible entre le micro-béton et les fines armatures de $0.23f_c$ contre $0.37f_c$ pour l'interaction entre le béton classique et les grosses armatures.

Il est cependant possible d'augmenter la force d'interaction dans les modèles par un traitement chimique ou mécanique des barres d'armatures. Moncraz et al. (1981) proposent de traiter mécaniquement les barres lisses en les roulant à froid entre des roues crantées ce qui a pour objectif de créer des petites rainures. Ils présentent également un traitement chimique réalisé dans une autre étude qui consiste à galvaniser les armatures du modèle de zinc ce qui entraîne une interaction chimique forte avec du ciment riche en chrome. Knapett et al. (2011) utilisent quant à eux des armatures lisses recouvertes d'une résine d'époxy afin d'augmenter l'interaction acier-béton et de modéliser les effets d'emboîtement des granulats avec les armatures rainurées.

3. Préparation du programme expérimental

3.1. Descriptif du programme expérimental

Le programme expérimental consiste à soumettre huit colonnes à un effort horizontal cyclique de manière quasi-statique en tête de celles-ci. Parmi ces huit colonnes, deux sont à taille réelle, trois à l'échelle 3:4 et trois à l'échelle 1:2. Le but de ces tests expérimentaux est d'étudier et de caractériser l'influence de différents paramètres, qui seront détaillés dans la section 3.2, sur le comportement structural des colonnes à échelle réduite. Cette étude a pour objectif de généraliser les critères de mise à l'échelle, qui sont souvent peu détaillés, pour que les tests en laboratoire sur des modèles réduits soient les plus fiables possible.

Les colonnes sont toutes encastrées à leur base et libres en tête. Elles sont chargées cycliquement et horizontalement en tête à l'aide d'un vérin qui va imposer un déplacement en tête dans chaque sens de manière incrémentale. (Figure 11).

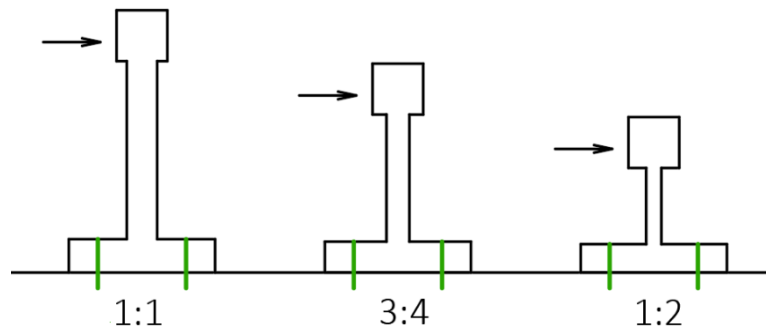


Figure 11 - Dispositif expérimental : Schéma des trois tailles de colonnes

Ces huit colonnes en béton armé renforcées longitudinalement et transversalement possèdent une section carrée ainsi que les dimensions suivantes :

- Deux colonnes 1:1, appelées colonnes C1A et C1B : 300 x 300mm de côté - 2m de haut.
- Trois colonnes 3:4, appelées colonnes C2A, C2B et C2C : 225 x 225mm de côté - 1,5m de haut.
- Trois colonnes 1:2, appelées colonnes C3A, C3B et C3C : 150 x 150mm de côté - 1m de haut.

La hauteur des colonnes effective est mesurée entre le haut du socle qui sert à l'encastrement et le point d'application du vérin, situé au milieu du bloc de tête. Dans la suite de ce travail, le terme colonne sera utilisé pour qualifier les demi-colonnes encastrées en base et libres en tête.

3.2. Choix des paramètres d'étude des colonnes

Les deux paramètres d'étude pour le comportement des colonnes à échelle réduite sont la taille des barres d'armatures et la taille des granulats présents dans le béton.

A travers la lecture de différents articles, un manque de similitude pour l'interaction béton-acier est observé. Cette interaction est un des paramètres qui est le moins étudié ou le moins correctement reproduit dans les modèles à échelle réduite. Cette interaction est d'ailleurs mentionnée par certains auteurs comme un point d'amélioration possible dans leur programme expérimental (Lu et al. 1998).

Deux constatations principales sont faites concernant le ferrailage d'éléments structuraux en béton armé à échelle réduite:

- Il existe un manque de similitude pour l'interaction béton-armatures.
- Les propriétés mécaniques des barres varient en fonction de leur diamètre. Par exemple, les barres de plus petit diamètre ont une limite d'élasticité et une contrainte ultime de résistance en traction supérieure.

A partir de ces deux constats, la première idée est de jouer sur le diamètre des armatures en gardant le même pourcentage de renforcement longitudinal entre les prototypes et les modèles. En considérant que le diamètre des armatures n'est pas mis à l'échelle de manière stricte, deux possibilités sont envisageables. Soit le nombre d'armatures et leur configuration restent les mêmes, soit le nombre d'armature est modifié. En ce qui concerne l'aire d'acier, les lois de similitude géométrique entre le prototype et le modèle sont respectées de manière globale mais pas pour chaque élément pris séparément. Le but est de comparer les résultats obtenus pour ces colonnes à ceux obtenus pour des colonnes dont les barres d'armatures auront été strictement mises à l'échelle c'est-à-dire dont le diamètre de chaque barre aura été divisé par le facteur d'échelle. Cette mise à l'échelle de l'aire d'acier sera faite en gardant le même béton, de sorte à observer l'influence du diamètre des armatures sur l'interaction acier-béton.

Ensuite, comme mentionné précédemment, la plupart des expériences sur des modèles réduits sont faites avec du micro-béton ou du béton dont la taille maximale des granulats est diminuée. Cependant, l'influence de ce type de béton sur les résultats obtenus n'est pas tout à fait connue et prise en compte. Dès lors, il semble intéressant d'étudier l'influence de ce paramètre en comparant le comportement structurel de colonnes mises à l'échelle composées d'une part d'un béton avec un granulats classique et d'autre part d'un béton avec un granulats réduit.

3.3. Dimensionnement des colonnes : prototype et modèles

3.3.1. Contraintes et hypothèses

Pour le choix des échelles des modèles du programme expérimental, une « grande » échelle (3:4) et une « petite » échelle (1:2) ont été adoptées, dans le but d'avoir des modèles réduits de taille suffisamment différente pour pouvoir observer d'éventuelles variations dans le comportement structurel des colonnes. Il est néanmoins espéré qu'avec la mise à l'échelle de chaque composante des colonnes comme spécifié ci-dessous, nous obtiendrons une réponse relativement similaire entre chaque modèle et les prototypes.

Afin de mettre correctement les différentes colonnes à l'échelle, la méthode de l'analyse dimensionnelle expliquée précédemment (section 2.1.1.1) a été suivie. Les essais dans le cadre de ce mémoire sont réalisés de manière quasi-statique, ce qui signifie que la vitesse imposée au vérin pour effectuer le déplacement souhaité en tête des colonnes est relativement faible, de sorte que les effets dynamiques non désirés. Cela signifie entre autres que dans l'analyse dimensionnelle, le facteur d'échelle pour le temps peut être pris comme égal à 1 ($\lambda_{\text{temps}}=1$) et que la loi basée sur la masse peut être suivie. Les dimensions géométriques des colonnes ainsi que leur renforcement sera directement déduit par les facteurs d'échelles $\lambda_{3:4}=4/3$ et $\lambda_{1:2}=2$ respectivement pour les colonnes à échelles 3:4 et 1:2. Par exemple pour définir la hauteur des colonnes de chaque modèle, la formule suivante sera utilisée:

$$\lambda_l = \frac{l_{\text{prototype}}}{l_{\text{modèle}}} \rightarrow l_{\text{modèle}} = \frac{l_{\text{prototype}}}{\lambda_l} \quad (3.1)$$

Où : λ_l = facteur d'échelle relatif aux termes linéaires géométriques

$l_{\text{prototype}}$ = longueur du prototype

$l_{\text{modèle}}$ = longueur du modèle

Une première contrainte qui a guidé notre choix pour le ferrailage est que tous les diamètres d'armatures ne sont pas disponibles sur le marché, ce qui a pour conséquence qu'une mise à l'échelle parfaite du ferrailage n'est pas toujours possible et réalisable. En vue d'éviter ce problème lié au renforcement longitudinal, les facteurs d'échelle et les armatures de la colonne à taille réelle ont été choisis en fonction des barres existantes et disponibles, dans le but de respecter au mieux les conditions de similitude et de garder le ratio d'armature longitudinale constant entre les huit colonnes.

Cependant, la mise à l'échelle du renforcement transversal n'a pas pu être aussi précise que celle réalisée pour le renforcement longitudinal dû au fait que, contrairement à ce qui était souhaité, les entreprises contactées pour le ferrailage ne travaillent pas avec des barres de diamètre inférieur à 8mm. Cette deuxième contrainte entraîne une différence notable entre le taux d'armatures transversales des colonnes aux différentes échelles pour des espacements correctement mis à l'échelle. Cela a pour conséquence d'augmenter la résistance à l'effort tranchant des colonnes et d'augmenter le confinement du béton. Il faudra dès lors être attentif à ce point qui pourrait avoir une influence significative sur la ductilité des éléments (cf. section 3.5.2).

Le ferrailage des colonnes à taille réelle a été établi en respectant l'Eurocode 8, qui concerne la conception et le dimensionnement de structures parasismiques. Selon cet Eurocode, le ferrailage minimal des colonnes peut être calculé soit selon une haute classe de ductilité (DCH), soit selon une classe de ductilité moyenne (DCM) ou soit selon une classe de ductilité faible (DCL) en fonction notamment de la classe de l'acier utilisé. L'acier BE 500S employé pour la fabrication des colonnes est de classe B, ce qui signifie que les colonnes devraient normalement être dimensionnées selon le critère de ductilité moyenne (Bisch et al 2012). Cependant, après avoir testé les barres d'armatures (cf. section 4.1), celles-ci respectent aussi les critères de ductilité des aciers de la classe C. Nous avons donc fait en sorte que les colonnes respectent les critères de dimensionnement DCH pour qu'elles puissent être considérées comme des colonnes de haute ductilité considéré comme le critère le plus contraignant. Les classes d'acier sont détaillées dans l'Eurocode 2 et sont fonction du rapport entre la résistance à la traction (f_t), de la limite d'élasticité (f_y) ainsi que de l'allongement relatif à la force maximale (ϵ_{uk}).

L'Eurocode 8 est respecté pour les colonnes à taille réelle, tandis que le principe de mise à l'échelle géométrique est d'application pour les différents modèles car c'est le centre de ce programme expérimental. Ceci a pour conséquence que l'Eurocode 8 n'est pas toujours respecté dans les colonnes à échelle réduite, ce qui semble acceptable étant donné que ces colonnes à l'échelle 3:4 et 1:2 ne sont pas des colonnes réelles mais uniquement des modèles destinés à reproduire au mieux le comportement des colonnes 1:1. De plus, le fait que ce non-respect de l'Eurocode 8 pour les modèles soit d'application dans la littérature conforte notre choix. Celui dernier concerne principalement l'espacement des étriers de la colonne C2A (cf. section 3.3.3).

Toutes les colonnes réalisées possèdent trois parties à savoir une base élargie, une partie colonne à proprement parler et un bloc de tête (Figure 11, Figure 12, Figure 13). Cette base élargie et ce bloc de tête ont pour but de représenter la colonne dans un environnement plus global et réaliste, en essayant de modéliser respectivement les dalles de sol et le plafond d'un bâtiment. La taille de la base est guidée d'une part par les trous présents dans le plancher d'essai, qui permettent d'y introduire l'ancrage de l'élément afin que cette base reste immobile durant la phase de test, et d'autre part par une largeur suffisamment grande pour dissiper au mieux les contraintes au sein de celle-ci. La taille du bloc de tête est guidée par les dimensions du Fondy Test utilisé après l'application de l'effort cyclique

pour les besoins expérimentaux d'un autre TFE conjoint à celui-ci (Dayez et Mennig 2020). En d'autres mots le but est que le comportement des différentes colonnes soit le plus proche possible de la réalité, et ce pour que les résultats puissent être utilisables et comparables.

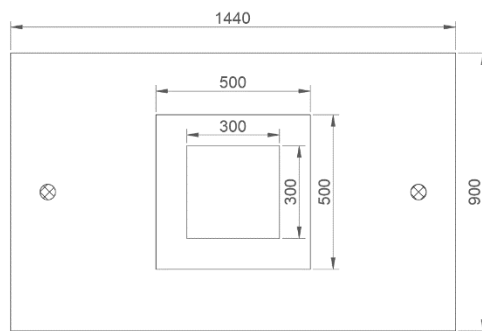


Figure 12 - Vue du haut de la colonne 1:1

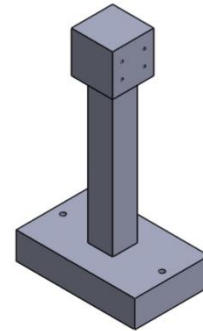


Figure 13 - Vue 3D de la colonne 1:1

3.3.2. Armatures longitudinales

Le diamètre choisi pour les armatures longitudinales des colonnes à taille réelle est de 16mm. Les diamètres pour les colonnes à échelle 3:4 et 1:2 sont de 12 mm et de 8mm respectivement. Le Tableau 4 reprend les détails pour chaque colonne et est disponible à la section 3.3.6.

Pour les colonnes à taille réelle, les armatures longitudinales de diamètre 16mm sont au nombre de huit sur toute la hauteur des colonnes et sont placées à raison de trois par côté (Figure 14). Cela correspond à un ferrailage classique pour des colonnes carrées.

Le pourcentage d'armature longitudinale pour les colonnes 1:1 se calcule comme le rapport entre l'aire totale d'acier et de béton.

$$\rho_l = \frac{A_s}{A_c} * 100 = 1,8\% \quad (3.2)$$

Ce pourcentage de renforcement longitudinal pour les colonnes à « taille réelle » correspond à un pourcentage classique et est semblable à d'autres colonnes existantes dans la littérature. Il peut être comparé à celui d'autres colonnes réelles et expérimentales reprises dans le Tableau 20 de l'annexe C (Taylor et al 1997). Cela permet d'être relativement confiant par rapport au réalisme des colonnes dites de référence.

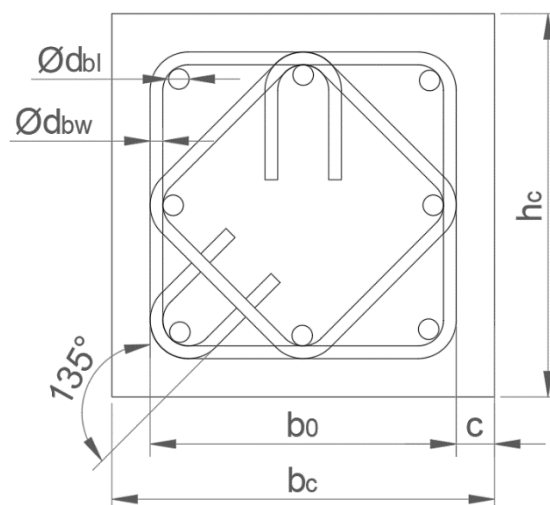


Figure 14 - Placement des armatures longitudinales et transversales

Selon l’Eurocode 8, les armatures longitudinales doivent avoir un diamètre supérieur à 8mm, et avoir un pourcentage d’armature longitudinale compris entre 1 et 4%. Ces conditions sont donc respectées.

3.3.3. Armatures transversales

Afin de respecter l’Eurocode 8 et les règles prescrites dans la NIT260, les étriers doivent avoir un diamètre minimal égal à 6mm. Les étriers choisis auront un diamètre de 10mm pour les colonnes à taille réelle et de 8mm pour les colonnes à l’échelle 3:4 et 1:2. Un respect exact de la mise à l’échelle ne peut malheureusement pas être appliqué pour les étriers, étant donné que l’utilisation d’armatures avec un diamètre inférieur à 8mm n’est pas possible dans le cadre de ce travail car les entreprises contactées pour le ferrailage ne travaillent pas avec ces faibles diamètres.

La NIT 260 (cstc.be 2017) et Fardis (2009) indiquent que, dans le cas d’un dimensionnement parasismique, toutes les barres longitudinales doivent être retenues dans les deux directions afin d’éviter le flambement. Dans le cas d’une colonne carrée, les quatre armatures intermédiaires (centrales) sont retenues de manière classique soit par une armature en « losange » comme c’est le cas dans les colonnes conçues pour ce programme expérimental (Figure 14), soit par deux épingles.

Dans le cadre de structures dimensionnées pour résister à un effort sismique, les étriers doivent être refermés à 135° (Figure 14) pour ne pas s’ouvrir lors du séisme.

Deux régions sont à distinguer dans les colonnes pour le placement des étriers, une région non critique et une région critique à la base de colonne, là où le moment fléchissant est le plus important. Un espacement minimal différent entre les étriers est imposé dans ces deux régions pour éviter le flambement des armatures longitudinale. Les conditions sur l’espacement entre les étriers sont détaillées ci-dessous.

a) Région non critique

Dans la région non critique, l’espacement entre les étriers (s_w) doit respecter la condition suivante (Bisch et al 2012) :

$$s_{w,nc} \leq \min(20d_{bl}; h_c; b_c; 400mm) \quad (3.3)$$

Cependant la NIT 260 (cstc.be 2017) donne un critère plus restrictif pour cet espacement :

$$s_{w,nc} \leq 15d_{bl} \quad (3.4)$$

Pour les colonnes à échelle réelle et pour une bonne répartition des étriers le long de cette région non critique, l’espacement final est :

$$s_{w,nc,1:1} = 210mm \quad (3.5)$$

Pour les colonnes à l’échelle 3:4 (C2A, C2B, C2C), l’espacement entre armatures transversales est simplement mis à l’échelle. Pour les colonnes C2B et C2C, celui-ci respecte également l’Eurocode 8 ainsi que la NIT 260, tandis que pour la colonne C2A, qui contient autant d’armatures longitudinales de diamètre 16mm que de 8mm (Tableau 4), le critère $s_{w,nc} \leq 15d_{bl}$ ne peut être respecté à cause des armatures longitudinales de diamètre 8mm. Comme les autres critères sont respectés, nous avons préféré respecter la mise à l’échelle qui est le point central de ce travail. La résistance à l’effort tranchant reste néanmoins assurée (cf. section 3.5.2).

L'espacement entre les étriers, dans la région non-critique, pour les colonnes 3:4 est :

$$s_{w,nc,3:4} = 155mm \quad (3.6)$$

Pour les colonnes à l'échelle 1:2, l'espacement initial lors de la commande du béton respecte à la fois la mise à échelle ainsi que l'Eurocode et la NIT ($s_{w,1:2} = 105mm$). Cependant, l'espacement des étriers dans la région critique pour ces colonnes 1:2 (cf. section 3.3.3-b) a dû être revu au dernier moment et dans une même logique, l'espacement de la région non-critique a également été modifié. Finalement, celui-ci respecte toujours la NIT (cstc.be 2017) et vaut :

$$s_{w,nc,1:2} = 120mm \quad (3.7)$$

Maintenant que les diamètres des étriers et l'espacement entre ceux-ci sont connus, le pourcentage de renforcement transversal dans la région non-critique peut être calculé. Ce pourcentage comprend aussi bien les étriers classiques que les étriers en « losange ».

$$\rho_{w,nc,1:1} = \left(\frac{2 * A_{d_{bw},\text{étrier}}}{b_c * s_w} + \frac{\sqrt{2} * A_{d_{bw},\text{losange}}}{b_c * s_w} \right) * 100 = 0,34\% \quad (3.8)$$

Le pourcentage de renforcement des colonnes de taille réduite est disponible dans le Tableau 4.

Ce pourcentage de renforcement transversal pour les colonnes à « taille réelle » est relativement semblable aux pourcentages classiques d'autres colonnes existantes (Annexe C). Cela permet d'être confiant par rapport au réalisme des colonnes dites de référence.

b) Région critique

La première étape consiste à déterminer la **hauteur de cette région critique (l_c)**. Pour une colonne dimensionnée en haute ductilité (DCH), cette hauteur doit respecter les conditions suivantes (Bisch et al 2012) :

$$l_c \geq \max \left(1,5h_c, 1,5b_c, \frac{l}{5}, 0,6m \right) \quad (3.9)$$

Pour la colonne à taille réelle, la hauteur de cette région critique vaut :

$$l_{c,1:1} = 600 mm \quad (3.10)$$

Cette hauteur de région critique est ensuite mise à l'échelle pour les modèles à échelle 3:4 et 1:2. Les dimensions finales des hauteurs des régions critiques sont respectivement pour l'échelle 3:4 et 1:2 :

$$l_{c,3:4} = 450 mm \quad (3.11)$$

$$l_{c,1:2} = 300 mm \quad (3.12)$$

La deuxième étape consiste à déterminer l'**espacement entre les étriers ($s_{w,c}$)** dans cette région critique. Il doit notamment respecter la condition suivante (Bisch et al 2012) :

$$s_{w,c} \leq \min \left(6d_{bl}; \frac{b_0}{3}; 125mm \right) \quad (3.13)$$

Almeida (LGCIV2046 - Earthquake engineering 2020) donne un autre critère plus contraignant qui est respecté dans le cadre de ce dimensionnement :

$$s_{w,c} \leq 5d_{bl} \quad (3.14)$$

Les espacements entre les étriers dans la région critique et pour les différentes tailles de colonnes sont les suivants:

$$s_{w,c,1:1} = 80mm \quad (3.15)$$

$$s_{w,c,3:4} = 60mm \quad (3.16)$$

Encore une fois, les critères d'espacement entre étriers pour une structure soumise à des efforts sismiques ne sont pas respectés pour la colonne 2A qui contient des armatures de deux diamètres différents. La justification est identique que pour l'espacement dans la région non-critique (cf. section 3.3.3-a))

Lors de la commande des ferrailages, un espacement de 40mm était prévu entre les étriers situés dans la région critique des colonnes 1:2 ($s_{w,c,1:2} = 40mm$), ce qui respectait à la fois la mise à l'échelle géométrique et les critères de l'Eurocode 8 (EN1998-1). Cependant, étant donné que le diamètre de ces étriers est relativement important par rapport à la taille des colonnes, le ferrailleur nous a conseillé d'augmenter cet espacement pour assurer un bétonnage adéquat de la colonne, sans quoi des conséquences néfastes sur son comportement auraient pu survenir lors de sa mise en charge. Cet espacement a été augmenté à 60mm.

$$s_{w,c,1:2} = 60mm \quad (3.17)$$

Cela ne devrait pas poser de problèmes pour diverses raisons. Tout d'abord, le cisaillement n'est pas central dans ce travail, les colonnes sont dimensionnées pour rompre en flexion. Ensuite, le diamètre important des étriers et la présence d'étriers en « losange » ont pour conséquence d'avoir un espacement net proche de 40mm, ce qui devrait permettre d'éviter le flambement. Cette augmentation de l'espacement entraîne une diminution du taux de renforcement transversal (Tableau 4). Pour les colonnes C3B et C3C, ce taux reste néanmoins élevé mais se rapproche nettement de celui des colonnes de référence. Pour la colonne C3A, qui ne possède pas d'armatures en losange, ce taux de renforcement transversal est inférieur à celui des colonnes de référence. Par contre, cette colonne contient des armatures longitudinales de 12mm et non de 8mm. Les critères d'espacement entre les étriers prescrits par l'Eurocodes 8 sont donc toujours respectés dans cette colonne.

Maintenant que les diamètres des étriers et l'espacement entre ceux-ci sont connus, le pourcentage de renforcement transversal dans la région critique peut être calculé. Ce pourcentage comprend aussi bien les étriers classiques que les étriers en « losange ».

$$\rho_{w,c}(C1A, C1B) = \left(\frac{2 * A_{d_{bw}}}{b_c * s_{w,c}} + \frac{\sqrt{2} * A_{d_{bw}}}{b_c * s_{w,c}} \right) * 100 = 0,9\% \quad (3.18)$$

Le pourcentage de renforcement des colonnes de taille réduite sont disponibles dans le Tableau 4.

3.3.4. Enrobage

L'enrobage représente la distance entre la surface du béton de la colonne et l'armature la plus proche. Des restrictions sont d'application sur la dimension minimale de cet enrobage pour assurer une bonne transmission des efforts d'adhérence entre le béton et l'acier, mais aussi pour résister au feu et protéger l'acier contre la corrosion. Il dépend entre autres du diamètre des armatures, de la taille maximale des granulats, ainsi que de la classe d'exposition du béton et de la classe structurale .

La valeur minimale de l'enrobage vaut (cstc.be 2017):

$$c_{min} = \max(c_{min,b}, c_{min,dur}, 10mm) \quad (3.19)$$

$c_{min,b}$, représente l'enrobage minimal par rapport à l'adhérence et doit être supérieur au plus gros diamètre des barres utilisées dans l'élément. Cette valeur doit être augmentée si le béton est composé de gros granulats (>32mm).

$$c_{min,b,1:1} > 16mm \quad (3.20)$$

$c_{min,dur}$ est l'enrobage minimal par rapport à la durabilité et dépend à la fois de la classe structurale et de la classe d'environnement du béton utilisé, qui dans notre cas est S4 et EE2 respectivement. Cet enrobage minimal de durabilité vaut donc (cstc.be 2017, Tableau 20, pg 48) :

$$c_{min,dur} > 25mm \quad (3.21)$$

L'enrobage doit également être égal ou supérieur à la taille du plus gros granulats dans le béton (cf. section 3.3.5). (Belgin et Sener 2008, Inter-Beton 2020)

$$c \geq D_{max} = 20mm \quad (3.22)$$

Les valeurs finales des enrobages sont donc:

$$c_{1:1} = 30mm \quad (3.23)$$

$$c_{3:4} = 23mm \quad (3.24)$$

$$c_{1:2} = 20mm \quad (3.25)$$

L'enrobage doit également être mis à l'échelle pour respecter la similitude géométrique entre le prototype et le modèle. (Belgin et Sener 2008, Lu et al. 1998) . Malheureusement, cet enrobage n'a pas pu être parfaitement mis à l'échelle, ce qui entraîne des légères distorsions dans les colonnes réduites. Cependant, cette erreur est nécessaire afin de permettre une bonne mise en œuvre du béton constitué de gros granulats ($D_{max} = 20mm$), qui est employé dans chaque taille de colonne. Une mauvaise mise en œuvre du béton et une mauvaise adhérence auraient eu, selon nous, un impact non plus important non négligeable sur le comportement des colonnes. De plus, la réalisation du ferrailage ne peut être garantie au millimètre près.

3.3.5. Béton et granulats

Concernant le choix de la résistance du béton pour la réalisation des colonnes, celui-ci s'est porté sur un béton C30/37 qui correspond à un type de béton usuel. Nous avons, de plus, décidé de sélectionner des bétons avec des propriétés mécaniques aussi similaires que possible.

Comme mentionné précédemment, une réduction de la taille du granulat maximum (D_{max}) présent dans le béton de certains modèles est souhaité dans le cadre de cette étude. Tout comme le diamètre des barres d'acier, les différents types de béton sont standardisés et tous les diamètres de granulats maximums ne sont pas disponibles. Dès lors, il a fallu de concilier les facteurs d'échelle, les diamètres maximums disponibles (Febelcem 2005), et les tailles couramment utilisées par notre fournisseur afin de choisir les dimensions des granulats optimales pour chaque échelle. Finalement, les diamètres choisis pour la taille des granulats maximums (D_{max}) sont :

- o $D_{max} = 20 \text{ mm}^*$, pour les colonnes C1A, C1B, C2A, C2B, C3A et C3B
- o $D_{max} = 16 \text{ mm}$, pour la colonne C2C
- o $D_{max} = 8 \text{ mm}$, pour la colonne C3C

** Nous avons remarqué sur le bon de livraison du béton que la granulométrie maximale livrée est de 22mm au lieu des 20mm initialement commandés. Finalement, $D_{max} = 22 \text{ mm}$, pour les colonnes C1A, C1B, C2A, C2B, C3A et C3B*

3.3.6. Récapitulatif des colonnes

Le tableau ci-dessous (Tableau 4) reprend les informations principales concernant les dimensions et la composition des huit colonnes qui ont été détaillées aux sections 3.3.1 à 3.3.5.

Les colonnes C1A et C1B sont identiques et peuvent être considérées comme des colonnes de référence, à échelle réelle. Ces colonnes sont donc réalistes, notamment à cause du type de béton et des taux de renforcement longitudinal et transversal. Les dimensions (30x30 cm) sont plausibles dans un petit immeuble de trois à quatre étages.

La colonne C2A à l'échelle 3:4 a une aire de ferrailage globale qui respecte au mieux le facteur d'échelle pour l'aire ($1/\lambda^2$), sans mise à l'échelle stricte des diamètres de chacune des armatures des colonnes de référence étant donné qu'elle est composée à la fois d'armature longitudinale 16mm et 8mm. Cette colonne est réalisée dans le but d'étudier l'influence du diamètre des armatures en la comparant à la colonne 2B. Les colonnes C2B et C2C, quant à elles, ont un ferrailage dont le diamètre de chaque armature est réduit du facteur 3:4. La colonne C2B est composée du même béton que les colonnes de référence tandis que la colonne C2C est composée d'un béton avec des granulats de diamètre maximal réduit. Ces deux colonnes permettront l'étude de l'influence des granulats.

Les colonnes à échelle 1:2 suivent la même logique. La colonne C3A a son aire de ferrailage globale qui respecte au mieux le facteur d'échelle pour l'aire ($1/\lambda^2$) sans mise à l'échelle stricte des diamètres des armatures des colonnes de référence. Cette colonne est réalisée dans le but d'étudier l'influence du diamètre des armatures en la comparant à la colonne C3B. Les colonnes C3B et C3C, quant à elles, ont un ferrailage dont le diamètre de chaque armature est réduit du facteur 1:2. La colonne C3B est composé du même béton que les colonnes de référence tandis que la colonne C3C est composée d'un béton avec des granulats de diamètre maximal réduit. Ces deux colonnes permettront l'étude de l'influence des granulats.

Pour les colonnes C2A et C3A, le pourcentage de renforcement longitudinal n'est pas parfaitement identique à celui des colonnes de référence (Tableau 4). Effectivement, ce ratio n'a pas pu parfaitement être respecté étant donné que pour étudier l'interaction acier-béton, l'utilisation d'armatures de plus gros diamètre s'imposait par rapport à une mise à l'échelle classique. De fait, une mise à échelle globale de l'aire des armatures longitudinales a été réalisée et non pas une mise à l'échelle individuelle comme traditionnellement réalisé. Une attention particulière sera portée à cette légère distorsion lors des

Colonne		C1A	C1B	C2A	C2B	C2C	C3A	C3B	C3C
Echelle		1:1		3:4			1:2		
h_c	mm	300	300	225	225	225	150	150	150
b_c	mm	300	300	225	225	225	150	150	150
$b_0 = b_c - 2c$	mm	240	240	179	179	179	110	110	110
hauteur	mm	2000	2000	1500	1500	1500	1000	1000	1000
c	mm	30	30	23	23	23	20	20	20
Béton	[-]	C30/37	C30/37	C30/37	C30/37	C30/37	C30/37	C30/37	C30/37
D_{max}	mm	22	22	22	22	16	22	22	8
Renforcement longitudinal									
d_{bl1}, d_{bl2}	mm	8 ϕ 16	8 ϕ 16	4 ϕ 16 +4 ϕ 8	8 ϕ 12	8 ϕ 12	4 ϕ 12	8 ϕ 8	8 ϕ 8
ρ_l	%	1,79%	1,79%	1,99%	1,79%	1,79%	2,01%	1,79%	1,79%
Renforcement transversal									
d_{bw}	mm	ϕ 10	ϕ 10	ϕ 8	ϕ 8	ϕ 8	ϕ 8	ϕ 8	ϕ 8
l_c	mm	600	600	450	450	450	300	300	300
$\omega_{wd,c}$	[-]	0,30	0,30	0,35	0,35	0,35	0,33	0,7	0,7
$s_{w,c}$	mm	80	80	60	60	60	60	60	60
$\rho_{w,c}$	%	1,1	1,1	1,3	1,3	1,3	1,1	1,9	1,9
s_w	mm	210	210	155	155	155	120	120	120
ω_{wd}	[-]	0,12	0,12	0,13	0,13	0,13	0,16	0,34	0,34
$\rho_{w,nc}$	%	0,34	0,34	0,49	0,49	0,49	0,54	0,92	0,92

calculs des moments *Tableau 4 - Résumé des dimensions et de la composition des colonnes* résistants et de l'analyse des résultats. Cette légère distorsion ne semble pas déterminante étant donné qu'elle existe aussi dans certaines recherches où les auteurs sont contraints d'utiliser des barres de diamètre existant qui ne correspondent pas tout à fait à leurs facteurs de mise à l'échelle. (cf. section 2.5)

3.4. Plans de ferrailages

Le pliage des armatures est réalisé en respectant la NIT 260 (cstc.be 2017). Les critères principaux appliqués pour les pliages sont les suivants :

- o Diamètre du mandrin égal à 4ϕ , et ce pour des armatures de diamètre $\leq 16\text{mm}$
- o Ancrage (repli) pour les étriers égaux à 10ϕ

Les plans de ferrailage et le bordereau de commande des armatures sont disponibles à l'Annexe B.

3.5. Calcul analytique de la résistance des colonnes

Une fois les colonnes dimensionnées, il est utile de déterminer la résistance des colonnes par rapport au moment fléchissant et à l'effort tranchant, ce qui permet ensuite de calculer la valeur de l'effort horizontal $V_{E,d}$ que le vérin devra appliquer pendant la mise en charge des colonnes. En première approximation, un calcul statique sera réalisé. Le protocole de chargement lors des tests étant quasi-statique cela donnera une bonne première estimation.

Pour rappel, les colonnes sont toutes encastées à leur base et chargées horizontalement en tête par une force d'intensité $V_{E,d}$. La première étape consiste à dessiner les diagrammes du moment

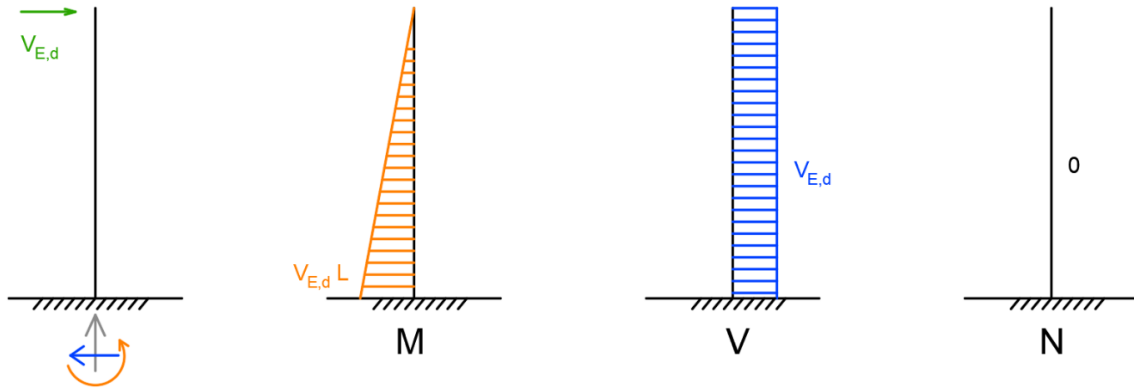


Figure 15 - Diagrammes des forces, du moment fléchissant (M), de l'effort tranchant (V) et de l'effort normal (N)

résistant, de l'effort tranchant et de l'effort normal. La structure étant relativement simple, ces dessins sont immédiats et sont représentés sur la Figure 15. L'effort tranchant est constant sur toute la hauteur de la colonne, le moment fléchissant, dessiné du côté de la fibre tendue, est linéaire et maximum à la base de la colonne. L'effort normal est quant à lui nul sur toute la hauteur de la colonne.

Suite à l'application de cette force horizontale en tête de colonne, celle-ci va se déformer comme représenté à la Figure 16. Sur cette figure, la position initiale de la colonne avant chargement est dessinée en gris et sa déformée résultant de l'effort horizontal en noir.



Figure 16 - Déformée de la colonne

Les calculs qui suivent pour déterminer la résistance des colonnes en béton armé au moment fléchissant et à l'effort tranchant sont faits en respectant l'Eurocode 2 et suivant les méthodes vues durant le cours « LGCIV1032 – Structures en béton armé » (Cap 2018).

3.5.1. Calcul du moment résistant

a) Calcul du moment résistant maximal – Méthode « Stress Block »

Une première approximation du moment résistant de la colonne à taille réelle peut être calculée via la méthode «Stress Block» (Figure 17).

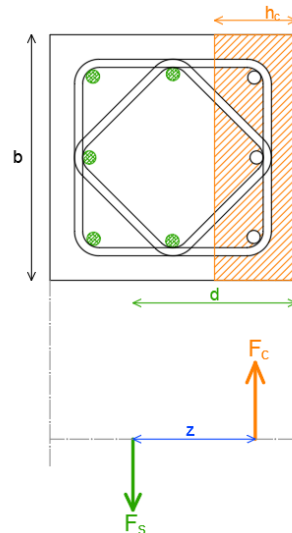


Figure 17 - Schéma de la Méthode « Stress Block »

Cette méthode consiste tout d'abord à déterminer la valeur de d , qui est la distance entre le bord de la colonne et le point d'application de la résultante des efforts dans les armatures tendues.

$$d = 211,2 \text{ mm} \quad (3.26)$$

Cinq barres de 16 mm de diamètre se trouvent dans la zone tendue. F_s qui est égale à F_c peut facilement être calculée, cela permet ensuite de trouver la hauteur de béton comprimé (h_c).

$$F_c = F_s = A_s * f_{yd} = 5 * 201 * 500 = 502,5 \text{ kN} \quad (3.27)$$

$$h_c = \frac{F_c}{b * f_{cm}} \quad (3.28)$$

Avec f_{cm} la résistance moyenne à la compression du béton, pour un béton C30/37: $f_{cm} = 38 \text{ MPa}$

$$h_c = \frac{502\,500}{300 * 38} = 44,07 \text{ mm} \quad (3.29)$$

Grâce à la valeur de la hauteur comprimée, le bras de levier (z) et ensuite le moment résistant de la colonne M_{Rd} peuvent être calculés:

$$z = d - \frac{h_c}{2} = 189,16 \text{ mm} \quad (3.30)$$

$$M_{Rd,1:1} = F_c * z = 95,05 \text{ kNm} \quad (3.31)$$

Le moment maximal auquel la colonne à taille réelle peut résister (sans coefficient de sécurité) à sa base est donc approximativement de 95,05kNm.

Les moments maximaux dans les colonnes à échelle réduite sont aussi calculés via cette méthode « Stress-Block ». Les résultats obtenus sont les suivants :

- o $M_{Rd}(2A) = 40,11 \text{ kNm}$
- o $M_{Rd}(2B \ \& \ 2C) = 39,91 \text{ kNm}$
- o $M_{Rd}(3A) = 11,98 \text{ kNm}$
- o $M_{Rd}(3B \ \& \ 3C) = 11,11 \text{ kNm}$

Les moments résistants sont légèrement différents entre les colonnes de même échelle qui possèdent un renforcement différent. Cette différence s'explique par le fait que les paramètres repris dans le calcul de la méthode « Stress-Block » vont être modifiés entre ces colonnes. Effectivement, le centre de gravité et dans une moindre mesure la quantité d'armatures en traction ne sont pas identiques, ce qui a pour conséquence une variation des forces reprises par l'acier (F_s) et donc par le béton (F_c). Cette nouvelle valeur de F_c modifie, quant à elle, la hauteur comprimée (h_c).

b) Calcul du moment résistant maximal – Etats de déformation

Lors de la réalisation de cette méthode « Stress-Block », nous observons que le calcul pourrait être plus précis car il y a des armatures en compression dont il faut tenir compte. Le calcul peut être affiné en tenant compte des armatures en compression et des taux de déformation dans le béton en compression ainsi que dans les armatures de traction. Il faut néanmoins être attentif au fait que ce taux de déformation ne sera pas le même pour les armatures de bord et centrales.

A l'aide d'une feuille de calcul Excel, le moment (M) et l'effort normal (N) maximal pour chaque état de déformation sont calculés. Les valeurs obtenues pour M et N sont reportées sur un graphe appelé diagramme d'interaction (Figure 18, Figure 19) qui représente l'enveloppe des sollicitations admissibles. Pour que la section résiste, le couple (M,N) correspondant au chargement doit être situé à l'intérieur de cette enveloppe. Un tableau récapitulatif reprenant les valeurs des couples (M,N) obtenus pour chaque état de déformation est disponible à l'annexe D.

Comme précisé précédemment, les colonnes sont uniquement sollicitées horizontalement en tête, ce qui signifie que l'effort normal est nul en tout point de la colonne durant le chargement ($N=0$, Figure 15). Il faut chercher le moment correspondant sur l'enveloppe du diagramme d'interaction (Figure 18, croisement avec l'axe des moments) ce qui donne la valeur de moment résistant maximum des colonnes de référence :

$$M_{Rd,1:1} = 93,1 \text{ kNm} \quad (3.32)$$

Cette valeur obtenue en calculant les états de déformation n'est pas fort différente de celle obtenue par la méthode « Stress-Block », nous sommes donc confiants par rapport aux résultats obtenus.

Les taux de déformation du béton en compression ainsi que des armatures de compression et de traction correspondant à ce couple ($N=0$ [kN] ; $M=93,1$ [kNm]) sont :

- o $\varepsilon_c = 0,35$; pour le béton en compression : rupture.
- o $\varepsilon_{s,c} = 0,16$; pour l'acier en compression : ce qui correspond à une déformation élastique de l'acier : $\varepsilon_{s,c} < \varepsilon_{yd} = 0,217$
- o $\varepsilon_{s,1} = 0,63$; pour l'acier en traction, barres du bord ; ce qui correspond à une déformation plastique de l'acier : $\varepsilon_{yd} = 0,217 < \varepsilon_{s,1} < \varepsilon_{ud} = 4$.
- o $\varepsilon_{s,2} = 0,23$; pour l'acier en traction, barres du milieu ; ce qui correspond à une déformation plastique de l'acier : $\varepsilon_{yd} = 0,217 < \varepsilon_{s,1} < \varepsilon_{ud} = 4$.

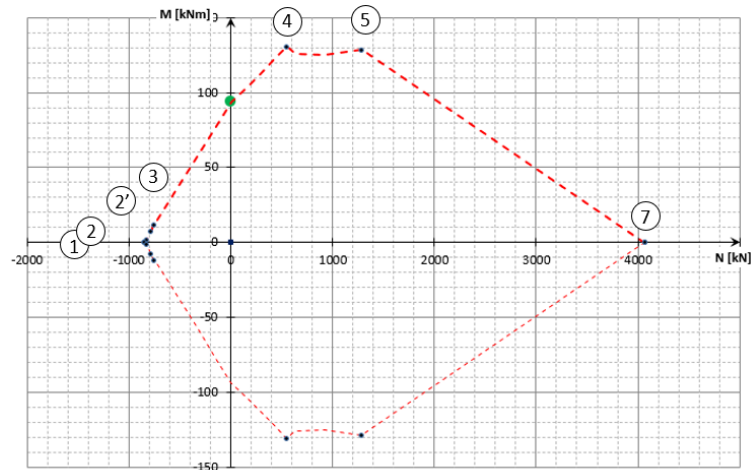


Figure 18 - Diagramme d'interaction pour la colonne 1:1



Figure 19 - Etats de déformation et taux de déformation associé pour l'acier et le béton (Cap 2018)

La même procédure est appliquée pour calculer le moment résistant des colonnes 3:4 et 1:2. Les diagrammes d'interaction et les tableaux reprenant les valeurs exactes pour chaque état de déformation sont disponibles à l'Annexe E. Les valeurs obtenues pour le moment résistant avec un effort normal nul sont les suivantes :

- $M_{Rd}(C2A) = 42,6 \text{ kNm}$
- $M_{Rd}(C2B, C2C) = 39 \text{ kNm}$
- $M_{Rd}(C3A) = 11,4 \text{ kNm}$
- $M_{Rd}(C3B, C3C) = 10 \text{ kNm}$

Les valeurs obtenues pour les moments résistants sont légèrement différentes entre les colonnes de même échelle. Comme pour la méthode « Stress-Block », cette variation s'explique par des paramètres qui diffèrent entre ces colonnes, comme par exemple le taux de renforcement longitudinal. Les moments résistants sont semblables à ceux obtenus par la méthode « Stress-Block » qui ne prend pas en compte les armatures de compression.

Pour analyser l'effet d'échelle sur les moments résistants, les valeurs obtenues pour ces moments doivent être converties en les multipliant par le facteur d'échelle au cube λ^3 (Tableau 2) relatif à chaque série de modèle, soit respectivement $(4/3)^3$ pour les colonnes à l'échelle 3:4 et 2^3 pour les colonnes à l'échelle 1:2. Les nouvelles valeurs des moments résistants convertis par le facteur d'échelle sont :

- $M_{Rd,converti}(C2A) = M_{Rd}(C2A) * \lambda^3 = 42,6 * \frac{64}{27} = 104,86 \text{ kNm}$
- $M_{Rd,converti}(C2B, C2C) = M_{Rd}(C2B, C2C) * \lambda^3 = 39 * \frac{64}{27} = 92,44 \text{ kNm}$
- $M_{Rd,converti}(C3A) = M_{Rd}(C3A) * \lambda^3 = 11,4 * 8 = 91,2 \text{ kNm}$
- $M_{Rd,converti}(C3B, C3C) = M_{Rd}(C3B, C3C) * \lambda^3 = 10 * 8 = 80 \text{ kNm}$

Pour la colonne C2A, le moment résistant est supérieur de 12% au moment des colonnes C1A et C1B ce qui est sans doute dû au pourcentage de renforcement longitudinal qui est supérieur pour la colonne C2A. Les colonnes C2B et C2C ont le moment résistant converti le plus semblable à celui des colonnes de référence. De fait, ces colonnes ont un taux de renforcement longitudinal identique aux colonnes 1:1 et un enrobage respectant au millimètre près le facteur de mise à échelle.

Pour les colonnes à l'échelle 1:2, principalement les colonnes C3B et C3C, les valeurs converties ne correspondent pas précisément au moment résistant des colonnes de référence. Ceci s'explique par l'enrobage qui n'a pas pu être mis parfaitement à l'échelle (cf. section 3.3.4), ce qui a pour conséquence de diminuer en proportion le bras de levier. La colonne C3A a un moment plus semblable malgré un taux de renforcement supérieur mais compensé sans doute par une configuration des armatures longitudinale fort différente. (cf. Annexe B)

c) Comportement à la rupture théorique

Sur le diagramme d'interaction, le point correspondant au chargement qui sera imposé aux colonnes ($N=0$, $M=93,9\text{kNm}$) se situe entre l'état de contrainte 3 et 4 (Figure 18, Figure 19), ce qui correspond à une rupture du béton ($\varepsilon_c = \varepsilon_{cu2} = 0.35$) avec une déformation plastique de l'acier des armatures tendues ($\varepsilon_{yd} = 0,217 < \varepsilon_s < \varepsilon_{ud} = 4$). Une rupture par dépassement des contraintes de compression dans le béton (écrasement du béton) est attendue lors de la mise en charge des colonnes. Pour les colonnes à échelle réduite, le point correspondant à leur chargement se situe également entre les états de contrainte 3 et 4 ce qui signifie que la rupture devrait donc être du même type.

Dans ce type de rupture, les deux matériaux atteignent leurs limites plastiques et sont utilisés au maximum de leurs capacités. Les colonnes sont donc correctement dimensionnées et dites économiques car elles ne sont ni trop faiblement armées (grande déformation des armatures avant d'atteindre la résistance limite du béton en compression), ni trop fortement armées (rupture en compression du béton avant la plastification des armatures).

3.5.2. Résistance à l'effort tranchant

L'effort tranchant résistant (V_{Rd}) des colonnes doit être bien supérieur à l'effort tranchant (V_{Ed}) qui sera appliqué en tête de colonne par le vérin lors de la mise en charge des colonnes. Le but de ce programme expérimental est que les colonnes, de hauteur L , rompent en flexion par dépassement du moment résistant et non en cisaillement par dépassement de l'effort tranchant résistant.

$$V_{Rd} \gg V_{Ed} \quad (3.33)$$

$$V_{Ed} = \frac{M_{Rd}}{L} \quad (3.34)$$

Pour les colonnes à taille réelle, de 2m de haut, l'effort maximal qui peut être appliqué est :

$$V_{Ed} = \frac{93,1}{2} = 46,55 \text{ kN} \quad (3.35)$$

a) Calcul de l'effort tranchant résistant sans armatures : $V_{Rd,c}$

Sans étrier, les éléments en béton armé possèdent déjà une résistance à l'effort tranchant. Donc, si V_{Ed} est inférieur à $V_{Rd,c}$, l'armature minimale sera suffisante. Cette armature minimale est donnée par l'équation (3.36) (Cap 2018) et doit respecter l'Eurocode 2 (EN 1992-1-1) et 8 (EN 1998-1) (Bisch et al 2012) .

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} * k * (100\rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 * \sigma_{cp} \right] * b_w * d \quad (3.36)$$

Cette formule peut être simplifiée comme suit :

$$V_{Rd,c} = v_{Rd,c} * b_w * d \quad (3.37)$$

La valeur de $v_{Rd,c}$ se trouve dans des abaques (Figure 20) et dépend des dimensions de l'élément et de la classe du béton.

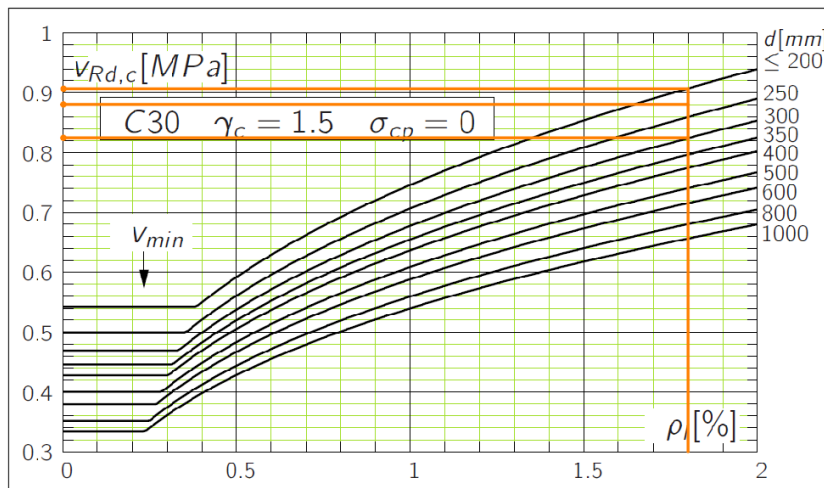


Figure 20 - Résistance sans armatures d'effort tranchant : Valeur de $v_{Rd,c}$ en fonction du pourcentage d'armatures longitudinales (Cap 2018)

Pour la **colonne à taille réelle** (300 x 300mm), sachant que le ratio d'armature longitudinale est $\rho_l=1,8\%$, la résistance sans armature d'effort tranchant est la suivante :

$$V_{Rd,c} = 0,82 * 300 * 300 \quad (3.38)$$

$$V_{Rd,c} = 73,8 \text{ kN} \quad (3.39)$$

Ce qui permet d'écrire l'inégalité suivante :

$$V_{Rd,c} = 73,8 \text{ kN} > V_{Ed} = 46,55 \text{ kN} \quad (3.40)$$

Cette inégalité signifie que la quantité minimale d'armatures prescrites par les Eurocodes sera suffisante dans les colonnes à taille réelle.

Pour les colonnes à échelle réduite, le même type de rupture est souhaité que pour les colonnes de taille réelle et la même procédure de calcul est suivie. Il est utile de noter que les calculs d'effort tranchant résistant ne sont réalisés que pour un pourcentage d'armature longitudinale à savoir celui qui donnera la résistance la plus faible. Les valeurs récapitulatives des résistances sans armature d'effort tranchant obtenues sont les suivantes :

Colonnes 3:4 (225 x 225mm – 1,5m)	Colonnes 1:2 (150 x 150mm – 1m)
$V_{E,d}(2A) = \frac{M_{Rd}(2A)}{L_{3:4}} = \frac{42,6}{1,5} = 28,4kN$	$V_{E,d}(3A) = \frac{M_{Rd}(3A)}{L_{1:2}} = 11,4kN$
$V_{E,d}(2B, 2C) = \frac{M_{Rd}(2B, 2C)}{L_{3:4}} = \frac{39}{1,5} = 26kN$	$V_{E,d}(3B, 3C) = \frac{M_{Rd}(3B, 3C)}{L_{1:2}} = 10kN$
$V_{Rd,c,3:4} = 0,88 * 225 * 225 = 44,55kN$	$V_{Rd,c,1:2} = 0,91 * 150 * 150 = 20,48kN$
$V_{Rd,c,3:4} > \max(V_{E,d}(2A), V_{E,d}(2B, C))$	$V_{Rd,c,1:2} > \max(V_{E,d}(3A), V_{E,d}(3B, 3C))$

Tableau 5 - Valeurs des résistances sans armatures d'effort tranchant, colonnes 3:4 et 1:2

Comme attendu, les colonnes à échelle réduite résistent aussi à l'effort tranchant sans armatures et la quantité d'armatures minimales sera donc suffisante. Cette vérification est faite uniquement avec la plus grande des deux valeurs du moment résistant trouvé pour chaque taille de colonne. Cette valeur donne un effort tranchant à appliquer (V_{Ed}) plus important, la condition sera donc automatiquement vérifiée pour la plus faible valeur du moment résistant.

Pour convertir des forces d'une échelle réduite à une échelle de référence, celles-ci doivent être multipliées par le facteur d'échelle au carré λ^2 . Etant donné que les valeurs de V_{Ed} dépendent directement des moments résistants, la comparaison ne sera pas réitérée. Si nous convertissons les valeurs de V_{Rd} celles-ci ne correspondront pas non plus précisément à cause des valeurs non linéaires de $v_{Rd,c}$.

b) Calcul des armatures d'effort tranchant minimales

Les résultats obtenus à la section précédente indiquent que théoriquement les colonnes résistent sans armature d'effort tranchant. Cependant, les Eurocodes préconisent de prévoir une quantité minimale d'armatures d'effort tranchant pour un meilleur contrôle de la fissuration et afin d'éviter une rupture brutale des sections (Cap 2018).

Pour du béton C30/37 et selon l'Eurocode 2, un taux minimal d'armatures d'effort tranchant ($\rho_{w,min}$) égal à 0,088% est à prévoir (Cap 2018).

L'Eurocode 8, pour des structures soumises à des efforts sismiques, est quant à lui plus exigeant. Les armatures minimales nécessaires pour le respecter sont décrites à la section 3.3.3.

3.6. Prévion du comportement cyclique - Modélisation sur *Seismostruct*

Les calculs de résistance à la section précédente ne tiennent pas compte de la composante cyclique de la charge. Afin d'en tenir compte et de prédire le comportement expérimental, une modélisation numérique a été réalisée sur *Seismostruct*. Une analyse détaillée de cette modélisation est disponible dans le TFE associé (Dayez et Mennig 2020). Les graphes forces-déplacements obtenus sur *Seismostruct* et convertis avec les facteurs d'échelle sont disponibles à l'Annexe F.

3.6.1. Forces maximales et moments résistants

La première chose est de comparer les valeurs des efforts maximaux appliqués en tête de colonne obtenues avec la modélisation et celles obtenues sur base d'un calcul analytique statique. Les valeurs de résistances (Tableau 6) sont converties en utilisant le facteur d'échelle.

Les valeurs calculées analytiquement sont inférieures à celles trouvées par Seismostruct et sont donc situées du côté de la sécurité afin d'éviter la ruine. Ceci peut s'expliquer par une méthode de calcul différente. De plus, comme mentionné, les calculs ne tiennent pas compte de la composante cyclique. Seismostruct a l'avantage de fournir une valeur pour le pic de force positif et négatif correspondant aux deux directions de chargement. La convention est une force positive pour le sens du premier chargement et négative pour les chargements dans le sens inverse. Le pic maximal négatif est toujours inférieur au pic positif dû à l'effet Bauschinger. L'effet de Bauschinger est un modèle d'écrouissage cinématique spécifique aux métaux, qui apparaît lorsqu'ils sont soumis à des cycles de traction-compression. Il en résulte une dégradation des matériaux avec une contrainte d'écoulement réduite dans le sens opposé au premier chargement, et donc une diminution de la limite d'élasticité. Cet effet est aussi responsable du déplacement résiduel dans les courbes d'hystérésis (Wikipédia 2020).

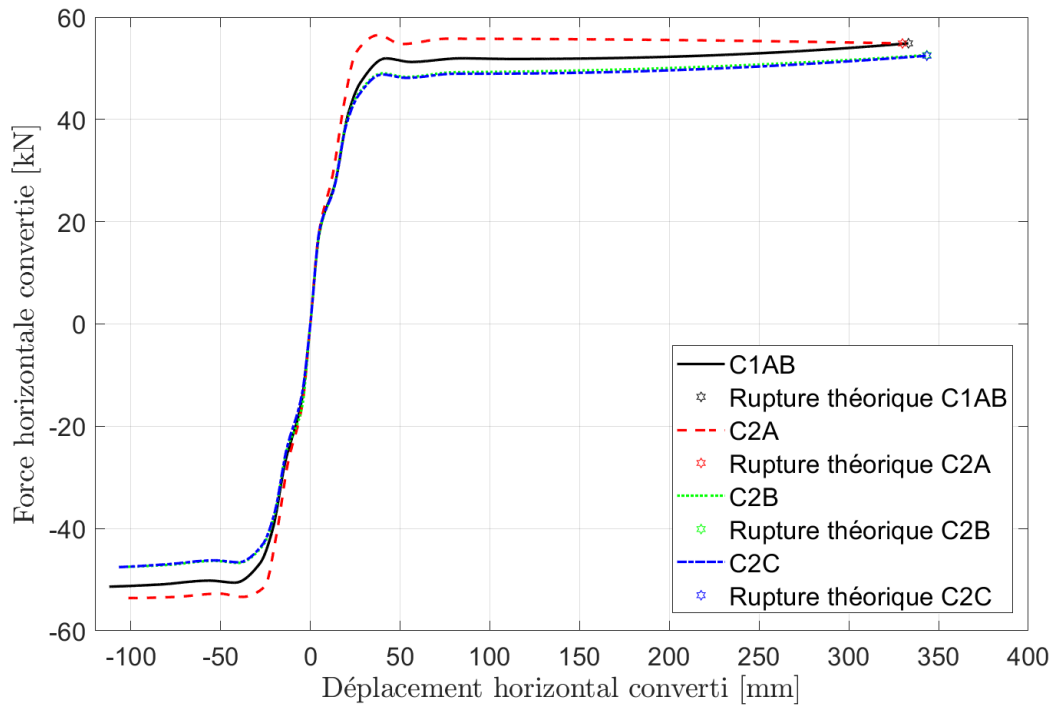
	C1A/C1B	C2A	C2B	C2C	C3A	C3B	C3C
$F_{\max, \text{Seismo} +}$	51,95	56,48	49,3	48,95	52,14	50,79	49,94
$F_{\max, \text{Seismo} -}$	-51,36	-53,59	-47,53	-47,56	-43,74	-44,03	-43,65
$F_{\max, \text{analytique}}$	46,55	50,5	46,22		45,6	40	

Tableau 6 - Forces résistantes maximales positives et négatives (Seismostruct et analytiques)

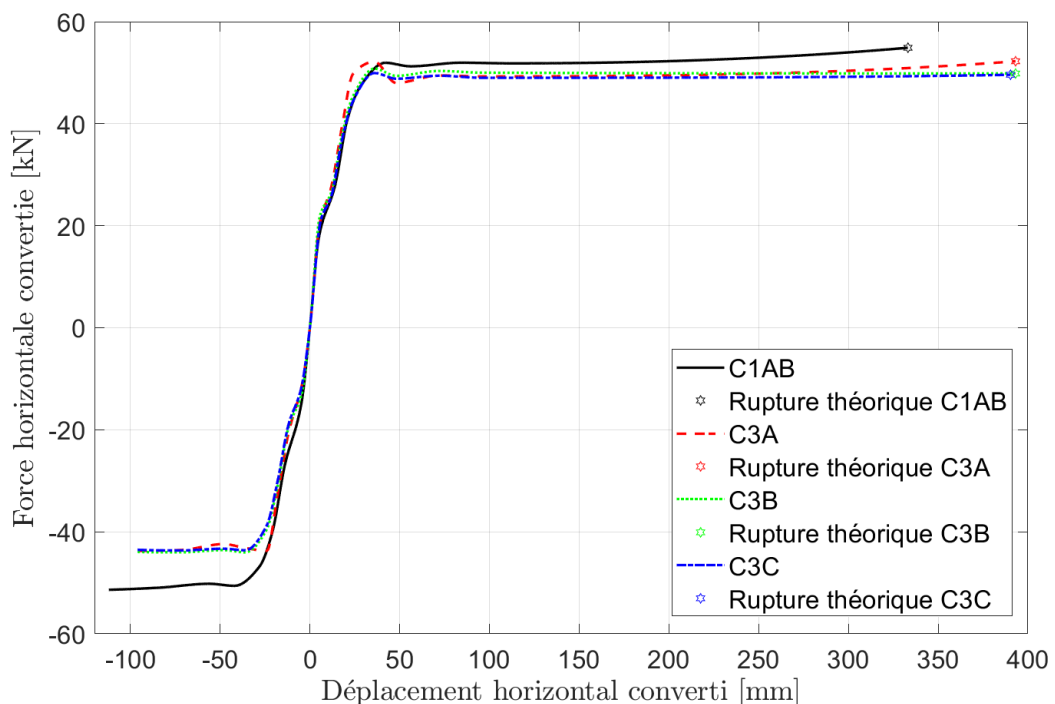
3.6.2. Comparaison du comportement entre les différentes échelles

La Figure 21 et la Figure 22 ci-dessous montrent les enveloppes du graphe force-déplacement pour les colonnes de référence en comparaison avec les enveloppes converties pour les colonnes à l'échelle 3:4 et 1:2. Ces graphes vont donner un premier aperçu des différences de comportement qui sont susceptibles d'apparaître entre les différents modèles à la même échelle et entre un modèle et le prototype. Sur ces graphes, le comportement pour des faibles déplacements est similaire entre les différentes colonnes. Par contre, pour des plus grands déplacements, quand les colonnes sont plastifiées, la modélisation annonce de plus grandes différences de comportement.

Pour les colonnes à l'échelle 3:4 (Figure 21), la résistance des colonnes C2B et C2C annoncée par Seismostruct est inférieure à celle des colonnes de référence. Le comportement sous charge de ces colonnes semble quasi identique. La résistance de la colonne C2A annoncée par Seismostruct est supérieure à celle des colonnes à taille réelle, ce qui est prévisible au vu de la quantité légèrement supérieure d'armatures longitudinales.



Pour les colonnes à l'échelle 1:2 (Figure 22) la modélisation annonce une résistance moins importante de tous les modèles réduits par rapport aux colonnes de références. Cette perte de résistance est certainement due à une diminution relative du bras de levier à cause de l'enrobage ne respectant pas parfaitement les lois de similitude mais aussi à cause de la contrainte de résistance ultime en traction inférieure pour les armatures $\Phi 12$. Le comportement des trois modèles réduits annoncé par Seismostruct semble néanmoins assez similaire.



3.7. Budget du programme expérimental

Pour pouvoir réaliser ce programme expérimental, nous avons établi l'inventaire des matériaux et assemblages nécessaires. Nous avons ensuite mis en concurrence plusieurs fournisseurs pour chaque poste du métré et avons comparé les offres en vue de choisir la meilleure.

Le Tableau 7, ci-dessous, reprend les différents frais nécessaires à la réalisation de ces expériences. Ces frais comportent à la fois le cout des matières premières et de la main d'œuvre utile pour l'assemblage des armatures et la réalisation des coffrages.

Béton					954,50 €
Type	Unité	Qtt	Commande [m ³]	Prix unitaire	Prix
Béton C30/37 - D _{max} =20	m ³	3,099	4		458,0 €
Béton C30/37 - D _{max} =16	m ³	0,517	1		246,5 €
Béton C30/37 - D _{max} =8	m ³	0,376	1		250,0 €
Ferrailage					1.783,15 €
Type	Unité	qtt		Prix unitaire	
Acier (plié et coupé)	kg	568,29		2,5	1420,73 €
Ancrage Rd20	pce	3,00		2,63	7,89 €
Ancrage Rd16	pce	3,00		1,51	4,53 €
Livraison Blaton	/	1		350,00	350,00 €
Coffrage					2.571,57 €
Type	Unité	Aire		Prix /m2	Prix
Panneaux Elliotis pine	m ²	35,72		6,57	234,7 €
Panneaux Bakélisté	m ²	15,63		16,76	261,9 €
Livraison					75,0 €
Fabrication Denis Dayez					2.000,0 €
Tubes en pvc pour réservation					38,13 €
Type	Unité	qtt		Prix unitaire	Prix
Brico - tube pvc L=3m, φ=50mm	pce	2		6,29	10,40 €
Brico - tube pvc L=3m, φ=32mm	pce	2		3,99	6,60 €
Brico - tube pvc L=2m, φ=32mm	pce	5		2,89	11,94 €
Brico - tube pvc L=1m, φ=32mm	pce	7		1,59	9,20 €
Autres					108,56 €
Type	Unité	qtt		Prix unitaire	Prix
Découpes Lasere	/	6		/	108,56 €
TOTAL HTVA					5.455,90 €
TOTAL TTC					6.601,64 €

Tableau 7 - Métré du programme expérimental

4. Programme expérimental

4.1. Tests sur les échantillons

Afin de connaître la résistance exacte des matériaux utilisés pour la réalisation des colonnes en béton armé, des tests sur des échantillons ont été réalisés en parallèle du programme expérimental. Pour le béton, des cubes et des cylindres ont été coulés dans le laboratoire afin de réaliser des tests de compression et de fendage. Pour l'acier, les armatures ont été testées en traction.

Ces tests réalisés selon les normes sont indispensables pour vérifier les résistances des matériaux livrés et pour permettre une analyse précise des résultats des tests. En effet, si les propriétés mécaniques observées au moyen des échantillons sont anormales et qu'une non-conformité est remarquée par rapport à ce qui a été commandé, ils permettront d'expliquer un comportement inattendu des colonnes. Ces tests expérimentaux sont aussi utiles pour affiner la modélisation numérique des tests en définissant directement dans le programme les propriétés réelles des matériaux.

4.1.1. Béton

Des tests de compression sur des éprouvettes cubiques et de traction par fendage sur des éprouvettes cylindriques ont été réalisés pour déterminer le comportement exact des trois types de béton. Les échantillons de béton ont durci dans les mêmes conditions que les colonnes. Le but est de mettre en avant des différences éventuelles au niveau des courbes contraintes-déformations, et de les comparer avec les informations qui ont pu être recueillies dans la littérature scientifique.

Pour le béton de granulométrie maximale de 22mm qui compose six des huit colonnes, six cubes et six cylindres ont été testés. Trois cubes et trois cylindres au début du programme expérimental à 28 jours et les six autres à 40 jours, correspondant au dernier jour des tests sur une colonne composée de ce béton. Cela permettra de connaître l'évolution de la résistance du béton. Pour les colonnes testées entre le premier et le dernier jour, une extrapolation linéaire peut être réalisée pour connaître les résistances intermédiaires.

Pour les deux autres types de béton de granulométrie de 16 et 8mm, 3 cubes et 3 cylindres ont été coulés. Ces échantillons ont été testés le jour de la mise en charge de leur colonne correspondante soit à 30 jours pour le 16mm et 33 jours pour le 8mm.

a) Compression

Pour obtenir les valeurs de résistance en compression, le module d'élasticité et le taux de déformabilité du béton, des cubes de 15x15x15cm ont été coulés et testés en compression simple selon la norme NBN EN 12390-3.

Le Tableau 8 reprend les valeurs moyennes de la résistance à la compression (f_c) des trois échantillons testés pour chacun des types de béton. Les détails des valeurs caractéristiques pour chacun des trois échantillons par type de béton et jour de tests sont disponibles à l'Annexe A. Les tests sont réalisés sans mesure de déformation des échantillons. Par conséquent, il n'est pas possible de tracer un graphe contraintes-déformations, ni d'observer d'éventuelles différences entre les taux de déformation des trois types de béton.

Les résistances obtenues sur les cubes doivent ensuite être corrigées pour obtenir les valeurs sur cylindres qui sont considérées comme les résistances de référence. Le facteur de correction pour des échantillons cubiques de 150mm de côté est de 0,925. (CERIB 2006)

Granulométrie maximale [mm]	22	22	16	8
Age du béton lors du test [jours]	28	40	30	33
$f_{c,moy,cube}$ [MPa]	43,4	45,36	41,3	38,3
$f_{c,moy,corrigée}$ [MPa]	40,15	41,96	38,2	35,43

Tableau 8 - Résistances moyennes à la compression des échantillons de béton

Comme attendu, il y a une légère augmentation de la résistance en compression du béton entre les échantillons testés à 28 et 40 jours (Tableau 8).

La comparaison de la résistance à la compression des bétons de granulométrie 8 et 16mm avec le 22mm doit se faire pour des bétons du même âge. Pour y parvenir, une extrapolation linéaire est réalisée grâce à la résistance à 28 et 40 jours du béton 22mm. Cette extrapolation permettra de connaître la résistance à X jours pour une valeur de X comprise entre 28 et 40 jours.

$$f_{c,22mm}(X \text{ jours}) = 40,15 + \left(\frac{41,96 - 40,15}{40 - 28} \right) * (X - 28) [MPa] \quad 4.1$$

$$f_{c,22mm}(30 \text{ jours}) = 40,45 [MPa] \quad 4.2$$

$$f_{c,22mm}(33 \text{ jours}) = 40,9 [MPa] \quad 4.3$$

Les valeurs obtenues aux équations 4.2 et 4.3 permettent de conclure que les deux bétons avec des granulats réduits (8 et 16mm) ont une résistance à la compression nettement inférieure au béton avec des granulats classiques (22mm). Les résistances à la compression des trois bétons sont néanmoins suffisantes pour satisfaire à la résistance commandée (C30/37). Dans ce cas-ci, les valeurs étant fort différentes, cette conclusion aurait pu être faite sans réaliser d'extrapolation car les résistances des bétons au granulats réduits à 30 et 33 jours étaient inférieures à celle à 28 jours du béton classique.

Ces variations de résistance ne peuvent pas être comparées telles quelles avec celles de la littérature car nous ne disposons pas d'assez d'informations. Pour cette comparaison, des valeurs du taux de déformabilité ou du module d'élasticité sont nécessaires.

b) Traction

Pour obtenir une valeur de résistance à la traction des trois types de bétons, un essai de fendage sur des échantillons cylindriques a été réalisé et ce, selon la norme NBN B15-218. L'essai de fendage donne une valeur de résistance à la traction dite de fendage. Le cylindre soumis à l'essai de fendage a un diamètre (d) de 15cm et une longueur (l) égale à 30cm.

La résistance à la traction par fendage ($f_{ct,sp}$) dépend des dimensions du cylindre testé et de l'effort de rupture (F_{max}) qui lui est appliqué. Cette résistance peut être calculée par la formule :

$$f_{ct,sp} = 2 * \frac{F_{max}}{\pi * l * d} \quad (4.4)$$

La résistance à la traction pure (f_{ct}) peut être déduite de la résistance à la traction de fendage et vaut environ 90% de celle-ci.

$$f_{ct} = 0,9 * f_{ct,sp} \quad (4.5)$$

Le Tableau 9 reprend les valeurs moyennes des efforts de rupture lors du test de fendage ainsi que la résistance à la traction (f_{ct}) dérivée de cet essai pour chacun des types de béton. Les détails des valeurs caractéristiques pour chacun des trois échantillons par type de béton et jour de tests sont disponibles à l'Annexe H. Un essai de fendage ne mesure que l'effort de rupture (F_{max}) et ne fournit dès lors pas d'information sur le taux de déformation des échantillons, ce qui ne permet donc pas de tracer la courbe contraintes-déformations du béton en traction.

Granulométrie maximale [mm]	22	22	16	8
Age béton lors de l'essai [jours]	28	40	30	33
$F_{max,moy}$ [N]	224 976	223 866	215 822	241 980
$f_{ct,sp,moy}$ [MPa]	3,18	3,14	3,02	3,38
$f_{ct,moy}$ [MPa]	2,86	2,82	2,71	3,04

Tableau 9 - Résultats des essais de fendage et résistances moyennes en traction des échantillons

Contrairement à la résistance en compression, il n'y a aucune évolution de la résistance en traction du béton entre les échantillons de granulométrie 22mm testés à 28 et 40 jours. Effectivement, les deux valeurs de résistance à la traction sont quasi identiques. Aucune extrapolation linéaire ne sera réalisée mais les résultats pour les bétons de granulométrie réduite seront comparés à la moyenne des résistances en traction de 22mm soit 2,84 [MPa]. Finalement, une diminution de la résistance en traction de 4,6% pour le 16mm et une augmentation de 7% pour le 8mm sont constatées.

La littérature scientifique annonçait une augmentation de la résistance à la traction pour le micro-béton (cf. section 2.5.1) pour des résistances à la compression identique. Les valeurs de résistance obtenues pour le béton 8mm sont donc en accord avec cette littérature. Ceci est vrai même si la résistance à la compression du 8mm est inférieure à celle du 16mm car la résistance en traction augmente avec la résistance en compression. Le béton de granulométrie maximale 8mm, utilisé lors de ces tests, pourrait aussi être appelé un micro-béton par comparaison avec les dénominations de la littérature qui sont fonction de la granulométrie (reprises dans le Tableau 3). Pour le béton 16mm, la granulométrie reste importante ce qui peut expliquer que la résistance à la traction n'augmente pas. Les compositions exactes des bétons (rapport eau/ciment, quantité de granulats,...) étant la propriété de Holcim (notre fournisseur), nous ne pouvons pas les étudier pour y trouver des explications sur les variations de résistance.

4.1.2. Acier - Essais de traction

Les essais de traction sur des échantillons de barres d'acier utilisées pour le ferrailage des colonnes de ces tests sont réalisés selon la norme NBN EN 15630-1. Ces essais permettent d'obtenir les valeurs exactes de la résistance à la traction (f_t), de la limite d'élasticité (f_y) et du taux de déformation (ϵ_{uk}) afin de prédire au mieux le comportement des colonnes sous charge. L'obtention de ces valeurs pour chacune des armatures longitudinales composant les colonnes permettra d'expliquer d'éventuelles variations de comportements entre les armatures de diamètres différentes et de les comparer avec la littérature.

Le type d'acier utilisé pour le ferrailage des colonnes est de l'acier BE500S de classe B. Pour dimensionner des colonnes selon une haute classe de ductilité (DCH), il aurait fallu théoriquement que l'acier soit de classe C. Ce type d'acier est plus ductile qu'un acier de classe A ou B et possède donc une plus grande capacité de déformation que l'acier de classe B (CEN 2003) (EC2 part1-1, pg 205). Néanmoins, il n'était pas possible de commander directement des aciers de classe C pour le ferrailage

des colonnes pour la simple raison que ceux-ci ne sont pas facilement disponibles en Belgique. Les aciers peuvent être classés suivant leur résistance à la traction (f_t), leur limite d'élasticité (f_y) et leur taux de déformation à l'effort maximal (ϵ_{uk}). Grâce aux essais de traction, il sera possible de vérifier si les armatures annoncées comme des aciers de classe B ne satisfont pas aussi les critères de ductilité de la classe C. L'Eurocode 2 (CEN 2003, EN1992-1-1) donne les critères de ductilité pour la classification des barres d'acier (Tableau 10):

Classe d'acier	A	B	C
Limite d'élasticité : f_y [MPa]	400 à 600		
$k=f_t/f_y$	$\geq 1,05$	$\geq 1,08$	$\geq 1,15$ et $\leq 1,35$
Taux de déformation à effort maximal : ϵ_{uk} [%]	$\geq 2,5$	≥ 5	$\geq 7,5$

Tableau 10 - Critères pour la classification des aciers (barres de renforcement)

Les essais de traction ont été réalisés sur tous les diamètres d'armatures longitudinales rencontrés dans les colonnes c'est-à-dire 8, 12 et 16mm et ce, pour trois échantillons de chaque type. Les résultats des essais de traction sont détaillés dans ce qui suit.

La Figure 23 reprend les courbes contraintes-déformations pour ces trois diamètres et le Tableau 11, quant à lui, reprend la moyenne des trois essais des valeurs principales caractérisant l'acier. Les détails pour chacun des 9 échantillons sont disponibles à l'**Annexe I**. Sur ce graphe et dans ce tableau, quelques différences apparaissent entre ces différentes armatures. Tout d'abord, les barres de 16mm de diamètre ont une ductilité plus importante qui se caractérise par un taux de déformation à la rupture plus élevé. Le taux de déformation à l'effort maximal est quant à lui semblable à celui des armatures de plus faible diamètre. De ces tests, il ressort aussi que les armatures de 12mm de diamètre ont une limite élastique et une résistance à la traction plus faible que les autres, ce qui paraît surprenant. Une hypothèse qui nous a été donnée par Jean-François Rondeaux est que la résistance des $\phi 12$ serait expressément diminuée en usine pour pouvoir plus facilement les plier sur chantier. Ce traitement ne serait pas nécessaire pour les $\phi 16$ qui sont rarement pliées, ni pour les $\phi 8$ qui, grâce à leur faible diamètre, sont à force égale plus facilement pliables. Malgré ces différences, les taux de déformation

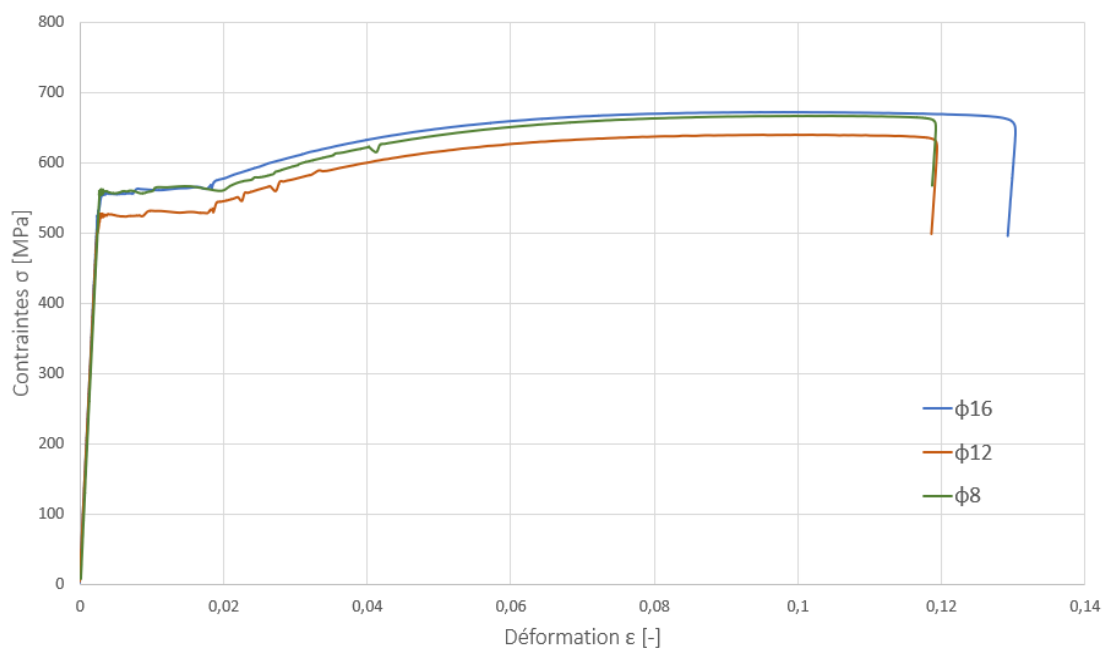


Figure 23 - Courbes contraintes déformation: Barres d'armatures BE500S de différents diamètres

élastique et de rupture ainsi que le rapport entre la résistance à la traction et la limite d'élasticité restent relativement semblables.

	$\phi 8$	$\phi 12$	$\phi 16$
Limite d'élasticité : f_y [MPa]	552	519	554
Resistance à la traction: f_t [MPa]	667	640	673
$k=f_t/f_y$	1,21	1,23	1,21
Taux de déformation à la limite d'élasticité : ϵ_y [%]	0,26	0,28	0,3
Taux de déformation à effort maximal : ϵ_{c1} [%]	9,97	9,86	9,7

Tableau 11 - Valeurs moyenne des paramètres mécaniques des armatures testées en traction

En comparant les critères de classification des aciers (Tableau 10) avec les valeurs des propriétés mécaniques des aciers ainsi que le paramètre « k » obtenus lors des essais de traction (Tableau 11), nous remarquons que les aciers utilisés dans la conception des colonnes remplissent les trois critères pour être classifiés C. Il paraît donc acceptable de considérer les colonnes de ces tests comme étant de haute classe de ductilité (DCH).

Il est important de préciser que ces résultats ne sont pas en accord avec la littérature qui annonçait une plus haute limite élastique pour les barres de faible diamètre.

4.1.3. Béton confiné

Au centre de la colonne, dans la zone de béton comprise à l'intérieur des étriers, le béton est dit confiné. Le béton confiné possède des caractéristiques de contraintes-déformations différentes de celles du béton non confiné. (Saatcioglu et Razvi 1992). Sa résistance à la compression ainsi que son taux de déformabilité à la rupture augmentent par rapport au même béton non-confiné (Figure 24). Un béton confiné est donc plus ductile que son homologue non-confiné. Grâce aux valeurs obtenues sur les échantillons de béton et d'acier, le gain de résistance dans le noyau confiné pourra être calculé.

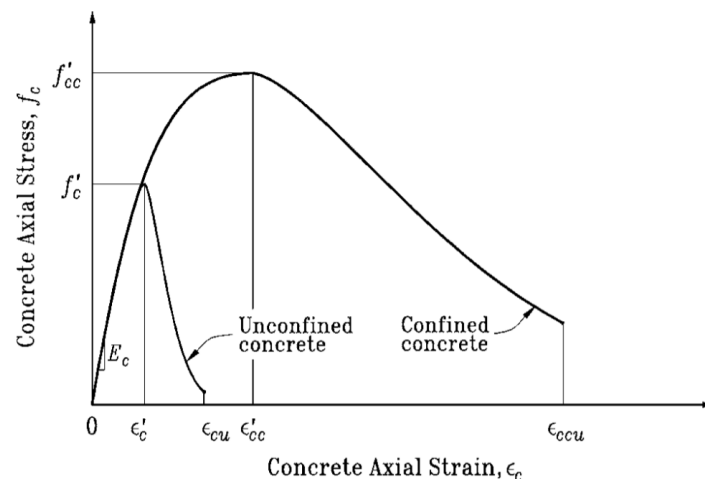


Figure 24 - Courbes contraintes-déformations: béton confiné et non-confiné (Paultre et Légeron 2008, Fig. 1)

Le confinement est un phénomène tri-dimensionnel causé par une apparition de contraintes horizontales générées par les étriers. Les efforts de flexion dans la colonne génèrent une contrainte

verticale principale de compression σ_1 . Cependant, les étriers empêchent l'expansion latérale du béton comprimé et génèrent à leur tour deux contraintes horizontales et égales σ_2 et σ_3 (Figure 25).

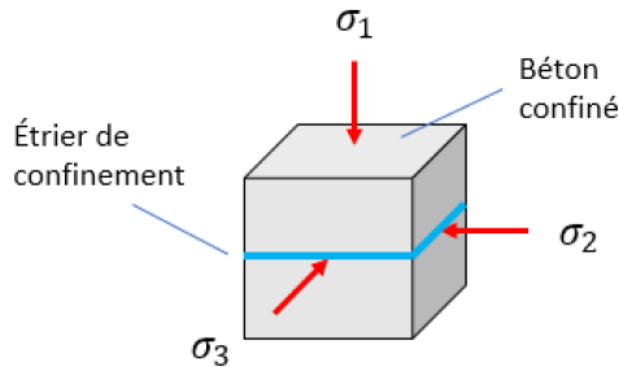


Figure 25 - Contraintes sur un élément de béton confiné
(Herzezel et Rigot 2019, Figure 4.12)

Fardis (2009) propose une méthode pour le calcul de la résistance à la compression (f_{cc}) ainsi que pour les taux de déformabilité à effort maximal (ϵ_{cc1}) et à la rupture (ϵ_{ccu}) du béton confiné sur base des valeurs caractéristiques du béton non-confiné.

La résistance à la compression du béton confiné est donnée par :

$$f_{cc} = f_c(1 + K) \quad (4.6)$$

Fardis (2009) décrit plusieurs modèles proposant une valeur pour K. Celui adopté par l'Eurocode 8 (équation (4.7)) sera suivi dans ce travail :

$$K = 3,7 \left(\frac{p}{f_c} \right)^{0,86} \quad (4.7)$$

Avec
$$p = 0,5 * \rho_{w,c} * f_{w,yd} \quad (4.8)$$

Les taux de déformabilité à l'effort maximal et à la rupture valent respectivement :

$$\epsilon_{cc1} = \epsilon_{c1} * (1 + 5K) \quad (4.9)$$

$$\epsilon_{ccu} = 0,0035 + 0,2 * \frac{p}{f_c} \quad (4.10)$$

Appliquons maintenant ces formules au béton de granulométrie 22mm à 28 jours et pour la colonne 1:1 ($f_c = 40,15 \text{ MPa}$, $f_{w,yd} = 552 \text{ MPa}$, $\rho_{w,c} = 0,016$, $\epsilon_{c1} = 0,0028$), afin d'observer l'effet du confinement sur ce béton.

$$p = 0,5 * 0,016 * 552 = 4,416 \quad (4.11)$$

$$K = 3,7 \left(\frac{4,416}{40,15} \right)^{0,86} = 0,554 \quad (4.12)$$

$$f_{cc} = 40,15(1 + 0,554) = 62,39 \text{ MPa} \quad (4.13)$$

La résistance à la compression dans le noyau confiné augmente de près de 55%. Calculons maintenant les taux de déformabilité du béton confiné :

$$\epsilon_{cc1} = 0,0028 * (1 + 5K) = 0,011 = 1,1\% \quad (4.14)$$

$$\epsilon_{ccu} = 0,0035 + 0,2 * \frac{4,416}{40,15} = 0,0255 = 2,55\% \quad (4.15)$$

Les taux de déformabilité à effort maximal et à la rupture augmentent également significativement. La déformation à effort maximal passe de 0,28% à 1,1% et la déformation à la rupture de 0,35% à 2,55%.

4.2. Coffrage et installation des armatures

4.2.1. Coffrages

Les coffrages sont à usage unique sauf ceux des colonnes C2B et C3B qui sont réutilisés pour les colonnes C2C et C3C. En effet, ces deux dernières colonnes comportent un béton différent des autres colonnes, ce qui permet de pouvoir les couler après le décoffrage des précédentes.

Les coffrages à usage unique sont réalisés avec des panneaux en bois multiplex (Figure 26) et seront détruits lors du décoffrage.

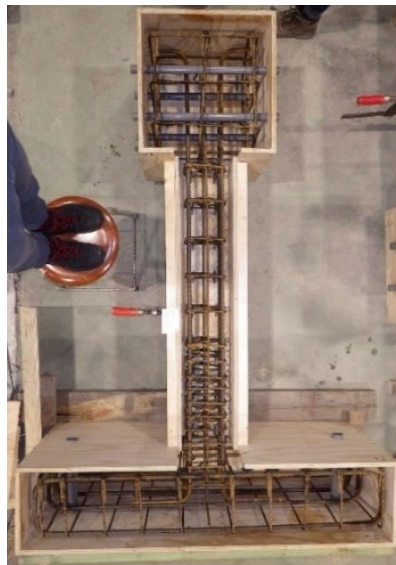


Figure 26 - Coffrage en bois et ferrailage

Pour les coffrages réutilisables, les panneaux sont en bois bakéliné. Ils ont également été huilés pour limiter l'interaction avec le béton et faciliter le décoffrage. Toujours dans l'optique de faciliter, le décoffrage des colonnes, des ancrages sont prévus dans le ferrailage.



Figure 27 - Coffrage en bois bakélinisé et ferrailage

Une fois les colonnes décoffrées, nous remarquons une nette différence de qualité du rendu des colonnes en fonction du type de bois utilisé pour le coffrage. La finition des colonnes en bois bakélinisé est beaucoup plus propre et lisse .

Des réservations réalisées à l'aide de tubes en PVC (Figure 28) sont prévues dans chaque coffrage pour permettre l'ancrage des bases dans le plancher du laboratoire ainsi que la fixation du vérin dans le bloc de tête. Ces réservations sont au nombre de six, deux pour l'ancrage de la base et quatre pour la fixation du vérin.



Figure 28 - Réserve dans le coffrage (tubes en PVC)

Les coffrages ont été renforcés par des lattes en bois ainsi que par des serre-joints et des sangles, afin d'éviter que ceux-ci ne se déforment sous l'effet de la pression hydrostatique du béton frais. La pression hydrostatique se caractérise par une poussée horizontale directement proportionnelle à la masse volumique du béton ($\rho_{\text{béton}} = 25 \text{ [kNm]}$) et à la hauteur du béton frais dans le coffrage.

$$p_{\text{hydrostatique}} = h_{\text{béton}} * \rho_{\text{béton}}$$

La pression hydrostatique est donc nulle à la surface supérieure du coffrage et maximale au fond du coffrage.

4.2.2. Ferrailages

Les ferrailages ont été réalisés et livrés de manière tout à fait indépendante des coffrages. Les différents ferrailages ont été insérés dans le coffrage au LEMSC par nos soins, avec l'aide précieuse des techniciens. Grâce à la précision des plans et la bonne réalisation des coffrages et du ferrailage, tout s'est passé sans problèmes majeurs. Cependant, quelques petites différences avec les plans sont à mentionner.

Tout d'abord, l'enrobage ne correspond pas exactement à celui espéré (cf. Tableau 4) dû au fait qu'il n'y avait qu'une seule taille d'écarteur (30 mm, Figure 29) disponible au laboratoire. Cependant, nous avons quand même pu faire varier cet enrobage en plaçant les écarteurs sur les étriers pour les colonnes de référence et à l'échelle 3:4 (Figure 31), et sur les armatures longitudinales pour les colonnes 1:2 (Figure 30). Cette divergence sera à prendre en considération lors de l'analyse des résultats, malgré le fait que l'enrobage souhaité soit en théorie respecté dans la direction de l'application de l'effort. Cela signifie que la hauteur de béton utile est conforme à ce qui a été prévu et identique quand le vérin pousse ou tire la colonne. De plus, le bras de levier considéré lors du calcul du moment résistant devrait donc être le même entre les colonnes d'une même série.

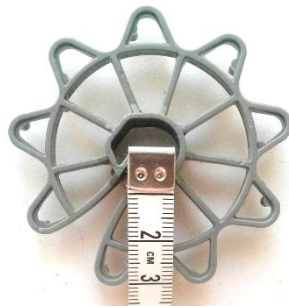


Figure 29 – Détails de l'écarteur

Nous avons également remarqué que l'enrobage de la colonne C1B était relativement faible (pas identique aux plans) au niveau du bas de la tête. Aucun problème n'a été rencontré lors du bétonnage mais nous resterons néanmoins attentifs lors de la phase de test.



Figure 31 - Ecarteurs sur les étriers :
Colonnes 1:1 et 3:4

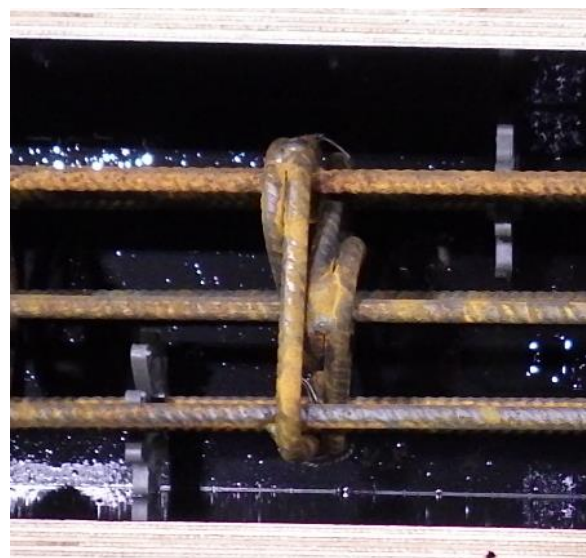


Figure 30 - Ecarteurs sur les armatures longitudinales :
Colonnes 1:2

4.3. Bétonnage

4.3.1. Commande du béton

Comme mentionné précédemment, trois bétons de granulométrie variable ont été utilisés pour bétonner les colonnes. Les autres critères à prendre en compte pour prescrire un béton, comme la classe d'environnement ou de consistance, sont identiques dans les trois bétons.

Les commandes de béton réalisées selon la fiche technique « Comment prescrire un béton » (Febelcem 2005) sont :

- C30/37 - BA - EE2 - S4 - 22
- C30/37 - BA - EE2 - S4 - 16
- C30/37 - BA - EE2 - S4 - 8

Ces suites de codes chiffrés et lettrés correspondent aux caractéristiques souhaitées pour le béton des colonnes. Leur signification est détaillée ci-dessous :

- C30/37 : Classe de résistance du béton.
- BA : Pour béton armé, correspond au domaine d'utilisation du béton (non armé, armé ou précontraint)
- EE2 : La classe d'environnement. Le EE2 correspond à une utilisation du béton soumis au gel mais sans contact avec la pluie. Cette classe d'environnement est courante pour des colonnes réelles dans un garage ouvert par exemple.
- S4 : L'affaissement pour mesurer la classe de consistance du béton. S4 correspond pour un test au cône d'Abrams à un affaissement compris entre 160 et 210mm.
- 22, 16 ou 8 : La granulométrie maximale en millimètre.

4.3.2. Test au cône d'Abrams

Le test au cône d'Abrams est un essai normalisé qui permet de mesurer l'affaissement du béton pour en déduire sa classe de consistance. Au moment de la livraison du béton, ce test a été réalisé et l'affaissement a été mesuré pour vérifier que le béton livré correspondait bien au béton prescrit.



Figure 32 - Test au cône d'Abrams - Béton $D_{max}=16\text{mm}$

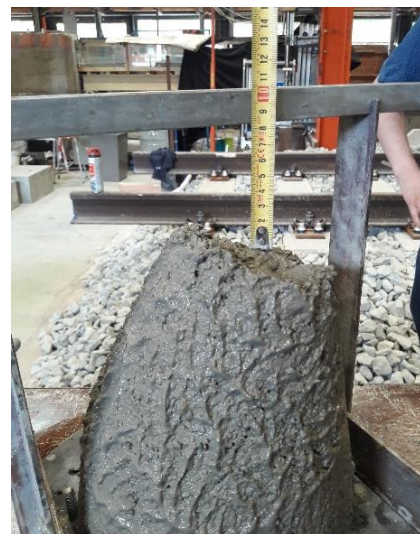


Figure 33 - Test au cône d'Abrams - Béton $D_{max}=8\text{mm}$

La Figure 32 montre un affaissement de 16cm pour le test au cône d'Abrams et ce, pour le béton de granulométrie 16mm. Un tel affaissement correspond tout juste à la classe de consistance S4. (Febelcem 2005)

La Figure 33 montre un affaissement de 8cm pour le test au cône d'Abrams pour le béton de granulométrie 8mm. Cet affaissement correspond à la classe de consistance S2 (Febelcem 2005), ce qui signifie que le béton est moins fluide et plus difficile à mettre en place. Même si cela ne correspondait pas tout à fait au béton prescrit, il a néanmoins été jugé acceptable.

Le test n'a malheureusement pas été réalisé lors de la première phase de bétonnage ($D_{\max}=22\text{mm}$). Cependant, en comparant sa mise en œuvre avec celle des deux autres bétons, nous supposons une classe de consistance S3. Effectivement, il était moins sec que le béton 8mm et moins liquide que le 16mm.

4.3.3. Bétonnage des colonnes

Afin de garantir une bonne mise en place du béton dans le coffrage et en raison des bases des colonnes relativement grandes, celles-ci ont été coulées horizontalement pour une question de facilité. Tout d'abord, le béton est versé depuis le camion toupie dans la benne à béton (cufa) ce qui permet de couler le béton dans le coffrage. Le béton est ensuite vibré pour une bonne mise en place. Afin de compenser les différences de niveau entre la base, l'âme et le bloc de tête de la colonne, des éléments de coffrage sont vissés au cours du bétonnage. Les détails du coffrage sont précisés dans le TFE associé (Dayez et Mennig 2020).



Figure 34 - Bétonnage horizontal

Il est vrai que ce bétonnage horizontal ne correspond pas à la réalité où ces colonnes auraient été bétonnées verticalement en plusieurs étapes : dalle avec armatures d'attente, colonne et finalement bloc de tête. Cependant, l'épaisseur des couches de béton est perpendiculaire au chargement, ce qui signifie que la composition sera la même pour les deux directions opposées du chargement cyclique. L'inverse aurait eu des conséquences plus importantes. Malgré tout, au vu du temps limité et des faibles quantités de béton nécessaires pour ce projet, ce coulage horizontal demeure la meilleure option.

4.4. Décoffrage des colonnes

Les colonnes sont décoffrées 5 jours après le bétonnage. Les coffrages réalisés avec des panneaux multiplex sont ensuite complètement détruits. Lors de leur première utilisation, les coffrages en bois bakélisé doivent être gardés intacts. Pour faciliter ce décoffrage trois ancrages « Junior Rd 20 » sont prévus dans la colonne C2B et trois « Rd 16 » dans la colonne C3B (Figure 36). Des crochets viennent se visser dans ces ancrages afin de soulever la colonne pour la décoffrer (Figure 35). Les calculs pour le dimensionnement des ancrages « Junior Rd » sont disponibles dans le TFE associé (Dayez et Mennig 2020).



Figure 35 - Soulèvement des colonnes pour le décoffrage



Figure 36 - C.3B : Les 3 ancrages pour le décoffrage en rouge

4.5. Déplacement des colonnes

Comme les colonnes sont coulées horizontalement, il convient dans un premier temps de les passer en position verticale pour ensuite les déplacer vers la zone de test (Figure 37). Ces manipulations sont faites en soulevant les colonnes à l'aide de deux tiges filetées de 27mm de diamètre (M27) qui sont placées dans deux des quatre réservations présentes dans le bloc de tête de la colonne (Figure 38).

La résistance des trois tailles de colonnes et des tiges filetées doit être vérifiée pendant cette étape de déplacement pour ne pas endommager les colonnes avant le début du test.

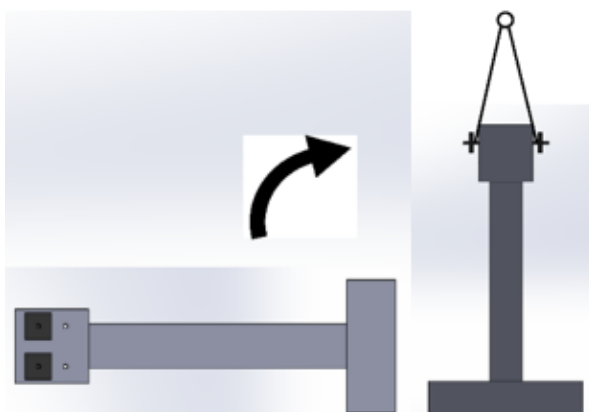


Figure 37 - Basculement des colonnes : Position horizontale (coulage du béton) à verticale (test)

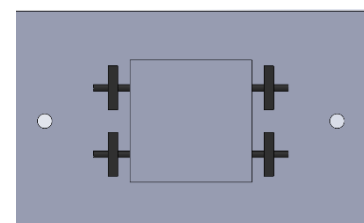


Figure 38 - Position des 2 tiges M27 pour le déplacement

4.5.1. Vérification de la résistance au cisaillement des tiges filetées

La première vérification à faire est la résistance au cisaillement des tiges filetées. Ce cisaillement est induit par le poids des colonnes (Figure 39). La résistance des tiges filetées sera uniquement vérifiée pour les colonnes à taille réelle car ces colonnes sont les plus lourdes et elles vont donc induire l'effort de cisaillement le plus important sur les tiges filetées.

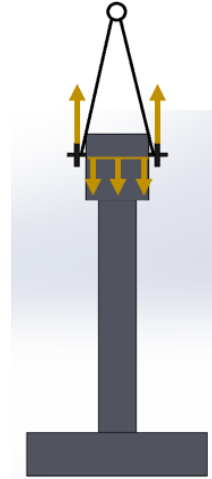


Figure 39 - Cisaillement dans les tiges filetées en phase de déplacement

Comme le volume de la colonne ($0,708 \text{ m}^3$) et la masse volumique du béton (25 kN/m^3) sont connus, le calcul du poids des colonnes de référence est immédiat :

$$W = 0,708 * 25 = 17,7 \text{ kN} \quad 4.16$$

Pour que les tiges filetées ne rompent pas, leur résistance au cisaillement doit être supérieure à la moitié du poids de la colonne à soulever et ce, parce que la colonne est levée à l'aide de deux tiges. La résistance au cisaillement d'une tige filetée (classe 8.8) se calcule grâce à la formule suivante (Doneux et Vassart 2019) :

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v * f_{ub} * A_s}{\gamma_{M2}} \quad 4.17$$

Avec :

- $\alpha_v = 0.6$, coefficient dépendant de la section résistante au cisaillement et de la qualité de l'acier du boulon.
- $f_{ub} = 800 \text{ MPa}$, résistance ultime de la tige filetée
- $A_s = 459 \text{ mm}^2$, pour une tige M27
- $\gamma_{M2} = 1,25$, coefficient de sécurité

Ces valeurs permettent de calculer la résistance au cisaillement des tiges filetées M27 :

$$F_{v,Rd} = 176,256 \text{ kN} \quad 4.18$$

La résistance des tiges filetées au cisaillement est nettement supérieure au demi-poids de la colonne ($F_{v,Rd} \gg \frac{W}{2}$). Il n'y a donc pas de problème de résistance des tiges pour le déplacement de la colonne.

4.5.2. Vérification de la portance locale des réservations

Une fois la colonne soulevée, chacune des deux tiges filetées va appliquer une force de compression sur le béton égale à la moitié du poids de la colonne (Figure 40). La contrainte de compression causée par cette force doit être inférieure à la résistance du béton pour ne pas endommager le bloc de tête. La vérification ne sera aussi faite que pour les colonnes de référence car comme les tiges filetées sont identiques pour toutes les colonnes, la surface d'application de la force de compression reste identique. Comme les colonnes de référence sont les plus lourdes, si elles respectent le critère de résistance, celui-ci sera automatiquement vérifié pour les deux autres tailles de colonnes.

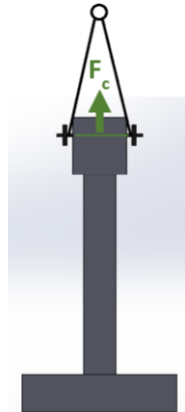


Figure 40 - Force de compression sur le béton en phase de déplacement

Le poids et le demi-poids de la colonne valent :

$$W_{1:1} = 17,7 \text{ kN} \quad 4.19$$

$$\frac{W_{1:1}}{2} = 8,85 \text{ kN} \quad 4.20$$

Cette force est appliquée uniformément sur une surface égale au diamètre de la tige multipliée par sa longueur dans le béton.

$$A = 28 * 500 = 14\,000 \text{ mm}^2 \quad 4.21$$

Le demi-poids de la colonne crée une contrainte sur le béton qui doit être inférieure à la résistance en compression du béton. Le béton utilisé, C30/37 a une résistance à la compression de 30MPa.

$$\sigma = \frac{W/2}{A} < 30 \text{ MPa} \quad 4.22$$

$$\sigma = 0,63 \text{ MPa} < 30 \text{ MPa} \quad 4.23$$

Cette contrainte étant bien inférieure à la résistance en compression du béton la portance des réservations est donc tout à fait suffisante.

4.5.3. Vérification de la résistance à la traction dans le béton aux interfaces

Quand la colonne est soulevée, l'âme et la base de la colonne engendrent une force de traction sur la tête de la colonne (Figure 41). Il faut s'assurer que cette force ne va pas fissurer le béton ce qui aurait

une influence sur le comportement de l'élément lors du programme expérimental. En d'autres mots, la contrainte de traction doit être inférieure à la résistance à la traction du béton.

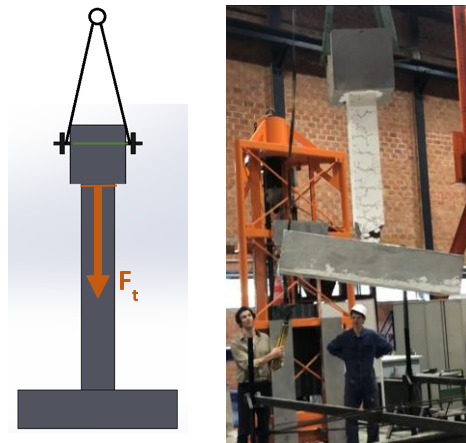


Figure 41 - Force de traction sur la colonne en phase de déplacement

Pour la colonne 1 :1, avec la masse volumique du béton égale à 25kN/m^3 :

$$W_{\text{ame+base}} = 14,75\text{kN} \quad 4.24$$

La section de la colonne sur laquelle la force due au poids est appliquée :

$$A = 300 * 300 = 90\,000 \quad 4.25$$

La contrainte qui doit rester inférieure à la résistance du béton vaut:

$$\sigma_{\text{réelle}} = \frac{W_{\text{ame+base}}}{A} < f_{\text{ctm}} = 2,9\text{ MPa} \quad 4.26$$

$$0,16\text{ MPa} < 2,9\text{ MPa} \quad 4.27$$

Cette inégalité démontre qu'il n'y a pas de problème de résistance à la traction lors du déplacement de la colonne 1:1.

La résistance à la traction est également vérifiée pour les deux autres tailles de colonnes et à nouveau les inégalités sont respectées (Tableau 12). Toutes les colonnes résistent donc bien à ce déplacement :

Colonnes 3:4 (225 x 225mm)	Colonnes 1:2 (150 x 150mm)
$W_{ame+base} = 8,75 \text{ kN}$ $A = 50\,625 \text{ mm}^2$	$W_{ame+base} = 5,5 \text{ kN}$ $A = 22\,500 \text{ mm}^2$
$\sigma_{réelle} = 0,17 \text{ MPa} < f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$	$\sigma_{réelle} = 0,24 \text{ MPa} < f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$

4.6. Mise en charge des colonnes et dispositif expérimental

4.6.1. Descriptif détaillé du programme expérimental

a) Mise en charge

Les colonnes sont chargées cycliquement au milieu du bloc de tête, soit au niveau de la hauteur effective des colonnes à l'aide d'un vérin. Le test est quasi statique, c'est-à-dire que la vitesse est suffisamment faible pour éviter des effets dynamiques non désirables. Le vérin pousse d'abord la colonne jusqu'à une certaine distance prédéfinie à vitesse donnée et mesure en parallèle l'effort qu'il applique pour y parvenir. Ensuite, le vérin tire la colonne sur la même distance par rapport à la position initiale. Le déplacement imposé en tête est augmenté progressivement jusqu'à atteindre la rupture.

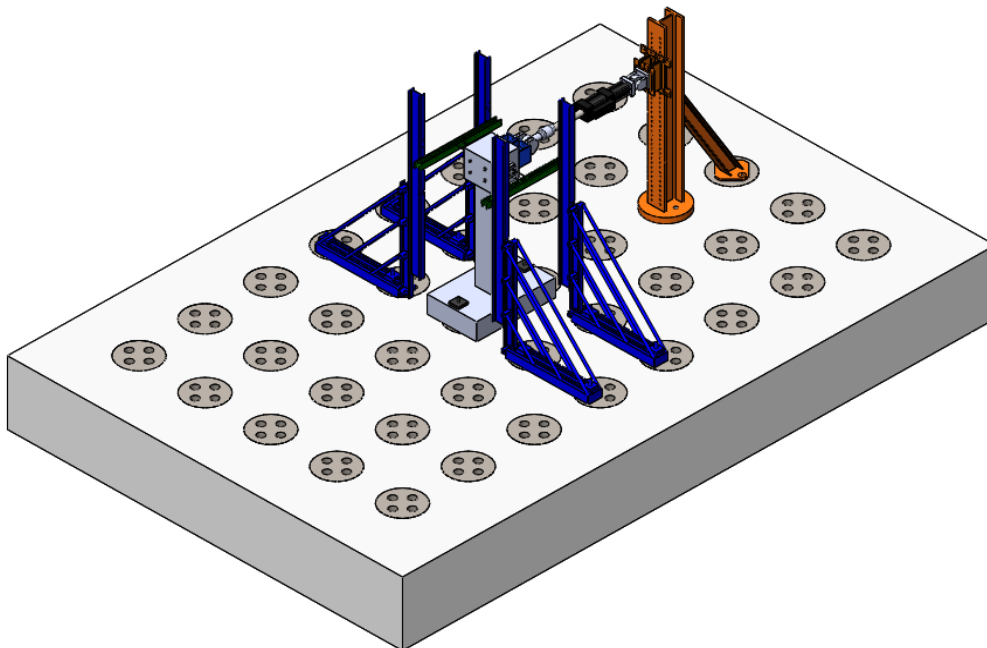


Figure 42 –Dispositif expérimental, vue globale

b) Déformations dans le plan

Pour éviter des déplacements non souhaitables de la colonne dans la direction perpendiculaire au vérin, cette direction est bloquée par deux profilés métalliques (IPE100, en vert : Figure 42, Figure 44, Figure 43) sur lesquels sont fixées des billes de roulement en contact avec la tête de la colonne. Ces billes permettent de limiter le frottement et de ne pas influencer le déplacement dans le sens du vérin.

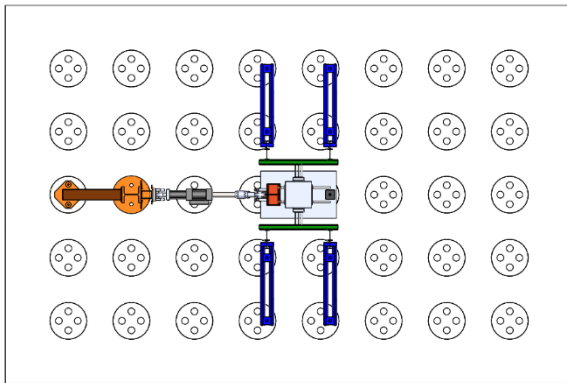


Figure 43 - Dispositif expérimental, vue de haut

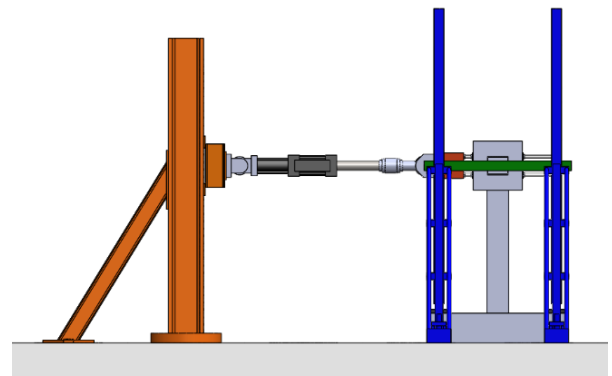


Figure 44 - Dispositif expérimental, vue de face

Pour plus de détails sur le dispositif des tests expérimentaux, il est possible de se référer au TFE associé complémentaire: *Résistance à l'impact vertical de colonnes en béton armé soumises à un effondrement progressif* (Dayez et Mennig 2020).



Figure 45 - Dispositif expérimental réel

c) Ancrage

Les colonnes sont ancrées dans le sol via deux Dywidags précontraints afin que la base de la colonne reste immobile. Ces deux Dywidags de 36mm de diamètre passent par deux réservations de 50 mm de diamètre prévue à cet effet dans le coffrage des colonnes (Figure 46). La Figure 47 montre que la hauteur de Dywidag nécessaire à la précontrainte est assez importante. Pour plus de détails concernant ces ancrages et les forces de précontrainte à appliquer, le lecteur est invité à consulter le TFE associé (Dayez et Mennig 2020).

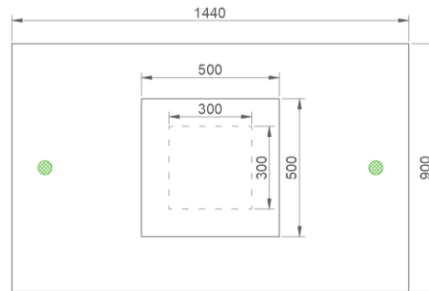


Figure 46 - Réservations pour les Dywidags (en vert), Plan: colonnes 1:1: Unités [mm]



Figure 47 - Dispositif expérimental C.1A&B avec Dywidag pour l'ancrage en vert

4.6.2. Protocole de chargement

Le protocole de chargement est illustré à la Figure 48 et consiste à appliquer de manière cyclique un déplacement horizontal imposé en tête de la colonne. Chaque pic de ce diagramme représente la fin d'un stade de chargement. La direction du vérin est positive lorsqu'il pousse la colonne et négative lorsqu'il la tire. Chaque palier est désigné par le terme de stade de chargement (*Load Stage* en anglais), ou de manière abrégée « LS».

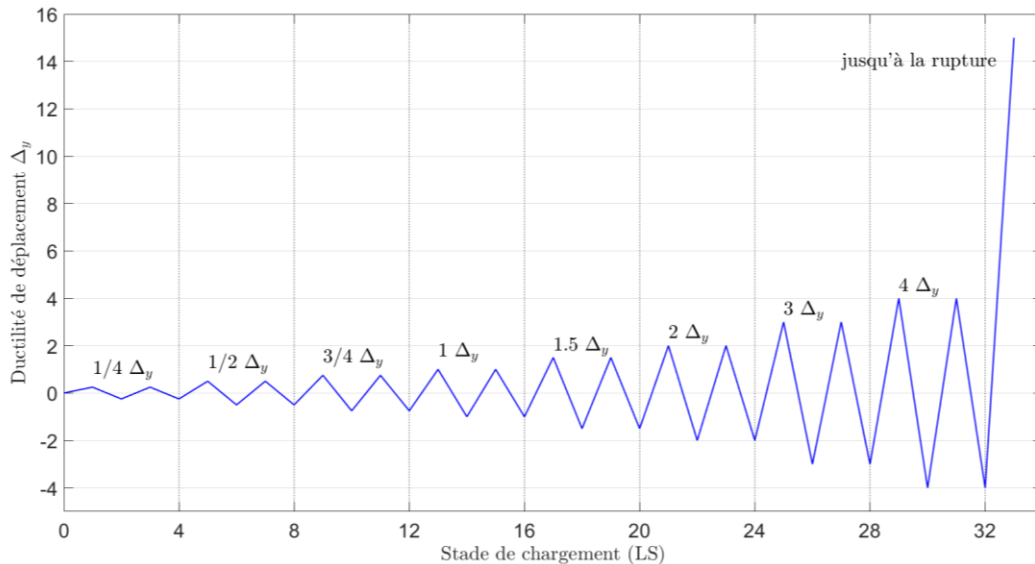


Figure 48 - Protocole de chargement jusqu'à la

Pour chaque facteur de ductilité de déplacement ($\mu = \Delta_{\text{imposé}} / \Delta_y$), deux cycles complets sont réalisés et ce, jusque $\mu=4$. En effet, la course du vérin utilisé pour ces tests est limitée à 26 cm et ne permet donc pas de réaliser des cycles pour les ductilités de déplacement au-delà de $\mu=4$. La fin du protocole résulte donc en test monotone jusqu'à la rupture, définie comme le point où la force résistante a subi une perte de 20% par rapport à la force résistante maximale enregistrée durant le test. Le déplacement à partir duquel le comportement de la colonne est considéré comme étant plastique, est appelé déplacement de ductilité « *yield displacement* (Δ_y) ». Il a été calculé au moyen de l'Eurocode 8 et du software Seismostruct et est repris pour chaque colonne dans le Tableau 13 ci-dessous:

Colonne	C1A et C1B	C2A	C2B et C2C	C3A	C3B et C3C
Δ_y [mm]	28	19	20	12	12

Tableau 13 - Valeur des ductilités de déplacement Δ_y pour chaque type de colonne

Le protocole de chargement résumé ci-dessus est décrit de manière plus exhaustive dans le TFE complémentaire (Dayez et Mennig 2020).

4.7. Appareils de mesure

Cette section reprend un descriptif des différents appareils de mesure et de leur utilisation lors des tests expérimentaux.

4.7.1. LVDT

Le LVDT pour "Linear Variable Differential Transformer" est un appareil de mesure électrique permettant de mesurer un déplacement entre deux points à l'aide d'une tige qui enregistre les déplacements depuis sa position initiale. Cette tige peut soit rentrer (mesure de compression) soit sortir

(mesure de traction) du noyau du LVDT. La longueur de mesure maximale dépend de la course et du type de LVDT. Ces mesures permettent à la fois de connaître l'ouverture des fissures et de calculer la courbure des colonnes.

Les LVDTs sont au nombre de huit et sont placés symétriquement de part et d'autre de la colonne, soit quatre de chaque côté. Du au chargement cyclique, les LVDTs mesurent de manière alternée des déformations dues soit à la traction soit à la compression. De chaque côté de la colonne, trois types de LVDTs sont employés pour pouvoir couvrir toute la hauteur (Plan: Figure 49; Réalité: Figure 51) :

- **1 LVDT 10mm** : course totale 20mm, placé le plus près de la base possible pour mesurer l'ouverture de la première fissure. (Figure 52)
- **LVDT 25mm** : course totale 50mm.
 - Le premier mesure les déformations sur la hauteur de la rotule plastique. La rotule plastique est la partie de la colonne qui va subir une déformation plastique. (LVDT 25 bas)
 - Le second mesure les déformations entre la rotule plastique et deux fois la rotule plastique. (LVDT 25 haut)
- **1 LVDT 75mm** : course totale 150mm, mesure le reste de la hauteur de la colonne.

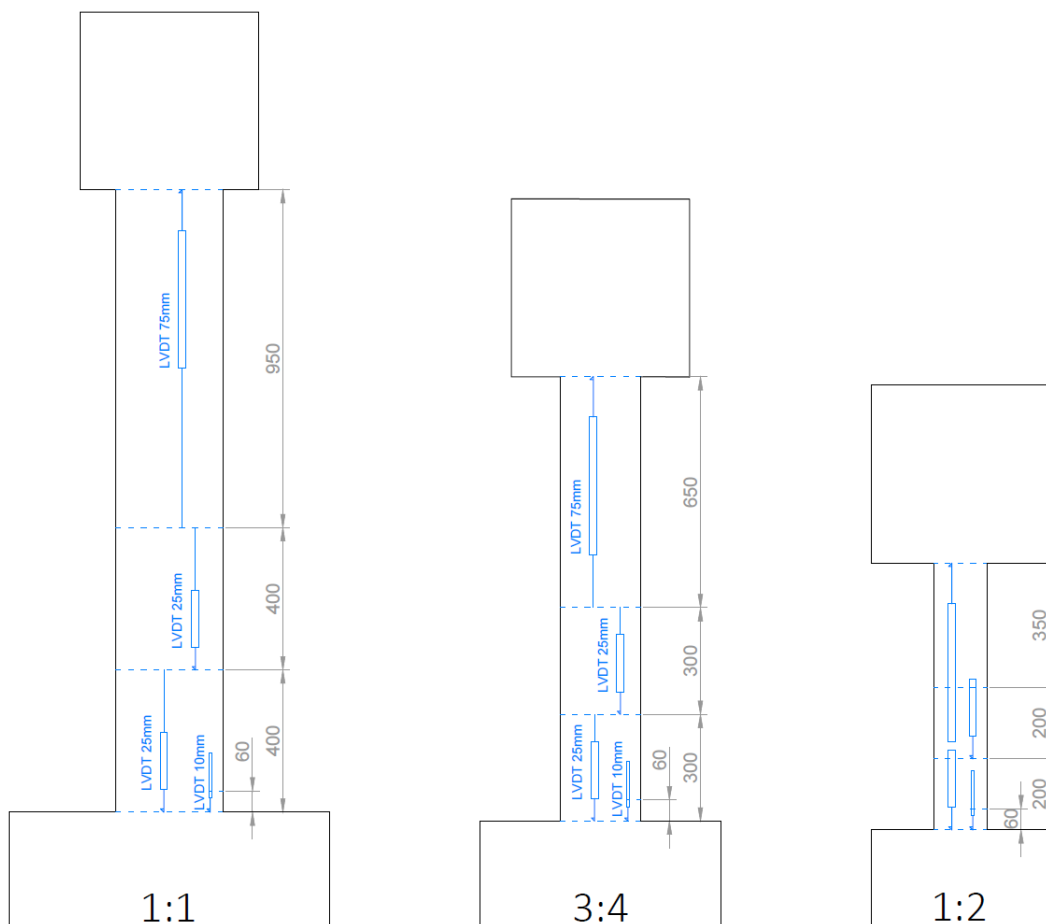


Figure 49 - Plans pour le placement des LVDTs, vue de côté - Unités [mm]

Lors de leur placement, les LVDTs doivent être calibrés en fonction des besoins du test. Comme de plus grandes déformations sont attendues en traction, la calibration consiste à placer le 0 du LVDT de

manière à ce qu'il ait une plus grande capacité de mesure en traction. Par exemple, pour le LVDT 25mm, 35mm de course sont permis en traction et 15mm en compression. Les LVDTs se placent à l'aide de socles métalliques (Figure 50) directement collés à la colonne ce qui permet de ne pas endommager le béton en les vissant directement dans celui-ci. Ces socles permettent aussi d'allonger ou de raccourcir les LVDTs afin de mesurer le déplacement sur la distance souhaitée.

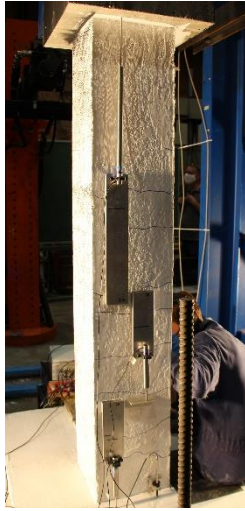


Figure 51 - LVDTs placés sur la colonne

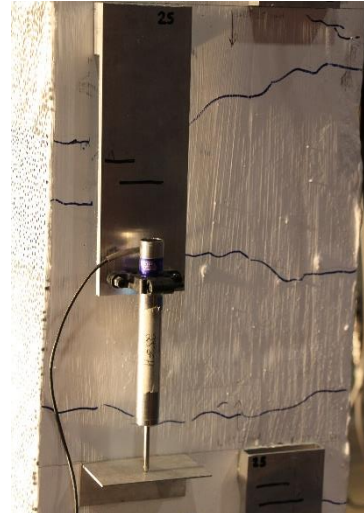


Figure 50 - Détails du socle et de la rallonge : LVDT 25mm haut

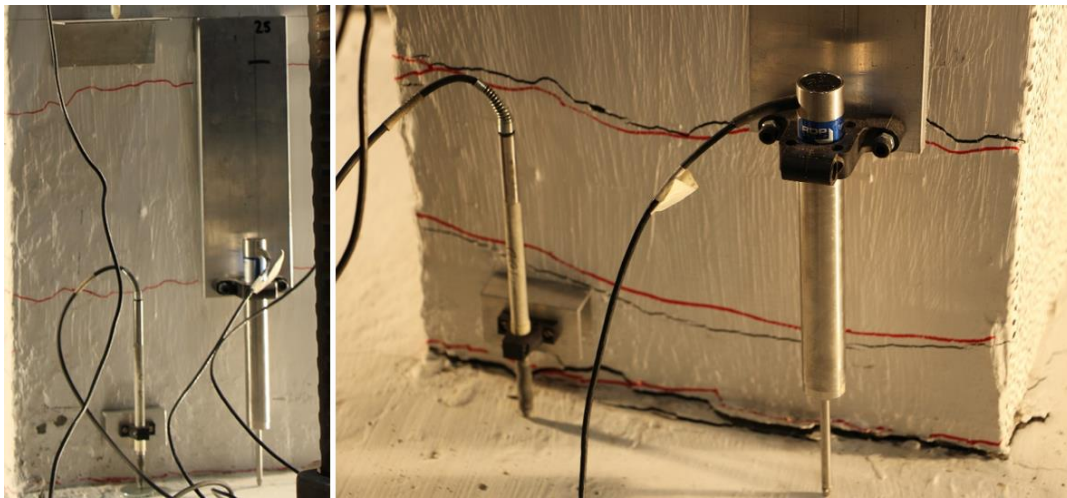


Figure 52 - Détail du placement des LVDTs en base de colonne

a) Mesure de l'allongement de la colonne

Grâce aux données enregistrées par les LVDTs, il est possible de trouver l'élongation de la colonne et le taux de déformation verticale qui en découle. Cela permet de tracer le graphe de l'élongation résiduelle en fonction du déplacement horizontal de la tête de la colonne.

L'élongation (η) se calcule (4.28) en faisant la moyenne sur la somme des LVDTs de gauche et de droite. Les LVDTs 10mm (gauche et droite) ne sont pas compris dans les sommes car leurs mesures sont également reprises par les LVDTs 25mm du bas.

$$\eta = \frac{\sum LVDTs_G + \sum LVDTs_D}{2} [mm] \quad 4.28$$

b) Mesure de la courbure

Les données enregistrées par les LVDTs permettent également de mesurer l'évolution de la courbure des colonnes à chaque instant de la durée de l'essai.

L'angle de la rotation de la section, sur la portion de la colonne mesuré par les LVDT Xmm, peut se calculer à l'aide de la formule suivante (Figure 53, équation 4.29), (Herrezeel et Rigot 2019) :

$$\alpha \cong \tan \alpha = \frac{\Delta X_G - \Delta X_D}{b_c} \quad 4.29$$

Avec ΔX_G et ΔX_D , l'allongement mesuré par les LVDTs Xmm » respectivement à gauche et à droite de la colonne. L'approximation $\alpha \approx \tan \alpha$ est applicable pour des angles très faibles, ce qui est effectivement le cas ici : $\Delta X_G, \Delta X_D \ll b_c$.

La courbure (γ) sur la portion de la colonne mesurée par le LVDT Xmm peut ensuite être calculé (4.30) en divisant l'angle de rotation par la hauteur de cette portion ($h_{LVDT\ Xmm}$).

$$\gamma = \frac{\alpha}{h_{LVDT} * Xmm} [mm^{-1}] \quad 4.30$$

Ces formules permettent de tracer le profil de la courbure sur la hauteur de la colonne pour certains déplacements horizontaux ainsi que le graphe mettant en relation le moment et la courbure à la base de la colonne.

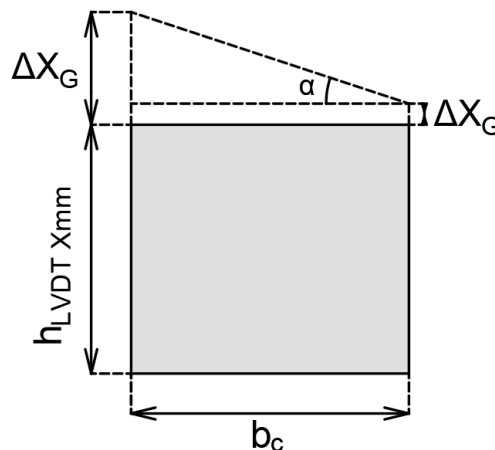


Figure 53 - Calcul de la courbure grâce aux LVDTs

4.7.2. Capteur potentiométrique

Tout comme les LVDTs, le capteur potentiométrique mesure des déplacements linéaires. Il est utilisé ici pour mesurer le déplacement en tête de colonne.

Ce capteur potentiométrique fonctionne à l'aide d'un fil possédant une course totale de 50cm, qui une fois placé dans la position souhaitée peut sortir ou rentrer dans un boîtier. C'est la variation de la longueur de ce fil dans le boîtier qui est mesurée. Au vu de sa faible course maximale et étant donné que nos tests sont cycliques (dans les deux sens !), il faut veiller à calibrer sa course correctement en fonction des déplacements maximum imposés en tête par le protocole expérimental.

Lors du premier essai réalisé sur la colonne C1A, le potentiomètre était placé relativement près de la tête de la colonne afin de relier le fil de celui-ci directement au bloc de tête. Ce placement s'est révélé ne pas être adéquat, mais cela n'a été remarqué qu'à la fin du premier test. En effet, nous n'avions pas

pris en considération qu'un angle se créerait entre l'horizontale et le fil du potentiomètre lors de grands déplacements imposés, faussant ainsi les valeurs de déplacements mesurées (Figure 54). Par conséquent, les données relatives aux déplacements en tête du potentiomètre ont dû être post-traitées.

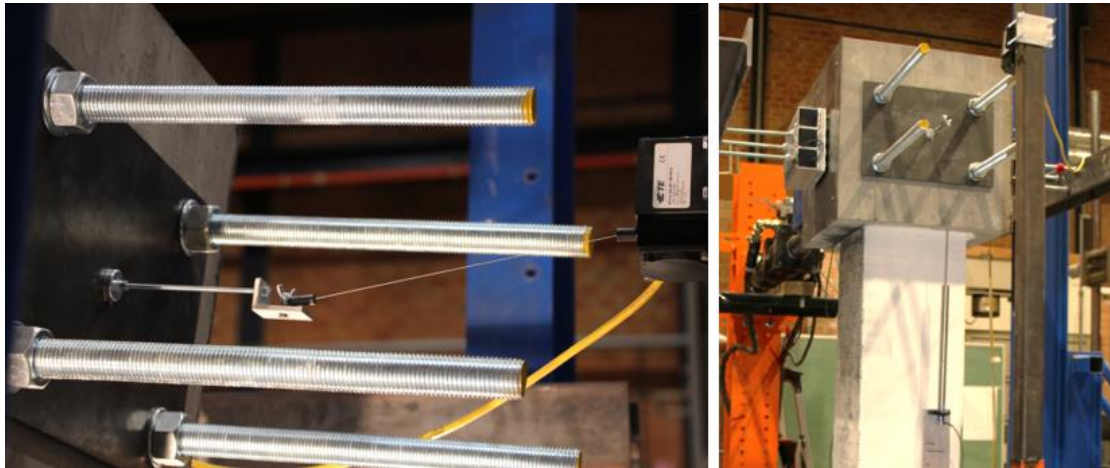


Figure 54 - Potentiomètre trop proche de la colonne, apparition d'un angle (colonne C1A)



Figure 55 - Potentiomètre placé à 2,8m de la colonne

Pour les sept autres colonnes, le potentiomètre a été placé à une distance suffisamment grande de la tête de la colonne ($>2,8\text{m}$) afin de minimiser le plus possible les erreurs du déplacement sur celle-ci. Ceci a pu être réalisé avec un fil de fer de faible diamètre servant de rallonge au fil du potentiomètre (Figure 55).

4.7.3. Laser

Le laser, comme le capteur potentiométrique, mesure les déplacements horizontaux en tête de colonne. Après les quelques problèmes rencontrés lors des tests de la colonne C1A, il a été placé pour vérifier le fonctionnement du capteur potentiométrique. Il a été utilisé uniquement pour la colonne C1B, le nouveau placement du capteur potentiométrique ayant été jugé suffisamment précis. De plus, le laser étant utilisé pour d'autres expériences se déroulant au même moment, nous ne pouvions pas en disposer pour l'ensemble des tests.

4.7.4. DIC

La DIC pour « Digital Image Correlation » est une technique de mesure des déformations et d'apparition de fissure sans contact via des photos prises à intervalles réguliers. Le processus d'analyse des résultats consiste à comparer deux photos d'un même échantillon. Elle reçoit en parallèle différentes données via un boîtier d'acquisition, ce qui permet au logiciel d'être synchronisé avec les tests.

Cette technique permet entre autres de percevoir les microfissures quasi invisibles mais aussi, par exemple, d'estimer de manière précise la force et le déplacement subit par l'élément en phase de test.



Figure 56 - Face de la colonne pour les mesures de la DIC

4.7.5. Inclinomètre

L'inclinomètre (Figure 57) mesure l'inclinaison de la tête en degré par rapport à l'horizontale (Figure 58). Les mesures d'angle permettent de corriger les valeurs du déplacement horizontal prises par le potentiomètre, ainsi que la force appliquée par le vérin.



Figure 57 – Inclinomètre.

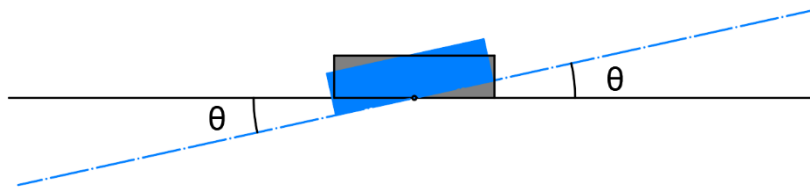


Figure 58 - Mesure d'angle (θ) par l'inclinomètre.

4.7.6. Microscope digital (Dino-lite) et marquage des fissures

Après chaque cycle de chargement, le test est mis en pause, ce qui permet de noter l'apparition de nouvelles fissures sur la colonne et de les dessiner sur AutoCAD. Les fissures sont différenciées au moyen de deux couleurs différentes : rouge pour les fissures apparaissant quand le vérin pousse la colonne et en bleu quand le vérin tire la colonne. Les fissures sont notées sur toutes les faces de la colonne, sauf celle réservée à la DIC. Afin de mieux pouvoir observer la fissuration, la colonne est peinte en blanc.

Le microscope digital est simplement utilisé pour mesurer précisément l'ouverture des fissures qui apparaissent sur toutes les hauteurs de la face « avant ». Les fissures ne sont pas mesurées à chaque stade de chargement mais à chaque cycle d'un nouveau palier de ductilité. Ces mesures sont utiles pour étudier l'évolution de l'ouverture des fissures au cours du chargement.

4.7.7. Mitutoyo

Le Mitutoyo est un micromètre digital, il mesure donc des déplacements au micromètre près et ce à l'aide d'une tige posée contre le béton. Cette tige peut mesurer des déplacements aussi bien positifs que négatifs par rapport à sa position initiale tout en gardant le même point de contact avec la surface.

Pour les colonnes de référence et celle à échelle 3:4, le Mitutoyo est posé (Figure 59) de sorte qu'il puisse vérifier qu'il n'y ait pas de glissement de la base causé par l'effort en tête et que la précontrainte soit par conséquent suffisante.

Pour les colonnes à l'échelle 1:2, il est posé (Figure 60) afin de mesurer un soulèvement éventuel de la base du côté non précontraint. Effectivement, à cause de la faible hauteur de la colonne et donc aussi du vérin, il est impossible d'appliquer la précontrainte du côté du vérin (cf. section 4.6, Figure 46 et Figure 47).



Figure 59 - Mitutoyo pour le glissement de la base.



Figure 60 - Mitutoyo pour le soulèvement de la base.

5. Analyse des résultats

Cette section constitue une première analyse des résultats obtenus. Une comparaison qualitative sera réalisée entre les réponses des colonnes à échelle réelle et réduite, afin de mettre en avant les similitudes et les disparités observées. Cette comparaison se portera notamment sur les aspects suivants : le développement des fissures au sein des colonnes, les courbes d'hystérésis force-déplacement, et le mode de rupture.

Il est important de préciser que ces essais ont été réalisés en premier lieu sur les deux prototypes de référence (colonnes C1A et C1B) afin d'avoir une certaine garantie sur le comportement des colonnes réelles et obtenir ainsi un point de comparaison fiable pour les modèles, qui eux sont uniques. Certaines tendances pourront donc être mise en évidence mais il ne sera néanmoins pas possible de les généraliser, ce qui nécessiterait que ces tests soient reproduits à de multiples reprises.

Avant tout chose, le lecteur est vivement conseillé de relire la partie 3.3.6 à la page 37, qui résume les spécificité de chaque colonne ainsi que de parcourir l'annexe J qui comporte les fiches récapitulatives des huit colonnes et qui synthétise entre autres:

- Les informations générales de la colonne (matériaux utilisés, dimensions, ..)
- Le protocole de chargement
- La courbe d'hystérésis force-déplacement avec un tableau des valeurs particulières des forces et déplacements
- L'élongation verticale
- Le profil de courbure
- Le moment-courbure à la base
- Une illustration de la fissuration et un tableau reprenant les ouvertures des plus grosses fissures
- Les problèmes et observations rencontrés lors des essais

5.1 Développement des fissures

Cette sous-section présentera tout d'abord les différents types de fissures qui ont pu être observées, ainsi que leur développement durant les essais. Ensuite, plusieurs comparaisons qualitatives seront réalisées entre les modèles et les prototypes, notamment au niveau du nombre de fissures, de leur emplacement général et de leur plus grosse ouverture. La Figure 61 est une vue du haut du dispositif expérimental et permet de décrire l'emplacement générale de la colonne ainsi que de situer ses différentes faces par rapport son environnement

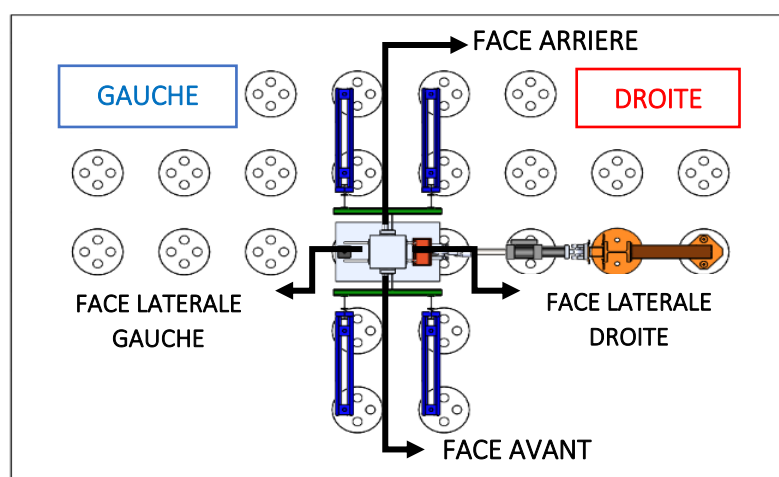


Figure 61 - Dispositif expérimental vu du haut

5.1.1 Types de fissure

Au cours de chaque test, trois types de fissures spécifiques se sont manifestées, à différents endroits de la colonne et à différents stades de chargement.

Les premières fissures sont apparues à la base pour chaque colonne lors du premier stade de chargement. Celles-ci sont des fissures horizontales de traction dans la zone tendue et sont caractéristiques à une colonne qui se comporte en flexion, ce qui est le cas de figure espéré. Elles naissent lorsqu'on dépasse la résistance à la traction du béton dans la zone tendue et sont illustrées à la Figure 62 et à la Figure 63 pour la colonne C1A.

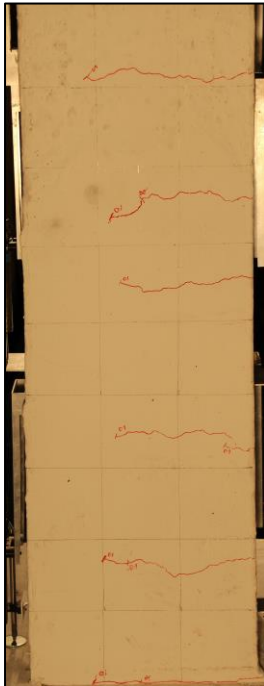


Figure 62 – Fissuration horizontale de la colonne C1A au LS1

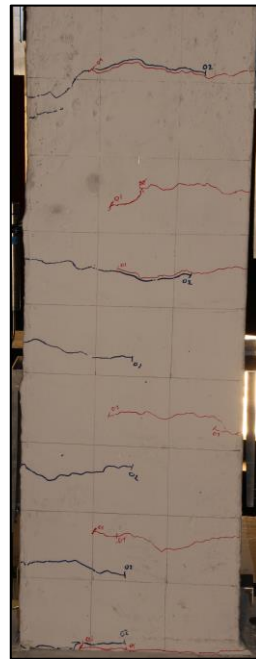


Figure 63 – Fissuration horizontale de la colonne C1A au LS2

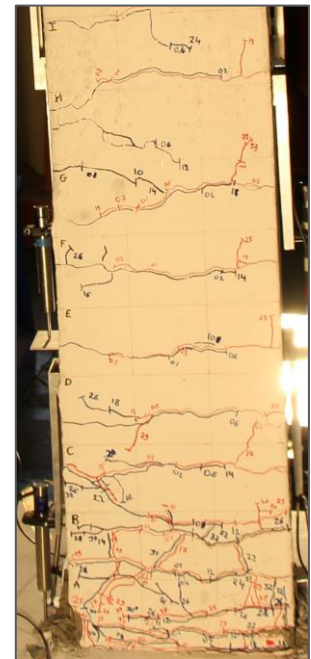


Figure 64 - Fissuration horizontale de la colonne C1A au LS33

Les fissures de traction, représentées en rouge, sont celles qui se sont ouvertes quand le vérin poussait vers la gauche et qui se refermaient ensuite presque totalement lorsque le vérin tirait vers la droite. Le cas similaire opposé et symétrique était également observable pour les fissures de traction bleues, qui correspondent au cas où le vérin tirait. Au fur et à mesure des stades de chargement (*Load stage* ou *LS* en anglais), de nouvelles fissures horizontales se sont manifestées à partir des bords des colonnes et celles déjà présentes ont continué de s'ouvrir et de s'allonger. De plus, elles avaient tendance à descendre du bord des colonnes vers le milieu où le béton était plus comprimé, comme le montre la Figure 64. Le développement du réseau de fissuration est illustré de manière plus exhaustive pour les stades de chargement 6, 14, 22 et 30 dans les annexes J et ce pour chaque colonne.

Après l'apparition des fissures horizontales, ce sont des fissures verticales, aussi appelées *splitting cracks*, qui sont apparues sur la face avant au droit des armatures longitudinales, principalement dans la partie inférieure de la zone tendue. Celles-ci marquent le début de la plastification des éléments en béton armé lorsqu'ils sont soumis à des efforts cycliques. Elles sont à corréliser avec l'augmentation de la résistance des colonnes suite à l'écroutissage des armatures longitudinales en traction, et donc avec la force maximale atteinte sur la courbe d'hystérésis force-déplacement, qui sera présenté à la sous-section 5.2 pour chaque colonne. Ce type de fissure est illustrée à la Figure 65 et à la Figure 66 pour la colonne C1A, et à l'annexe K pour les autres colonnes.

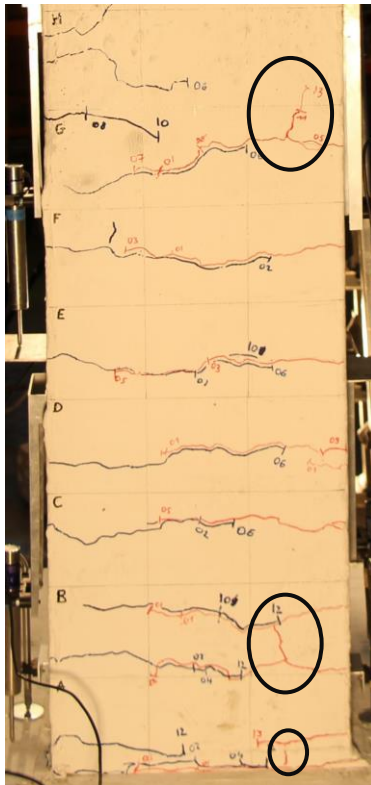


Figure 66 - Apparition de splitting crack dans la zone tendue à droite au LS13 pour la colonne C1A

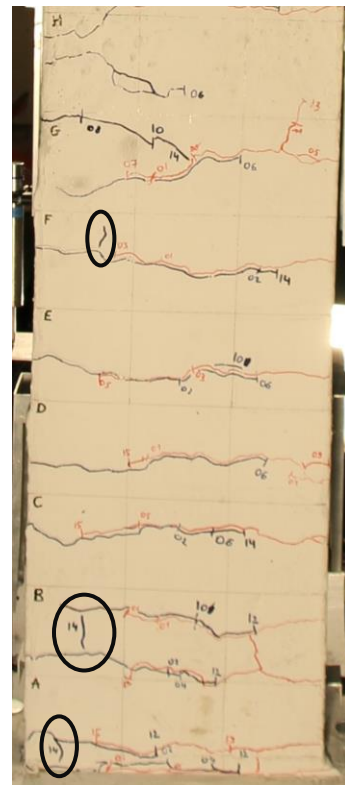


Figure 65 - Apparition de splitting crack dans la zone tendue à gauche au LS16 pour la colonne C1A

Le tableau ci-dessous recense le stade de chargement où les premières splitting cracks ont été observées pour chaque colonne. Nous pouvons remarquer qu'elles apparaissent un peu plus tard pour les colonnes C3.

	C1A	C1B	C2A	C2B	C2C	C3A	C3B	C3C
Face avant droite	LS13	LS9	LS13	LS25	LS21	LS21	LS25	LS17
Face avant gauche	LS16	LS10	LS12	LS16	LS14	LS14	LS22	LS26

Tableau 14 - Recensement des LS d'apparition des premières splitting cracks

Un troisième et dernier type de fissure est apparu bien plus tard dans les *Load Stage* : des fissures verticales de compression, observables sur les faces latérales des colonnes. Elles sont le signe d'un dépassement de la résistance en compression du béton et sont dès lors localisées majoritairement à la base de la face latérale de la zone en compression, comme illustré à la Figure 68 et à la Figure 67 pour la colonne C1A. L'annexe L met en avant les premières fissures de compression apparues sur chaque face latérale de chaque colonne.

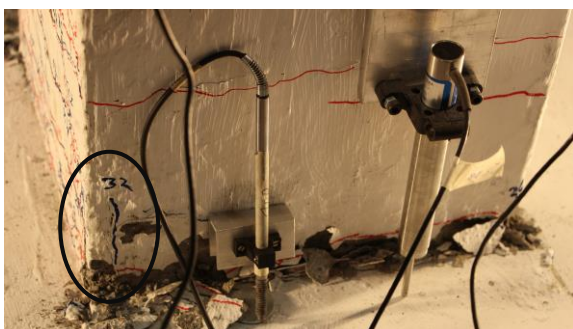


Figure 68 - Fissures verticales de compression sur la face latérale droite de la colonne C1A au LS32

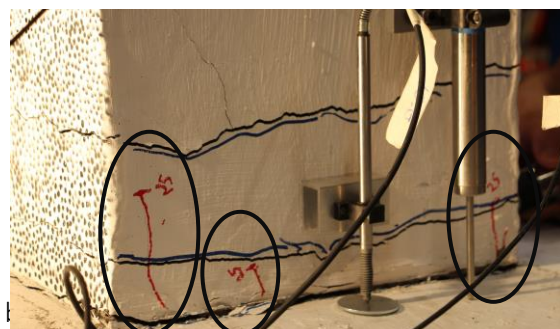


Figure 67 - Fissures verticales de compression sur la face latérale gauche de la colonne C1A au LS25

Le tableau ci-dessous, de manière similaire à celui réalisé pour les splitting cracks, recense le stade de chargement où les premières fissures de compression ont été observées pour chaque colonne.

	C1A	C1B	C2A	C2B	C2C	C3A	C3B	C3C
Face latérale gauche	LS25	L25	LS25	LS25	LS25	/	LS25	LS29
Face latérale droite	LS32	L26	LS32	LS26	LS26	/	/	LS26

Tableau 15 - Recensement des LS d'apparition des premières fissures de compression

Nous pouvons remarquer que ces fissures apparaissent généralement à partir du LS25 à droite et du LS26 à gauche, qui correspond à un déplacement horizontal imposé en tête de colonne de $3\Delta y$ (cf. section 4.6.2 pour la signification et les valeurs de Δy).

5.1.2 Emplacement, nombre et ouverture des fissures horizontales

Au cours de chaque essai, les fissures étaient dessinées sur la colonne à la fin de chaque stade de chargement comme décrit à la sous-section 4.7.6, ce qui nous a permis de créer l'évolution du réseau de fissuration sur AutoCad, mais aussi de comptabiliser le nombre de fissures horizontales continuellement durant les Load Stage et de mesurer leur ouverture. ;

La Figure 69 représente le développement global de toutes les fissures horizontales finales observées jusqu'au *Load Stage* 33 et a été superposée avec le plan de ferrailage. Pour rappel, le LS33 correspond à la fin du premier chargement monotonique lorsque le vérin a atteint sa première course maximale de poussée. Il convient de mentionner que les représentations sur la Figure 69 des colonnes à échelle 3:4 et 1:2 ont été converties à l'échelle des deux prototypes dans le but de pouvoir comparer au mieux le réseau de fissuration entre chaque colonne.

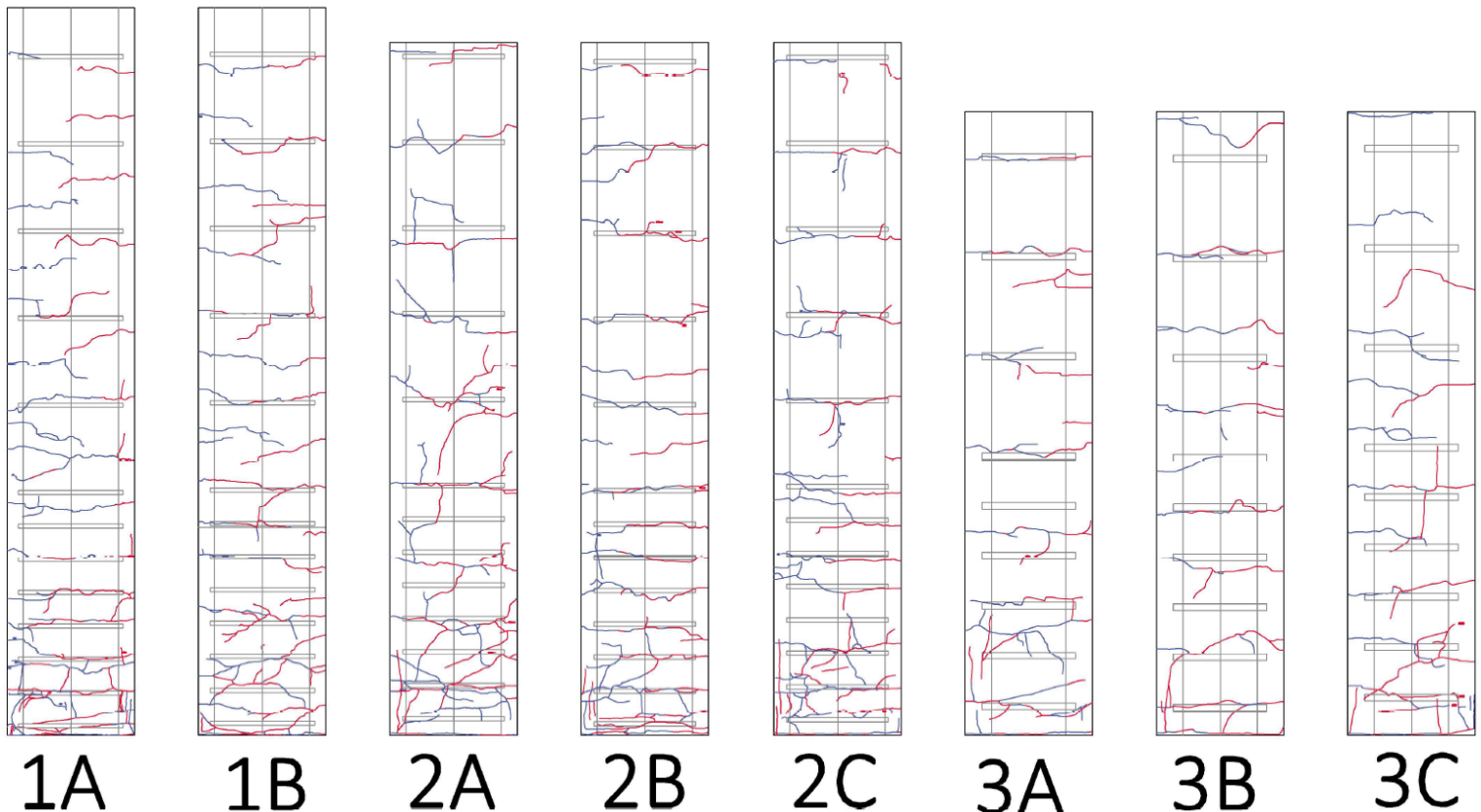


Figure 69 - Développement des fissures pour chaque colonne à la fin du LS33

Après une analyse visuelle poussée réalisée sur chaque colonne, force est de constater que les fissures horizontales sont relativement plus concentrées à la base, ce qui s'explique par le fait que c'est l'endroit où le moment de flexion est maximum. De plus, elles apparaissent de manière presque similaire et symétrique à hauteur des étriers transversaux pour chaque série de colonne. Ceci peut être expliqué par le fait que la force résistante à la traction, qui est égale la contrainte de résistance à la traction du béton multiplié par la surface sollicitée, diminue lorsque la surface de béton disponible diminue.

Globalement, nous n'observons pas une différence flagrante en ce qui concerne la propagation des fissures entre les colonnes C1 et C2. Cependant, les trois différents modèles à échelles 1:2 présentent une dissemblance quant au nombre de fissures. Pour appuyer cette constatation, le Tableau 16 ci-dessous reprend l'évolution du nombre de fissures pour chaque colonne au cours des différents essais, et permet de mettre en avant cette tendance concernant le nombre globale de fissures présentes à la fin des tests.

Δ imposé	$\Delta y/4$				$\Delta y/2$				$3\Delta y/4$				Δy				$1,5\Delta y$				$2\Delta y$				$3\Delta y$				$4\Delta y$				
Load Stage	LS1	LS2	LS3	LS4	LS5	LS6	LS7	LS8	LS9	LS10	LS11	LS12	LS13	LS14	LS15	LS16	LS17	LS18	LS19	LS20	LS21	LS22	LS23	LS24	LS25	LS26	LS27	LS28	LS29	LS30	LS31	LS32	LS33
C1A	6	8	8	8	11	13	12	14	13	16	14	17	16	17	16	17	16	17	16	18	17	18	17	18	18	19	19	20	19	21	19	21	19
C1B	6	9	9	9	10	12	11	13	14	13	14	13	15	14	15	14	15	16	16	16	17	17	17	17	18	18	18	18	18	18	18	18	18
C2A	9	9	9	9	11	10	12	10	13	10	13	10	13	10	13	10	13	10	13	11	14	11	14	11	14	11	15	11	15	11	15	11	15
C2B	8	7	9	10	11	11	13	11	16	12	16	13	17	16	17	16	17	16	17	16	18	17	18	17	18	17	18	17	18	17	18	17	19
C2C	9	7	10	8	11	10	11	11	12	12	12	14	13	14	13	14	13	14	13	14	14	15	14	15	14	15	14	15	14	15	14	15	14
C3A	2	6	2	6	5	7	5	7	7	7	7	7	9	8	9	8	9	9	10	9	10	9	10	9	10	9	10	9	10	9	10	9	10
C3B	2	7	2	7	5	8	5	8	7	9	7	9	8	9	8	9	8	9	8	9	9	9	9	9	10	9	10	9	10	10	10	10	10
C3C	2	8	2	8	3	9	4	9	5	9	5	9	6	10	6	10	6	11	6	11	7	11	8	11	8	11	8	11	8	11	8	11	9

Tableau 16 - Évolution du nombre de fissures pour chaque colonne au cours du test

Toujours à l'aide ce tableau, deux phases distinctes pour les colonnes C1 et C2 peuvent être distinguées dans l'évolution du nombre de fissures: la première peut être considérée comme la phase de formation des fissures entre le LS1 et le LS16 où les fissures principales apparaissent, et la deuxième comme la phase de fissuration stabilisée du LS16 au LS33, où des fissures secondaires naissent lors des cycles de plus grosses amplitudes. Néanmoins, pour les colonnes C1A et C1B, on constate qu'il y a toujours au moins une grosse fissure qui se crée à la base pour les cycles au-delà de $2\Delta y$. Pour la série C3, la phase de fissuration stabilisée semble être plus précoce que pour les deux autres séries.

Une remarque importante pour les colonnes C3 doit cependant être faite concernant le début de la fissuration. Une différence au niveau de l'apparition des premières fissures a été remarquée entre la droite (rouges) et la gauche (bleues) lors des premiers cycles de chargement. En effet, le nombre de naissance était loin d'être symétrique: il ne pouvait donc pas s'agir d'une simple coïncidence. L'hypothèse la plus plausible pour expliquer ce phénomène serait que le poids combiné du vérin et du raidisseur repose légèrement sur l'extrémité du bord droit de la tête des colonnes créant ainsi un moment de flexion parasite, comme schématisé à la Figure 70. Nous pensons donc que ce moment, estimé à 0,58 [kN.m], serait responsable du retardement de l'apparition des fissures droites. Néanmoins, cela ne semble pas avoir eu d'impact significatif sur la fissuration des colonnes C1 et C2.

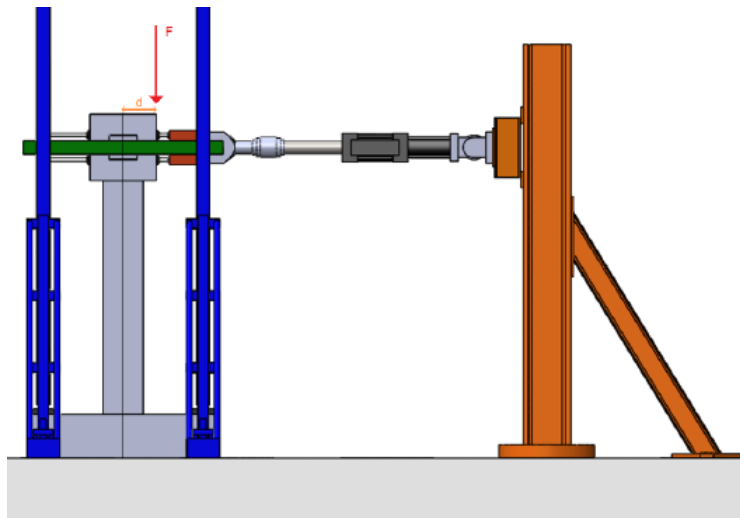


Figure 70 - Schéma explicatif du moment de flexion créé

Le dernier point relatif à l'analyse de la fissuration concerne l'emplacement et l'ouverture des plus grosses fissures de manière spécifique à chaque série. L'annexe M illustre la fissuration à la base de chaque colonne après que la rupture ait été atteinte (LS35) tandis que Tableau 40 de l'annexe N recueille l'ouverture des fissures pour chaque colonne au LS31 et au LS32.

A la fin des stades de chargement, les deux prototypes C1 affichent plusieurs grosses fissures concentrées à la base, avec d'autres fissures moins ouvertes relativement bien éparpillées sur le reste de la hauteur de la colonne. La fissure située à l'interface fondation-base de la colonne elle celle qui s'ouvre le plus pour les colonnes C1A et C1B (>5,5mm dans les deux cas). C'est d'ailleurs à cet endroit que la rupture des armatures aura lieu pour les deux colonnes, comme nous le verrons à la sous-section 5.2.1.

Les colonnes de taille moyenne C2A, C2B et C2C présentent toute une concentration de fissures à leur base avec un schéma de fissuration semblable à celui des prototypes. La plus grosse fissure pour ces trois colonnes n'est pas située à l'interface fondation-colonne comme c'était le cas pour les colonnes à échelle 1:1, mais légèrement au-dessus, au niveau du premier étrier pour les C2B et C2C, et du second étrier pour la colonne C1A. L'ouverture des plus grosses fissures de chaque colonne est supérieure à 4mm mais restent en dessous de celles des prototypes. Aucune divergence flagrante entre les ouvertures des fissures des colonne C2 n'a été remarquée.

Pour finir, les trois petites colonnes de la série C3, qui, comme déjà mentionné précédemment comportent globalement moins de fissures que les colonnes C1 et C2, ont tendance à avoir leur plus grosse fissure au niveau du premier étrier, comme c'était le cas pour les colonnes moyennes. Il n'y a pas de réelle différence entre les colonnes C3 au niveau de la fissuration malgré les différentes caractéristiques de chacune.

Après cette analyse des fissures et de leur développement, nous pouvons dire qu'il n'existe pas de différence significative entre les différentes colonnes du point de vue de la fissuration, si ce n'est que contrairement aux deux prototypes, l'ouverture de la plus grosse fissure des colonnes 3:4 et 1:2 se trouve au niveau du premier étrier et non pas à la jonction fondation-base de la colonne et que les petites colonnes présentent toutes relativement moins de fissures que les colonnes C1 et C2 à la fin du dernier cycle de chargement. Le diamètre des armatures et la taille du granulats maximale dans le béton n'aurait donc pas une influence prépondérante sur l'apparition des fissures, leur ouverture ou leur

espacement, suggérant ainsi que l'adhérence entre le béton et l'acier est relativement similaire entre les modèles d'une même série.

5.2 Courbes d'hystérésis force-déplacement et modes de rupture

Nous allons maintenant nous intéresser aux courbes d'hystérésis force-déplacement de chaque colonne, qui représentent la force horizontale résistante en fonction du déplacement horizontal imposé en tête des colonnes. Tout d'abord, les colonnes de référence C1A et C1B seront analysées afin d'obtenir un point de comparaison pour les colonnes à échelle réduite. Ensuite, chaque colonne des séries C2 et C3 sera comparée séparément avec les colonnes à échelle 1:1 au niveau des forces maximales et minimales atteintes, de l'aspect général des courbes et du mode de rupture. Ceci permettra dès lors de dégager certaines tendances. Enfin, les enveloppes générales des prototypes seront superposées avec celles des colonnes C2 et C3 pour appuyer la comparaison.

Avant d'entrer dans les détails de l'analyse, plusieurs remarques relatives aux courbes d'hystérésis expérimentales force-déplacement doivent être établies. Tout d'abord, les valeurs positives concernent la poussée du vérin tandis les valeurs négatives sont associées aux stades de chargement où le vérin tirait. Ensuite, ces courbes ont deux spécificités. D'une part, elles possèdent un double axe horizontal permettant ainsi d'avoir les informations sur le déplacement imposé en tête des colonnes ainsi que la conversion en dérive latérale (*drift ratio* en anglais), représentant le déplacement en tête divisé par la hauteur de la colonne. D'autre part, les courbes ont été converties avec leur différent facteur d'échelle respectif afin de pouvoir réaliser une comparaison entre les deux prototypes et les six modèles. Les graphes avec les valeurs originales non converties restent néanmoins toujours consultables à l'annexe J. Pour finir, il y a lieu de préciser que les termes *force* et *déplacement* font toujours référence à la force convertie et au déplacement horizontal en tête converti respectivement.

La conversion a été effectuée de la manière suivante pour le déplacement et la force :

- Pour le *déplacement*, étant donné que les dimensions des colonnes C2 et C3 ont été mises à l'échelle en fonction de leur facteur d'échelle de longueur respectif, les déplacements sont directement obtenus grâce à ce facteur d'échelle λ :

$$D_{conv,m} = \lambda * D_{exp,m} \quad (5.1)$$

Où D_{conv} = le déplacement horizontal des modèles convertis à l'échelle 1:1 [mm]

D_{exp} = le déplacement horizontal des modèles mesurés expérimentalement [mm]

λ = le facteur d'échelle [-]

m = indice pour le modèle

- La *force latérale*, quant à elle, est directement relative au carré du facteur d'échelle vu que la dimension de la force est égale à $[MLT^{-2}]$ et que le facteur d'échelle relatif au temps est égal à 1, en prenant l'hypothèse des tests quasi-statiques (cf. section 3.3.1). Cela donne la formule suivante :

$$F_{conv,m} = \lambda^2 * F_{exp,m} \quad (5.2)$$

Où F_{conv} = la force horizontale convertie à l'échelle 1:1 [kN]

F_{exp} = la force horizontale obtenue expérimentalement [kN]

λ = le facteur d'échelle [-]

m = indice pour le modèle

De plus, les résultats pour les forces obtenues avec la conversion « classique » dérivée des lois d'échelle sont comparés avec la formule de conversion corrigée proposée par Abrams (1987). Cette dernière permet de convertir la force en prenant en compte les faibles distorsions qui peuvent exister entre les contraintes de résistance maximale des matériaux constituant les prototypes et les modèles, ainsi que la différence au niveau du pourcentage de renforcement longitudinale. La formule proposée par Abrams est la suivante:

$$F_{conv,m} = \lambda^2 * F_{exp,m} * \frac{(\rho f_y f_c)_p}{(\rho f_y f_c)_m} \quad (5.3)$$

Où f_y = la contrainte ultime en traction de l'acier [MPa]

f_c = la contrainte ultime en compression du béton [MPa]

ρ = pourcentage de renforcement longitudinale [%]

p et m = indice se rapportant au prototype et au modèle respectivement

Le Tableau 17 ci-dessous reprend les différents facteurs d'échelle utilisés pour convertir la force ainsi que le déplacement, et l'annexe P présente les paramètres utilisés pour calculer les facteurs d'échelle.

FACTEUR D'ECHELLE	C1A	C1B	C2A	C2B	C2C	C3A	C3B	C3C
λ	1	1	4/3	4/3	4/3	2	2	2
λ^2	1	1	1,78	1,78	1,78	4	4	4
$\lambda^2 * \frac{(\rho f_y f_c)_p}{(\rho f_y f_c)_m}$	1	1	1,55	1,84	1,99	3,66	3,84	4,55

Tableau 17 - Facteurs d'échelle

5.2.1 Analyse des colonnes de référence à l'échelle 1:1 (C1A et C1B)

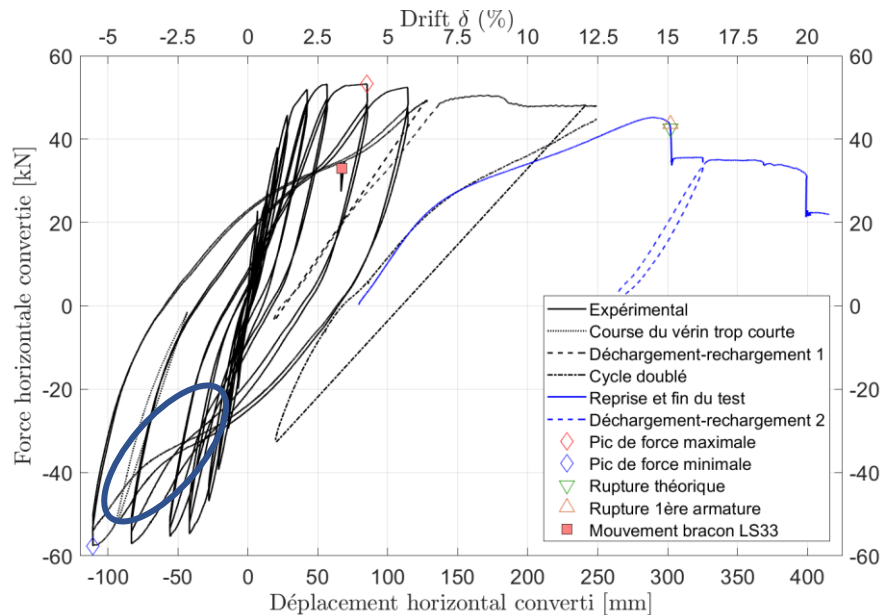
Colonne C1A

La prototype C1A est la première colonne à avoir été testée et a donc subi divers imprévus, comme l'atteste sa courbe d'hystérésis force-déplacement à la Figure 71 (plusieurs rechargement-déchargement, problème avec le vérin) . La partie « problèmes et observation » spécifique à la colonne C1A dans l'annexe J résume les difficultés rencontrées lors de ce premier test. L'annexe O, quant à elle, présente un zoom des courbes force-déplacement converties, permettant ainsi d'avoir un meilleur aperçu de la partie cyclique.

Le pic de force maximale pour cette première colonne de référence est égal à 53,3 [kN] et est atteint pour un déplacement horizontal de 84,9 [mm] (4,2% de dérive latérale, $3\Delta y$) tandis que le pic de force minimale, quant à lui, équivaut à -57,6[kN] pour un déplacement horizontal de -110,7 [mm] (5,5% de dérive latérale, $4\Delta y$). L'écart absolu entre ces deux résistances est de 110,9 [kN].

Il convient de souligner que les forces minimales sont supérieures aux forces maximales en valeur absolue, ce qui ne devrait théoriquement pas être le cas dû à l'effet Bauschinger (cf. section 3.6). Dans le cadre de ces essais, le premier stade de chargement correspond à la poussée du vérin associée aux déplacements positifs sur les graphes. Cet écart avec la théorie est probablement lié à un placement

légèrement asymétrique de la cage d'armature dans le coffrage ce qui a eu comme conséquence de réduire l'enrobage à gauche de 5 à 10 [mm] et d'augmenter celui de droite de la même valeur. Cette faible déviation est certainement la cause de l'obtention de cette force supérieure dans le sens de déplacement négatif.



Un phénomène de hausse de rigidité dû aux deux armatures longitudinales du milieu est observable principalement à partir des cycles $3\Delta y$ et $4\Delta y$ sur la Figure 71 (entouré en bleu). Ce phénomène, caractérisé par un changement de pente ainsi qu'un point d'inflexion dans les courbes, est détaillé de manière plus exhaustive dans le TFE complémentaire Dayez et Mennig (2020).

La rupture d'un élément en béton armé sollicité de manière cyclique correspond au moment où la force résistance subit une perte d'au moins 20% par rapport à la force maximale observée durant les tests. Cette rupture supposée ductile dans notre cas peut être soit due à une rupture des armatures longitudinales, à de larges déformations plastiques, soit due à un écrasement du béton après que les armatures longitudinales aient été plastifiées.

La rupture de la colonne C1A peut être considérée comme une rupture mixte entre l'écrasement du béton, qui a contribué à diminuer la force résistante de 19%, et la rupture en traction de l'armature qui a suivi à 302[mm], soit un drift de 15,1% qui a fait chuter drastiquement la force résistante en dessous de 42,6[kN]. La Figure 72 illustre la rupture des armatures : l'une s'est produite à la jonction entre la fondation et le bas de la colonne, où la fissure était la plus ouverte, l'autre au niveau du premier étrier à un déplacement proche de 400[mm]. L'écrasement du béton a eu lieu sur une hauteur d'environ 24[cm] (Figure 73).



Figure 72 - Rupture des armatures colonne C1A



Figure 73 - Ecrasement du béton colonne C1A

Colonne C1B

La colonne C1B présente des pics relativement similaires à ceux obtenus pour la colonne C1A : un pic de force maximale de 54,2 [kN] à un déplacement de 85,2 [mm] (soit 4,3% de dérive latérale, $3\Delta y$) et un pic de force minimale de -56,3 [kN] à -106 [mm], soit 5,3% de dérive latérale ($4\Delta y$). La valeur supérieure du pic de force minimale peut encore une fois s'expliquer par la différence d'enrobage qui réside entre la droite et la gauche, similairement à la colonne C1A. L'écart absolu entre cette force maximale et minimale est ici égale à 110,5 [kN].

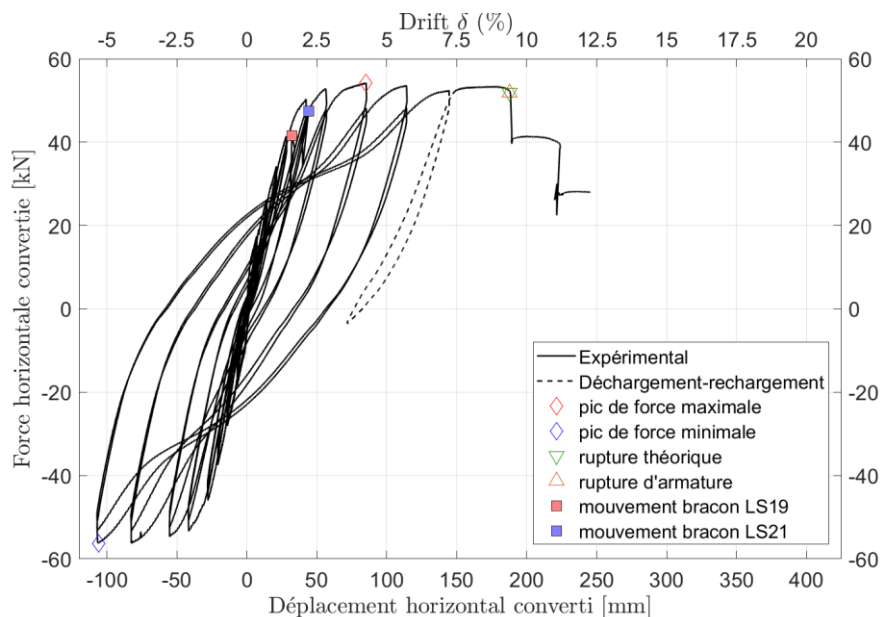


Figure 74 - Courbe d'hystérésis force - déplacement des colonnes C1B

La rupture de la colonne C1B est survenue de façon relativement précoce, comme en témoigne la Figure 74, avec la rupture nette d'une armature au niveau de l'interface fondation-bas de la colonne (Figure 76). Celle-ci s'est produite à un déplacement de 188,5 [mm] (9,4% de dérive latérale), entraînant une perte de résistance considérable. Cette rupture prématurée explique aussi le fait que la hauteur de béton écrasé soit bien inférieure et moins bien définie que celle de la C1A (Figure 75).

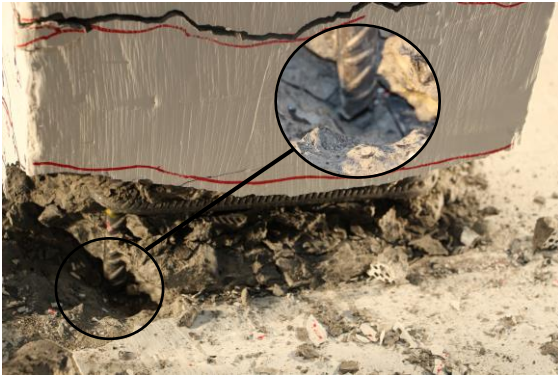


Figure 76 - Rupture des armatures colonne C1B



Figure 75 - Ecrasement du béton colonne C1B

L'analyse des cycles pour des ductilités de déplacement allant de 0 jusqu'à $4\Delta y$, indique que les réponses, malgré les imprévus rencontrés pour la colonne C1A, sont à peu de chose près les mêmes pour les deux colonnes, ce qui est tout à fait pertinent étant donné que les colonnes C1A et C1B sont homologues. On remarque en effet que la différence entre les deux pics de force maximale et minimale résistante est relativement faible et vaut 0,9 [kN] et 1,3[kN] respectivement. Les enveloppes des deux prototypes réalisées par interpolation de leurs forces maximales et minimales jusqu'au point de rupture ont été superposées, confirmant une fois de plus que ces colonnes exhibent une réponse similaire.

Cette similarité presque parfaite entre ces deux premières colonnes de référence jusqu'à $4\Delta y$ permet d'être relativement confiant par rapport aux valeurs spécifiques des pics de forces résistantes maximales et minimales obtenus et ainsi d'utiliser les valeurs moyennes entre ces deux colonnes comme point de comparaison avec les spécimens C2 et C3 dans la suite de cette section.

Les valeurs moyennes ont été calculées et correspondent à une force maximale de 53,7 [kN] pour un déplacement de 85,1[mm] (soit 4,3% de dérive latérale) et une force minimale de -56,9 [kN] pour un déplacement de -108,3[mm] (soit 5,4% de dérive latérale). L'écart entre ces deux forces est de 110,7 [kN].

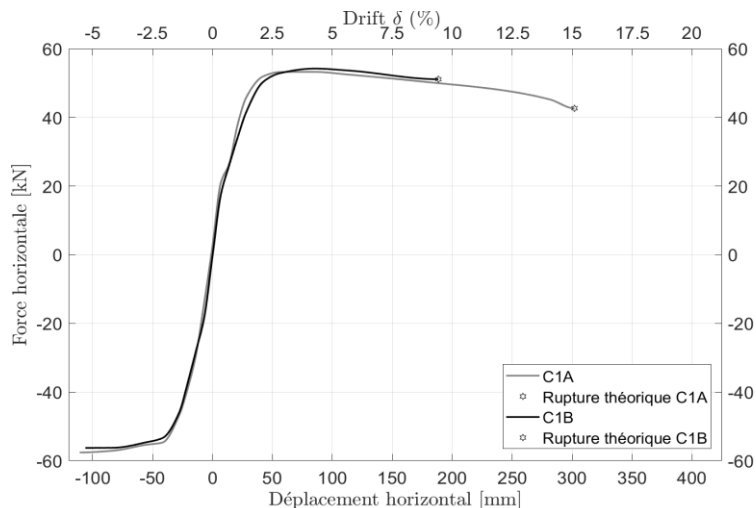


Figure 77 - Enveloppes des colonnes C1A et C1B

Néanmoins, la différence flagrante et inattendue se situe au niveau de la rupture, étant donné que la colonne C1A rompt de manière mixte par écrasement du béton et par rupture d'une armature pour un déplacement de 302[mm] tandis que la colonne C1B atteint sa rupture bien plus tôt suite à la rupture d'une armature à seulement 188,5[mm]. A l'heure d'aujourd'hui, aucune raison valable n'a été trouvée pour justifier cette déviation mais la rupture de la colonne C1A semble être celle qui est la plus proche

de la réalité, comme le détaillent Dayez et Mennig (2020) dans leur comparaison avec le modèle réalisé sur le logiciel *SeismoStruct*. C'est pourquoi, ce point de rupture est pris comme référence et est dès lors évalué à 42,6[kN] pour un déplacement de 302[mm], soit 15,1% de dérive latérale.

5.2.2 Analyse des colonnes à l'échelle 3:4 (C2A, C2B et C2C)

Colonne C2A

La colonne C2A, première colonne de cette série à avoir été testée, présente un pic de force maximale de 60,4 [kN] à $3\Delta y$, ce qui constitue 12,4% de plus que la valeur moyenne des prototypes. Le pic minimal est quant à lui atteint à -58 [kN] à $4\Delta y$, représentant une augmentation de 1,8% par rapport aux colonnes de références. L'écart absolu entre cette force maximale et minimale est ici égal à 118,4 [kN], soit 6,9% de plus que les prototypes. Le graphe force-déplacement est illustré à la Figure 78.

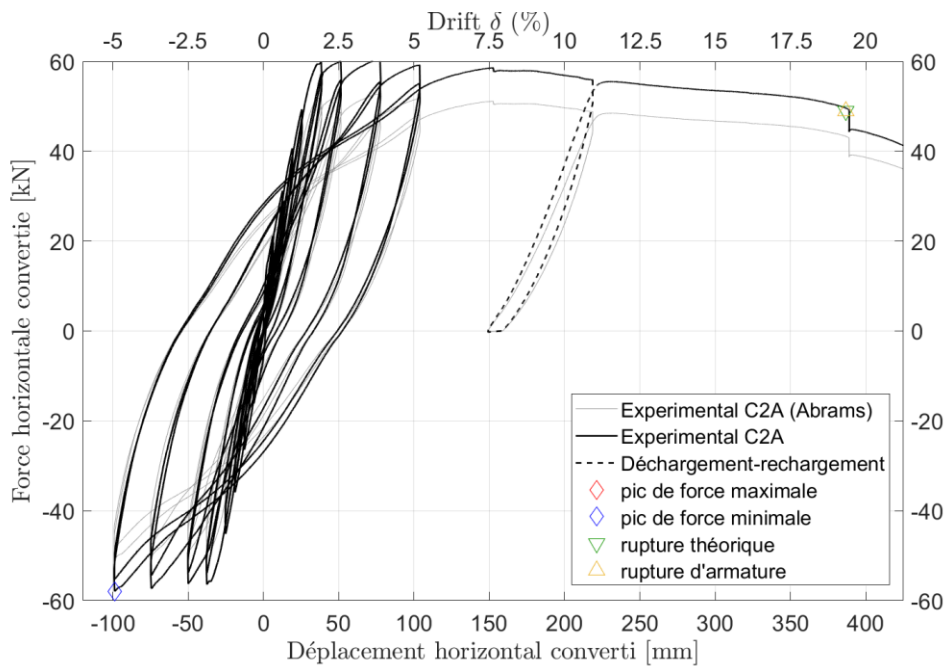


Figure 78 - Courbe d'hystérésis force - déplacement de la colonne C2A

La première constatation est que ces deux pics apparaissent exactement durant les mêmes cycles de chargement que les colonnes C1A et C1B. Néanmoins, les forces résistantes maximales et minimales sont beaucoup plus élevées pour la colonne C2A, et donc il en est de même pour l'écart absolu entre les deux pics. Cela peut être expliqué par le fait que cette colonne comporte un pourcentage de renforcement longitudinale supérieur à celui des colonnes de référence (1,99% contre 1,79% pour les prototypes), conférant ainsi plus de résistance à l'élément. Ensuite, le phénomène de hausse d'énergie comme expliqué pour les colonnes C1A est ici beaucoup moins marqué. La raison vient du fait que cette colonne ne comporte pas partout des armatures longitudinales de même diamètre étant donné que 4 Φ 16 sont placés à chaque coin et que 4 Φ 8 sont placés au milieu des quatre cotés (Figure 79).

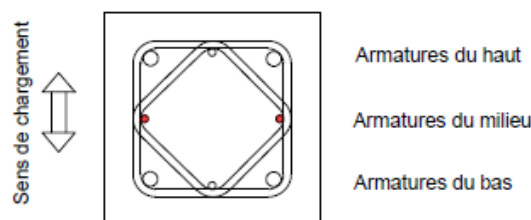


Figure 79 - Ferrailage de la colonne C2A

En considérant les facteurs de correction proposés par la formule d'Abrams, qui rectifie la force en tenant compte de certaines déviations lors de la mise à l'échelle, on obtient un pic de force maximale de 52,7[kN] soit 0,6[kN] de moins que les colonnes de référence et un pic de force minimale de -50,6[kN] représentant 11,1% de moins que les colonnes de référence. L'écart absolu entre les deux pics est ici de 103,4[kN] (6,6% de différence avec les prototypes). La différence est donc légèrement moindre avec la correction apportée par la formule d'Abrams.

La rupture de la colonne C2A, de manière similaire à la C1A, peut être considérée comme une rupture mixte entre l'écrasement du béton dans un premier temps, suivi de la rupture en traction de l'armature ayant le plus petit diamètre sur le côté droit ($\Phi 8$) à de larges déformations. Elle se produit à une force de 48,9[kN] pour un déplacement horizontal de 389[mm] (19,5% de dérive latérale), ce qui suggère que la colonne C2A est bien plus ductile que les prototypes. Une des raisons serait le fait que ratio de renforcement transversale dans la région critique est plus élevé que dans les colonnes C1 (1,3% au lieu de 1,1%), ce qui confine un peu plus le béton lui permettant ainsi d'augmenter sa résistance ultime et sa déformation ultime.

La Figure 81 illustre la rupture de l'armature $\Phi 8$, qui s'est produite au niveau du second étrier à un déplacement d'environ 390[mm] (19,5% de dérive latérale). Il est tout à fait logique que ce soit cette armature $\Phi 8$ qui rompe en premier, étant donné qu'elle est moins ductile que les $\Phi 16$ placées aux coins. De plus, l'endroit de la rupture coïncide avec l'emplacement de la plus grosse fissure. La Figure 73 quant à elle montre l'écrasement du béton, qui a eu lieu sur une hauteur d'environ 15 [cm] ce qui est proportionnelle moins que la colonne C1A.

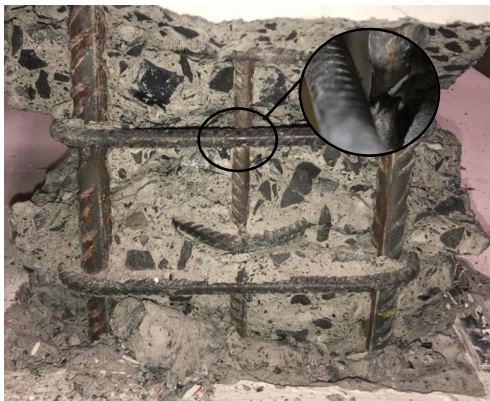


Figure 81 - Rupture des armatures colonne C2A



Figure 80 - Ecrasement du béton C2A

Colonne C2B

La colonne C2B est la seconde colonne de cette série que nous avons testée. Son graphe force-déplacement est illustré à la Figure 82 et présente un pic de force maximale de 54,3 [kN] à $3\Delta y$, ce qui constitue une déviation de 1% par rapport à celui des prototypes. Le pic minimal est quant à lui atteint à -45,7 [kN] à $4\Delta y$, correspondant à une diminution de 19,7% par rapport aux colonnes de référence, ce qui est relativement grand. L'écart absolu entre la force maximale et minimale est ici égale à 100 [kN], soit 9,6% en moins que les prototypes.

Cette résistance un peu plus faible de la colonne C2B par rapport aux prototypes provient certainement du fait que la contrainte ultime de résistance à la traction des armatures longitudinales $\Phi 12$ est plus faible que celle des $\Phi 16$ présentes les colonnes à l'échelle 1:1.

La courbe générale d'hystérésis est globalement semblable à celle des prototypes jusqu' $4\Delta y$. De plus, on remarque que le phénomène de hausse de rigidité pour les cycles de $3\Delta y$ et $4\Delta y$ est aussi présent, de manière semblable aux colonnes de référence.

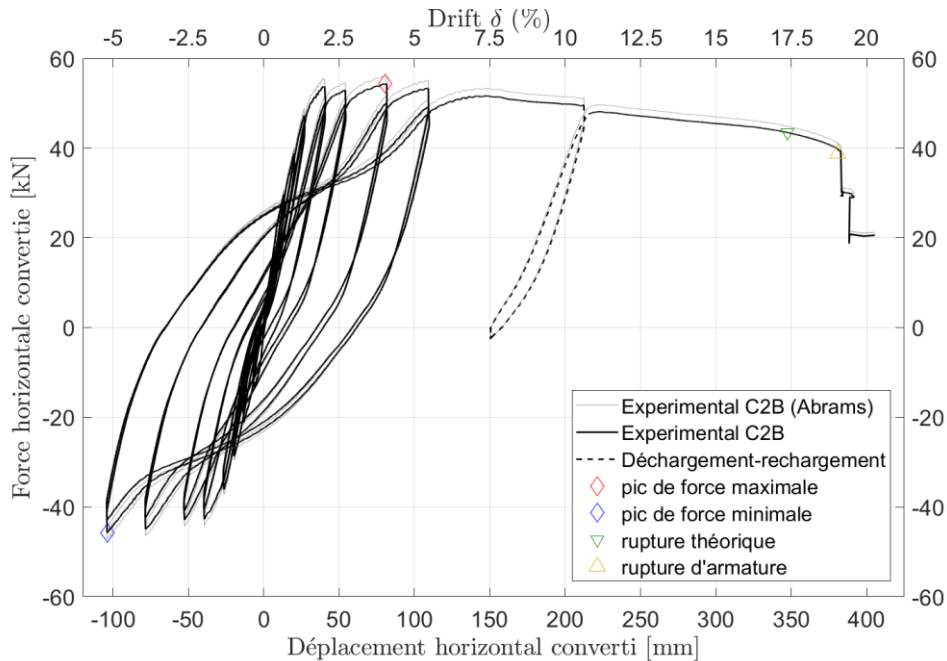


Figure 82 - Courbe d'hystérésis force - déplacement de la colonne C2B

En employant la correction d'Abrams, on obtient un pic de force maximale de 56,1[kN], correspondant à une augmentation de 4,3% par rapport à celui des colonnes de référence, et un pic de force minimale égale à 47,2[kN], soit 17,1% de moins. L'écart absolu entre ces deux pics vaut 103,3[kN], soit une différence de 4,3%, ce qui est plus faible que celle trouvée sans la correction.

La rupture de la colonne C2B est une rupture par écrasement du béton, comme le montre le graphe force-déplacement (Figure 82). La force résistante lors de la rupture est égale à 43,5[kN] à un déplacement de 347,5 [mm] (17,4% de dérive latérale). La colonne C2B est plus ductile que le prototype, ce qui de manière similaire à la colonne C2A, peut-être dû au ratio de renforcement transversal plus grand pour cette colonne.

La rupture des armatures est représentée à la Figure 83 et s'est produite légèrement au-dessus du premier étrier pour celle du milieu, et entre les deux premiers étriers pour celle du coin. Le déplacement horizontal lors de la rupture de la première armature est d'environ 385[mm] égale à 19,2% de dérive latérale.

La Figure 84 illustre l'écrasement du béton, visible sur une hauteur d'environ 14[cm], ce qui est donc similaire à la colonne C2A mais proportionnellement moins que la colonne C1A.



Figure 83 - Rupture des armatures colonne C2B

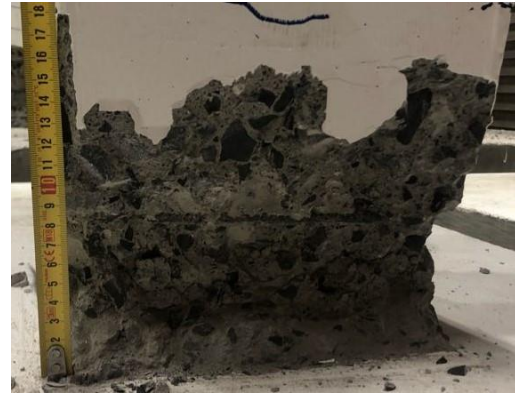


Figure 84 - Ecrasement du béton colonne C2B

Colonne C2C

La colonne C2C, troisième et dernière colonne de cette série à avoir été testée, présente un pic de force maximale de 52,4 [kN] à $3\Delta y$, ce qui constitue une diminution de 2,5% par rapport à celui des prototypes. Le pic minimal est quant à lui atteint à -49,1 [kN] à $4\Delta y$, correspondant ainsi à 13,7% de moins que les colonnes de références. L'écart absolu entre la force maximale et minimale est ici égal à 101,5 [kN], soit 8,3 % de moins que l'écart entre les pics des colonnes à l'échelle 1:1. Le graphe force-déplacement expérimental est illustré ci-dessous:

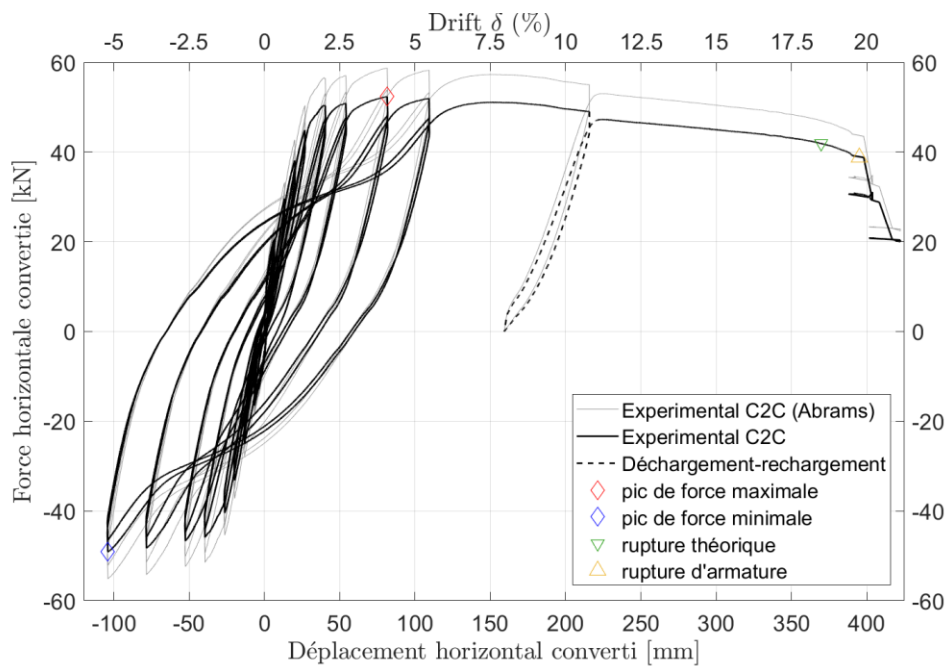


Figure 85 - Courbe d'hystérésis force - déplacement de la colonne C2C

Comme pour colonne C2B, cette résistance plus faible de la colonne C2C par rapport aux prototypes, provient certainement du fait que la contrainte ultime de résistance à la traction des armatures longitudinales $\Phi 12$ est plus faible que celle des $\Phi 16$ qui constituent la colonne C1A..

En employant la correction proposée par Abrams, on obtient un pic de force maximale de 58,8[kN], soit 9,3% en plus que celui des colonnes de référence, et un pic de force minimale égale à -55,1[kN] ce qui vaut 3,2% de moins que les prototypes. L'écart absolu entre ces deux pics vaut 113,8[kN]

correspondant à une augmentation de seulement 2,9% par rapport à celui des colonnes de référence, ce qui est donc bien plus proche des prototypes que l'écart absolu obtenu sans la correction d'Abrams.

La remarque établie pour la colonne C2B concernant l'aspect général des courbes d'hystérésis est également applicable à cette colonne. Ces courbes sont semblables à celles des colonnes à l'échelle 1:1, et exhibent aussi le phénomène de hausse de ductilité.

La rupture de la colonne C2C est une rupture par écrasement du béton, comme le montre la courbe force-déplacement à la Figure 85. La force résistante lors de la rupture est égale à 41,9[kN] à un déplacement de 369,7 [mm] (18,5% de dérive latérale). Elle est donc un plus ductile que la colonne C1A, ce qui comme les autres colonnes de cette série, peut s'expliquer par la distorsion qui existe au niveau du ratio de renforcement transversale égale à 1,3% pour les colonnes C2 contre seulement 1,1% pour les colonnes C1.

La Figure 86 représente la rupture des armatures qui s'est produite entre les deux premiers étriers. Le déplacement horizontal lors de la rupture de la première armature est d'environ 400[mm], soit 19,9% de dérive latérale.

La hauteur de cet écrasement peut être observé à la Figure 87 et vaut environ 13[cm], ce qui est relativement proportionnel à la colonne C1A et similaire aux autres colonnes de la série C2.



Figure 86 - Rupture des armatures colonne C2C



Figure 87 - Ecrasement du béton colonne C2C

Récapitulatif des valeurs obtenues et comparaison des enveloppes

Le Tableau 18 résume les valeurs expérimentales converties pour les colonnes C1 et C2 des pics de force maximale et minimale, et de la force maximale à la rupture avec chaque fois leur déplacement en tête et dérive latérale respectif. Les valeurs de référence pour les pics de force sont les moyennes entre les valeurs des colonnes C1A et C1B tandis que celles pour la rupture sont égales uniquement à la colonne C1A.

Paramètres	C1A	C1B	Valeurs de référence	C2A	C2A*	C2B	C2B*	C2C	C2C*
Pic de force max [kN]	53,3	54,2	53,7	60,4	52,7	54,3	56,1	52,4	58,8
Déplacement à la force max [mm]	84,9	85,2	85,1	75,6	75,6	80,6	80,6	81,5	81,5
Drift à la force max [%]	4,2	4,3	4,3	3,8	3,8	4,0	4,0	4,1	4,1
Pic de force min [kN]	-57,6	-56,3	-56,9	-58,0	-50,6	-45,7	-47,2	-49,1	-55,1
Déplacement à la force min [mm]	-110,7	-106,0	-108,3	-98,8	-98,8	-103,8	-103,8	-103,9	-103,9
Drift à la force min [%]	5,5	5,3	5,4	4,9	4,9	5,2	5,2	5,2	5,2
FMax – Fmin [kN]	110,9	110,5	110,7	118,4	103,4	100,0	103,3	101,5	113,8
Force latérale à la rupture [kN]	42,6	51,1	42,6	48,9	42,7	43,5	44,9	41,9	47,0
Déplacement à la rupture [mm]	302,0	188,5	302	389,0	389,0	347,5	347,5	369,7	369,7
Dérive latérale à la rupture [%]	15,1	9,4	15,1	19,5	19,5	17,4	17,4	18,5	18,5
Type de rupture	Mixte : béton - acier	Acier	Mixte : béton - acier	Mixte : béton - acier		Béton		Béton	

*** les valeurs de ces colonnes sont celles corrigées par la formule d'Abrams**

Tableau 18 - Résumé des valeurs particulières de force et déplacement pour les colonnes C1 et C2

Afin de pouvoir comparer visuellement ces différentes valeurs, les enveloppes des colonnes à échelle 1:1 et 3:4 obtenues à partir de l'interpolation des points maximaux et minimaux du premier cycle de chaque ductilité de déplacement ont été tracées et superposées. Ces enveloppes ont été réalisées avec les forces converties de manière « classique » (Figure 88) mais aussi avec celles converties en tenant compte du facteur de correction d'Abrams (Figure 89). Il est important de rappeler que les courbes des colonnes C1A et C1B devraient théoriquement être déplacées de quelques kN's vers le haut, à cause du positionnement non symétrique de la cage d'armature au sein des colonnes, comme souligné lors de l'analyse de ces colonnes.

De manière générale, on remarque que les enveloppes affichent plus ou moins toute la même allure, des paliers « élastiques » lors des petits déplacements jusqu'à la rupture. Les pics de forces maximales et minimales surviennent au cycle correspondant à une ductilité de déplacement égale $3\Delta y$ et $4\Delta y$ respectivement, et ce aussi bien pour les colonnes C1 que pour les colonnes C2. La dégradation de la force après le pic de force maximale est relativement similaire entre chaque colonne. De plus, on remarque aussi que les déplacements résiduels dans les cycles inélastiques ne sont pas très différents d'une colonne à l'autre.

La première différence entre les courbes des modèles et celles des colonnes de référence se situe au niveau des forces maximales et minimales. La colonne C2A affiche une bien plus grande résistance comparée aux colonnes de référence, ce qui est certainement dû à son pourcentage d'armature longitudinale supérieur. L'enveloppe des colonnes C2B et C2C sont pratiquement superposées malgré une petite différence qui s'explique par la différence de béton utilisée. Leur divergence avec

l'enveloppe proviendrait du fait que les armatures longitudinales $\Phi 12$ ont une moins bonne contrainte de résistance à la traction que les $\Phi 16$ des colonnes à l'échelle 1:1.

Il est évident que ces trois modèles à l'échelle 3:4 présentent une plus grande ductilité que les prototypes, au vu de leur dérive latérale à la rupture qui est d'environ 18% contre 15% pour la valeur de référence. Une des raisons est certainement le fait que le pourcentage de renforcement transversal est plus grand dans ces colonnes, avec comme conséquence un béton plus confiné améliorant ainsi la ductilité. Les trois modèles ont une hauteur de béton écrasé relativement semblable lorsque la rupture est atteinte se situant aux alentours de 14[cm], et ont chacun une dérive latérale aux alentours de 19,5% lors de la rupture de leur première armature.

Globalement, si on se concentre uniquement sur la phase cyclique sans considérer la rupture, c'est ce à quoi nous pouvions nous attendre avec les prévisions obtenues via la modélisation sur le logiciel SeismoStruct (cf. section 3.6), c'est-à-dire une enveloppe de la colonne C2A présentant des résistances supérieures, et les enveloppes de colonnes C2B et C2C relativement proches, avec des forces résistantes légèrement inférieures aux colonnes à l'échelle 1:1.

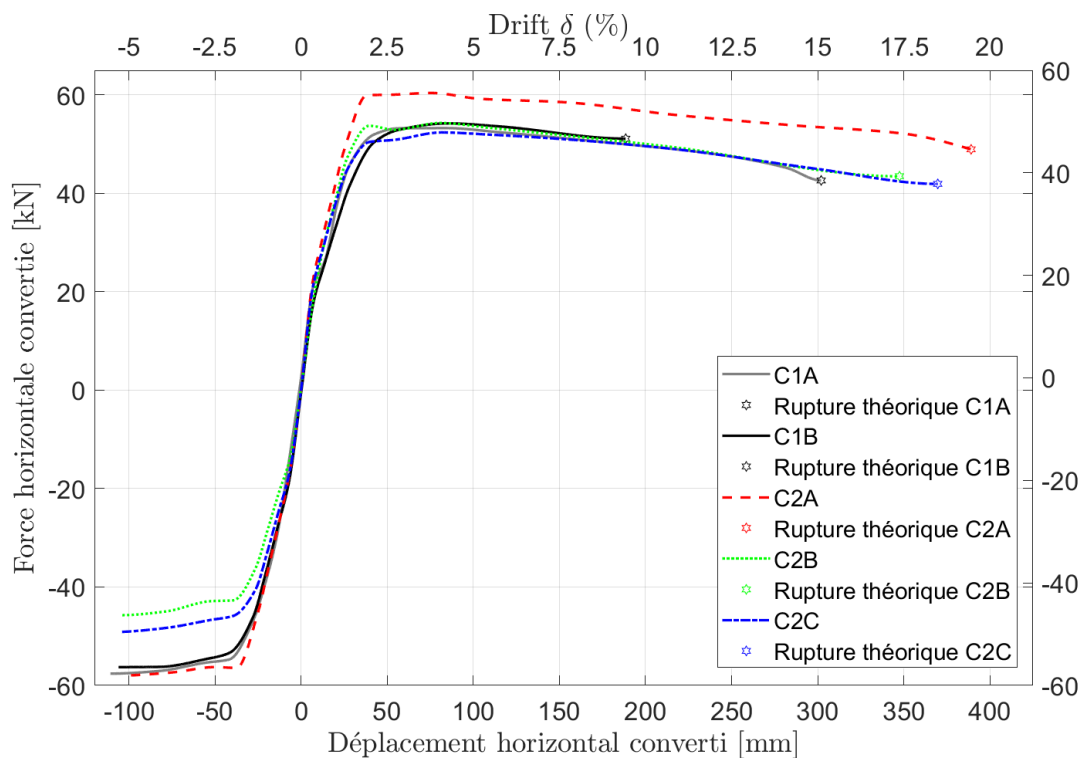


Figure 88 - Enveloppes des courbes converties des colonnes C1 et C2 pour le premier cycle de chaque palier de ductilité

Concernant les corrections apportées par la formule d'Abrams (Figure 89), on remarque que les trois enveloppes sont plus proches de la réalité que celles sans correction, ce qui suggère que le ratio prenant en compte les disparités entre le modèle et le prototype pour la conversion de la force est justifié et permet d'obtenir des valeurs plus correctes et affinées, à cette échelle. Cela se traduit d'ailleurs par le fait que l'écart absolu entre les deux pics de forces converties et corrigées par la formule Abrams pour chaque colonne tend à se rapprocher de la valeur de référence.

Pour ces colonnes à échelle 3 :4, le diamètre des armatures, les propriétés mécaniques de l'acier et le pourcentage de renforcement transversale semblent être plus influents concernant l'apparition d'effets d'échelle, que la différence de granulométrie dans le béton.

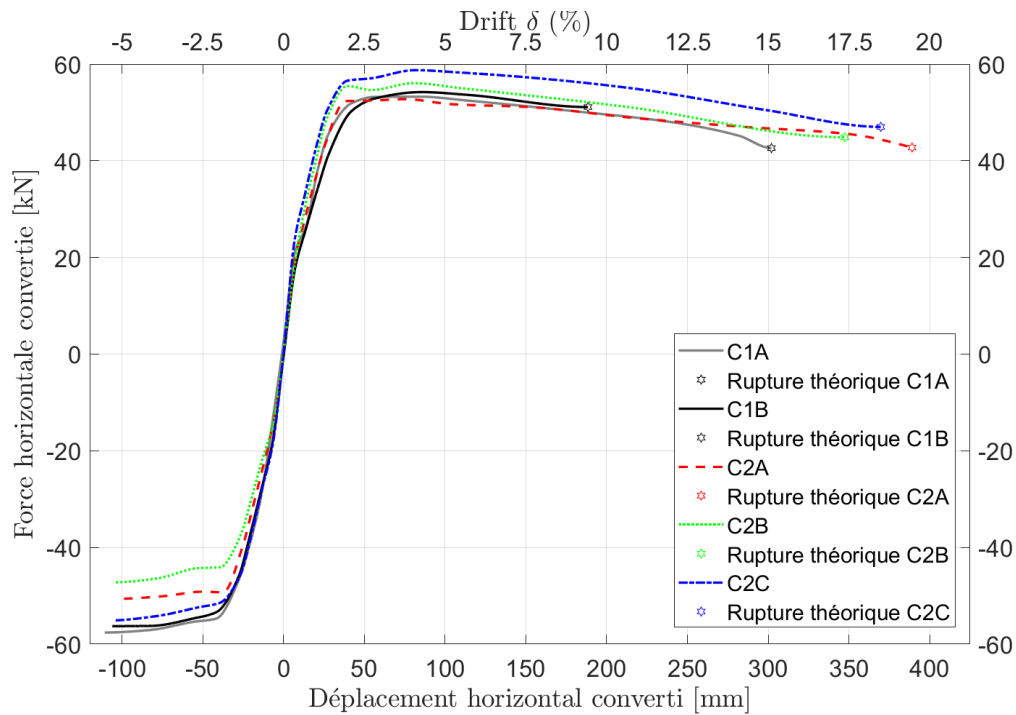


Figure 89 - Enveloppes des courbes converties des colonnes C1 et C2 pour le premier cycle de chaque palier de ductilité (avec facteur de correction d'Abrams)

5.2.3 Analyse des colonnes à l'échelle 1:2 (C3A, C3B et C3C)

Colonne C3A

La colonne C3A, première colonne de cette série à avoir été testée, présente un pic de force maximale de 55,4 [kN] à $3\Delta y$, ce qui constitue 3,2% de plus que la valeur moyenne des prototypes. Le pic minimal est quant à lui atteint à -45,1 [kN] à $1,5\Delta y$, représentant une augmentation élevée de 20,7% par rapport aux colonnes de référence. L'écart absolu entre cette force maximale et minimale est ici égal à 100,6[kN], soit 9,1% de plus que les prototypes. Le graphe force-déplacement est illustré à la Figure 91.

La première constatation par rapport à ces deux pics est que d'une part le pic de force minimale est atteint bien plus tôt dans les cycles de chargement comparé aux colonnes C1A et C1B, et d'autre part que le pic de force maximale quant à lui arrive toujours de manière similaire à $3\Delta y$. Ensuite, malgré le fait que la force résistante maximale soit proche de celle de référence, le pic de force minimale est quant à lui beaucoup plus petit, ce qui peut s'expliquer en premier lieu par le fait que l'enrobage pour toutes les colonnes C3 n'a pas été correctement réduit avec le facteur d'échelle et est donc plus grand que ce qu'il devrait être (20[mm] au lieu de 15[mm]), diminuant considérablement le bras de levier à cette échelle. Ensuite, la contrainte de résistance à la traction des armatures longitudinales $\Phi 12$ est plus faible que celle des $\Phi 16$ qui constituent les colonnes à l'échelle 1:1. De plus, malgré le fait que cette colonne comporte un pourcentage de renforcement longitudinale supérieur à celui des colonnes de référence (2,01% contre 1,79% pour les prototypes), l'air d'acier participant à la résistance en traction est proportionnellement plus faible que les prototypes étant donné que cette colonne est uniquement constituée de 4 $\Phi 16$ placés à chaque coin de la section (Figure 90). Par conséquent, dans cette colonne, seulement deux $\Phi 12$ participent à la résistance en traction, ce qui représente une aire convertie de 9,05[cm²] contre 10,05[cm²] pour les colonnes C1, si on considère que cinq $\Phi 16$ participent à la résistance en traction (trois sur le côté et les deux du milieu).

Le phénomène de hausse d'énergie n'est évidemment pas remarquable pour cette colonne étant donné qu'il n'y a pas d'armature du milieu. De plus, les cycles à partir de $1,5\Delta y$ sont assez différents de ceux des colonnes de référence et présentent moins de déplacements résiduels lorsque la force est nulle, par exemple. Les cycles sont un peu plus étroits.

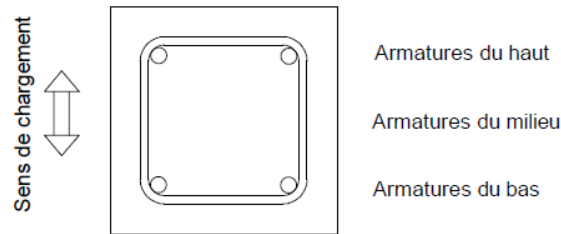


Figure 90 - Ferrailage de la colonne C3A

En considérant les facteurs de correction proposés par la formule d'Abrams qui rectifie la force en tenant compte de certaines déviations lors de la mise à l'échelle, on obtient un pic de force maximale de 50,8[kN] soit 5,5% de moins que les colonnes de référence et un pic de force minimale de -41,3[kN] représentant 27,4% de moins que les colonnes de référence. L'écart absolu entre les deux pics est ici de 92,1[kN] (16,7% de différence avec les prototypes). La différence est donc dans ce cas-ci plus grande avec la correction apportée par la formule d'Abrams, a contrario de ce qui avait été observé pour les colonnes C2.

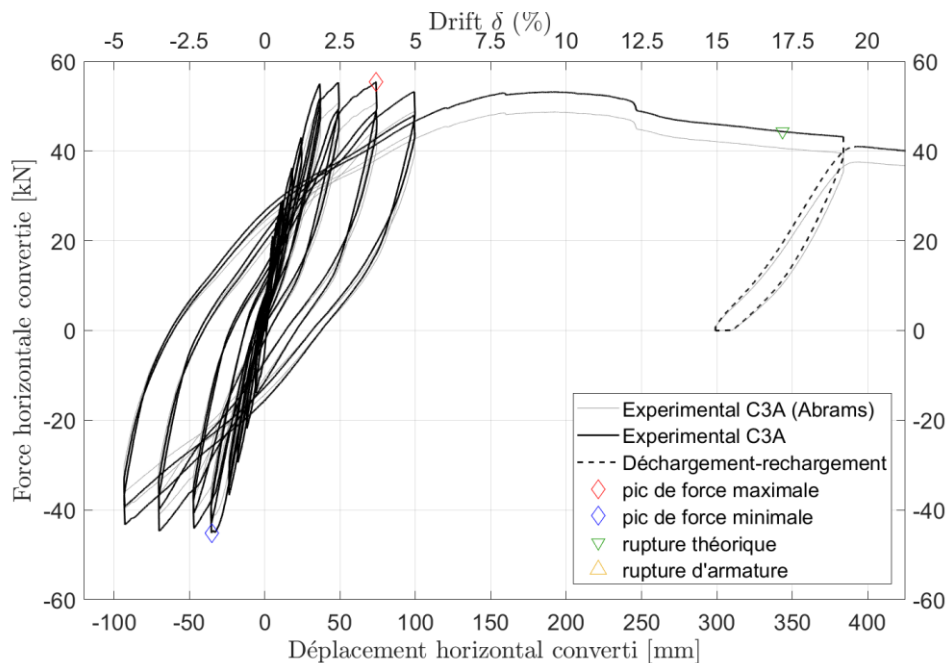


Figure 91 - Courbe d'hystérésis force - déplacement de la colonne C3A

La rupture de la colonne C3A est une rupture par écrasement du béton. Elle se produit à une force de 44,4[kN] pour un déplacement horizontal de 389[mm] (17,2% de dérive latérale), ce qui suggère que la colonne C3A est très légèrement plus ductile que les prototypes.

La Figure 92 illustre la rupture de l'armature $\Phi 12$, qui s'est produite au niveau du premier étrier à un déplacement d'environ 620[mm] (30,9% de dérive latérale) ce qui est assez étonnant comparé aux autres valeurs. Cette rupture se produit à l'endroit de la plus grosse fissure.

La Figure 93 quant à elle montre l'écrasement du béton, sur une hauteur d'au moins 9 [cm].



Figure 92 - Rupture des armatures colonne C3A



Figure 93 – Ecrasement du béton colonne C3A

Colonne C3B

La colonne C3B, seconde colonne de cette série à avoir été testée, présente un pic de force maximale de 57,9 [kN] à $3\Delta y$, ce qui constitue une déviation de 7,8% par rapport à celui des prototypes. Le pic minimal est quant à lui atteint à -46,1 [kN] à $4\Delta y$, correspondant à une diminution de 19,1% par rapport aux colonnes de références, ce qui est relativement grand. L'écart absolu entre la force maximale et minimale est ici égal à 104 [kN], soit 6% de moins que les prototypes.

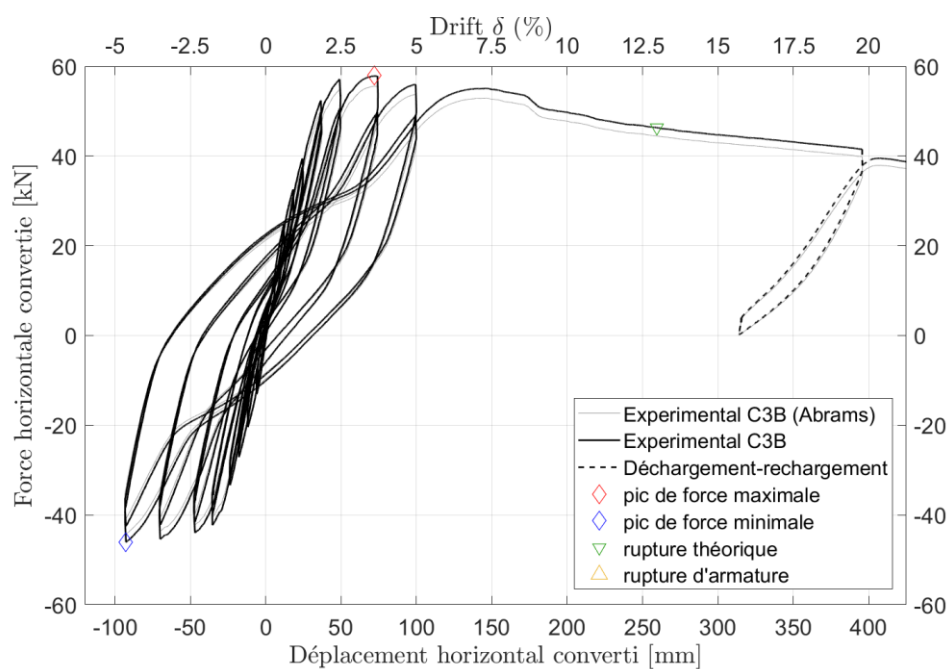


Figure 94 - Courbe d'hystérésis force - déplacement de la colonne C3B

Cet écart absolu entre les deux pics n'est donc pas significatif mais peut être expliqué par la faible petite différence qui existe au niveau de la contrainte de résistance en traction entre les armatures longitudinales $\Phi 8$ de cette colonne et les $\Phi 16$ des colonnes à échelle 1 :1, et par la distorsion au niveau de l'enrobage pour les colonnes C3, comme expliqué pour la colonne C3A.

Concernant l'aspect générale des courbes d'hystérésis, la même remarque que pour la colonne C3A peut être établie. Elles ont tendance à être plus étroites pour cette colonne. De plus, l'effet de hausse de rigidité est ici beaucoup plus marqué que pour les prototypes.

En employant la correction d'Abrams, on obtient un pic de force maximale de 55,6[kN], correspondant à une augmentation de 3,5% par rapport à celui des colonnes de référence, et un pic de force minimale égal à -44,2[kN], soit 22,3% de moins. L'écart absolu entre ces deux pics vaut 99,9[kN], soit une différence de 9,8%, ce qui est plus grand que celui trouvé sans le facteur de correction.

La rupture de la colonne C3B est une rupture par écrasement du béton, comme le montre le graphe force-déplacement (Figure 94). La force résistante lors de la rupture est égale à 46,4[kN] à un déplacement de 259,5[mm] (13% de dérive latérale). La colonne C2B est un peu moins ductile que le prototype.

La rupture des armatures est représentée à la Figure 95 et s'est produite légèrement au-dessus du premier étrier pour celle du milieu, à l'endroit où la fissure était la plus ouverte et entre les deux premiers étriers pour celle du coin. Le déplacement horizontal lors de la rupture de la première armature est d'environ 450[mm], soit une dérive latérale de 22,4%.

La Figure 96 illustre l'écrasement du béton, visible sur une hauteur d'environ 11[cm].



Figure 95 - Rupture des armatures colonnes C3B



Figure 96 - Ecrasement du béton colonne C3B

Colonne C3C

La colonne C3C est la dernière des huit colonnes à avoir été testée. Elle présente un pic de force maximale de 48,5[kN] à $3\Delta y$, ce qui constitue une diminution de 2,6% par rapport à celui des prototypes. Le pic minimal est quant à lui atteint à -50[kN] à $3\Delta y$, correspondant à 12,1% de moins que les colonnes de référence. L'écart absolu entre la force maximale et minimale est ici égal à 98,5 [kN], soit 11% de moins que l'écart entre les pics des colonnes à l'échelle 1:1. Le graphe force-déplacement expérimental est illustré à la Figure 97. Cette colonne présente une asymétrie non désirée au niveau du placement de sa cage d'armature dans la colonne, ce qui a eu des répercussions sur l'enrobage, qui vaut dès lors environ 15[mm] à gauche et 25[mm] à droite, par rapport aux 20[mm] initialement prévus. Il faudrait donc théoriquement déplacer l'entièreté de la courbe de quelques kN's verticalement vers le haut.

Cette résistance plus faible de la colonne C3C par rapport aux prototypes, de la même manière que la colonne C3B, provient certainement du fait que la contrainte ultime de résistance à la traction des armatures longitudinales $\Phi 8$ est légèrement plus faible que celles des $\Phi 16$ qui constituent la colonne C1A. De plus, le non-respect de la mise à l'échelle de l'enrobage peut aussi être cité, comme pour les deux autres colonne C3.

En employant la correction proposée par Abrams, on obtient un pic de force maximale de 55,1[kN], soit 2,6% en plus que celui des colonnes de référence, et un pic de force minimale égale à -56,9[kN] ce qui vaut 0,1% de moins que les prototypes. L'écart absolu entre ces deux pics vaut 112[kN] correspondant à une augmentation de seulement 1,2% par rapport à celui des colonnes de références, ce qui est donc bien plus proche des prototypes que l'écart absolu obtenu sans la correction d'Abrams.

L'aspect générale des courbes d'hystérésis est similaire à celui de la colonne C3B, c'est-à-dire qu'elles sont relativement plus étroites que celles exhibées par les colonnes de référence, et ont moins de déplacements résiduels lorsque la force est nulle, pour les cycles plus inélastiques au-delà de $1,5\Delta y$.

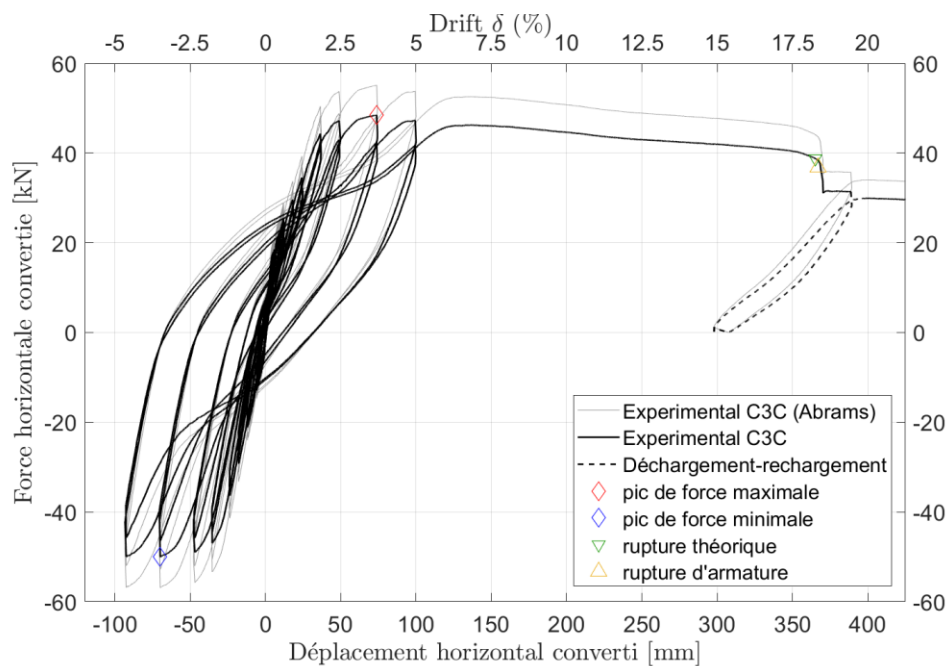


Figure 97 - Courbe d'hystérésis force - déplacement de la colonne C3C

La rupture de la colonne C3C est une rupture par écrasement du béton, suivi directement de la rupture d'une armature, comme le montre la courbe force-déplacement à la Figure 97. La force résistante lors de la rupture est égale à 46,4[kN] à un déplacement de 365,1[mm] (18,3% de dérive latérale). Elle est donc un plus ductile que la colonne C1A ce qui peut s'expliquer par la distorsion qui existe au niveau du ratio de renforcement transversale égale à 1,9% pour cette colonne C2 contre seulement 1,1% pour les colonnes C1, ce qui confine plus le béton du noyau de la colonne.

La Figure 98 représente la rupture des armatures qui s'est produite au-dessus du premier étrier, là où la fissure était la plus ouverte. Le déplacement horizontal lors de la rupture de la première armature est d'environ 367[mm], soit 15,29% de dérive latérale.

La hauteur de l'écrasement du béton peut être observé à la Figure 99 et vaut environ 8[cm].



Figure 98 - Rupture des armatures colonne C3C



Figure 99 - Ecrasement du béton colonne C3C

Récapitulatif des valeurs obtenues et comparaison des enveloppes

Le Tableau 19, au même titre que celui réalisé pour la série de colonne C2, résume les valeurs expérimentales converties pour les colonnes C1 et C3.

Paramètres	C1A	C1B	Valeurs de référence	C3A	C3A*	C3B	C3B*	C3C	C3C*
Pic de force max [kN]	53,3	54,2	53,7	55,4	50,8	57,9	55,6	48,5	55,1
Déplacement à la force max [mm]	84,9	85,2	85,1	73,8	73,8	72,3	72,3	73,8	73,8
Drift à la force max [%]	4,2	4,3	4,3	3,7	3,7	3,6	3,6	3,7	3,7
Pic de force min [kN]	-57,6	-56,3	-56,9	-45,1	-41,3	-46,1	-44,2	-50,0	-56,9
Déplacement à la force min [mm]	-110,7	-106,0	-108,3	-35,3	-35,3	-92,7	-92,7	-69,8	-69,8
Drift à la force min [%]	5,5	5,3	5,4	1,8	1,8	4,6	4,6	3,5	3,5
FMax – Fmin [kN]	110,9	110,5	110,7	100,6	92,1	104,0	99,9	98,5	112,0
Force latérale à la rupture [kN]	42,6	51,1	42,6	44,4	40,6	46,4	44,5	38,8	44,1
Déplacement à la rupture [mm]	302,0	188,5	302	343,5	343,5	259,5	259,5	365,1	365,1
Drift à la rupture [%]	15,1	9,4	15,1	17,2	17,2	13,0	13,0	18,3	18,3
Type de rupture	Mixte : béton - acier	Acier	Mixte : béton - acier	Mixte : béton - acier		Béton		Mixte : béton - acier	
* les valeurs de ces colonnes sont celles corrigées par la formule d'Abrams									

Tableau 19 - Résumé des valeurs particulières de force et déplacement pour les colonnes C1 et C3

Les enveloppes des colonnes à échelle 1:2 ont été obtenues de manière similaire à celles des colonnes des deux autres séries présentées précédemment. Ces enveloppes ont été réalisées avec les forces converties de manière « classique » (Figure 100) mais aussi avec celles converties en tenant compte du facteur de correction d'Abrams (Figure 101).

Globalement, on remarque que les enveloppes affichent presque la même allure jusqu'à la rupture. Elles présentent toutes une résistance inférieure aux colonnes de référence, ce qui se confirme par l'écart absolu entre les pics de forces maximales et minimales plus petit. Une des explications est très probablement le fait que l'enrobage n'ait pas été correctement mis à l'échelle pour ces trois modèles réduits, mais aussi que la contrainte de résistance en traction des armatures $\Phi 12$ et $\Phi 8$ utilisées dans les petites colonnes est inférieure à celle des $\Phi 16$ des colonnes de référence. La dégradation de la force après le pic de force maximale, quant à elle, est relativement similaire entre chaque colonne.

Les colonnes C3A et C3C présentent une plus grande ductilité que les prototypes, à contrario de la colonne C3B qui arrive à sa rupture un peu plus tôt. L'explication de cette hausse de ductilité viendrait du fait que le pourcentage de renforcement transversal est plus grand dans ces colonnes, avec comme conséquence un béton plus confiné substantiellement plus ductile. Les trois modèles ont aussi une hauteur de béton écrasé relativement semblable lorsque la rupture est atteinte.

Si on compare ces enveloppes avec celles prédites par SeismoStruc (cf. section 3.6) le résultat est proche de celui attendu, c'est-à-dire que les trois enveloppes sont quasi identiques et relativement proches de celles des colonnes à l'échelle 1:1. C'est effectivement visuellement le cas pour les colonnes C3A et C3B mais plus compliqué à percevoir pour l'enveloppe de la colonne C3C qui devrait théoriquement être déplacée de quelques kN verticalement vers le haut.

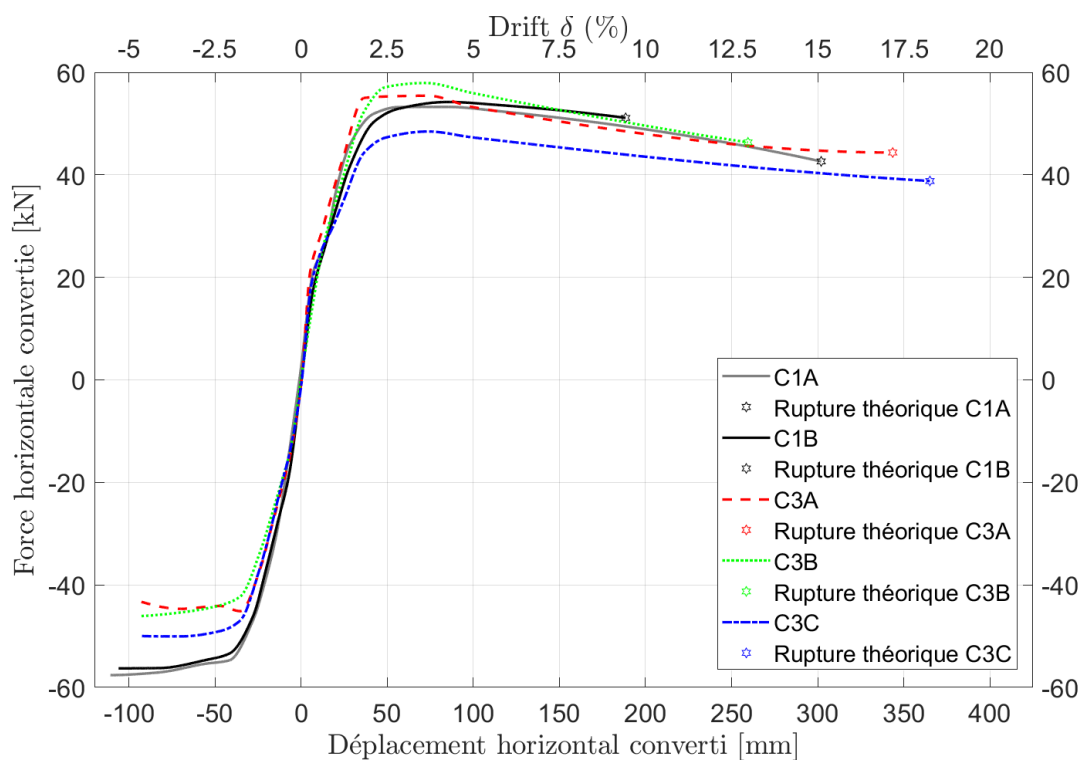


Figure 100 - Enveloppes des courbes converties des colonnes C1 et C3 pour le premier cycle de chaque palier de ductilité

Nous avons également observé que les courbes d'hystérésis des colonnes à l'échelle 1:2 sont proportionnellement plus étroites que celles des colonnes de références ce qui signifie que l'énergie absorbée lors des cycles inélastiques est moindre. En effet, il convient de rappeler que la surface fermée comprise entre les deux boucles d'un cycle hystérétique force-déplacement représente le travail dissipé lors des sollicitations cycliques. Il serait intéressant donc dans la suite de cette étude de comparer les énergies absorbées entre les différentes colonnes à chaque cycle, ce qui permettrait d'avoir des informations supplémentaires sur l'adhérence entre l'acier et le béton.

Concernant les corrections apportées par la formule d'Abrams (Figure 101), les valeurs des forces maximales correspondent relativement bien avec celles des colonnes de référence, excepté pour la colonne C3A. De manière surprenante, l'enveloppe de la colonne C3C est identique grâce au facteur de correction à celles des colonnes à l'échelles 1:1. Cela prouve que les facteurs de correction proposés par Abrams ont une réelle utilité quand les colonnes respectent le plus possible la mise à l'échelle, comme c'est le cas pour les colonnes C3B et C3C.

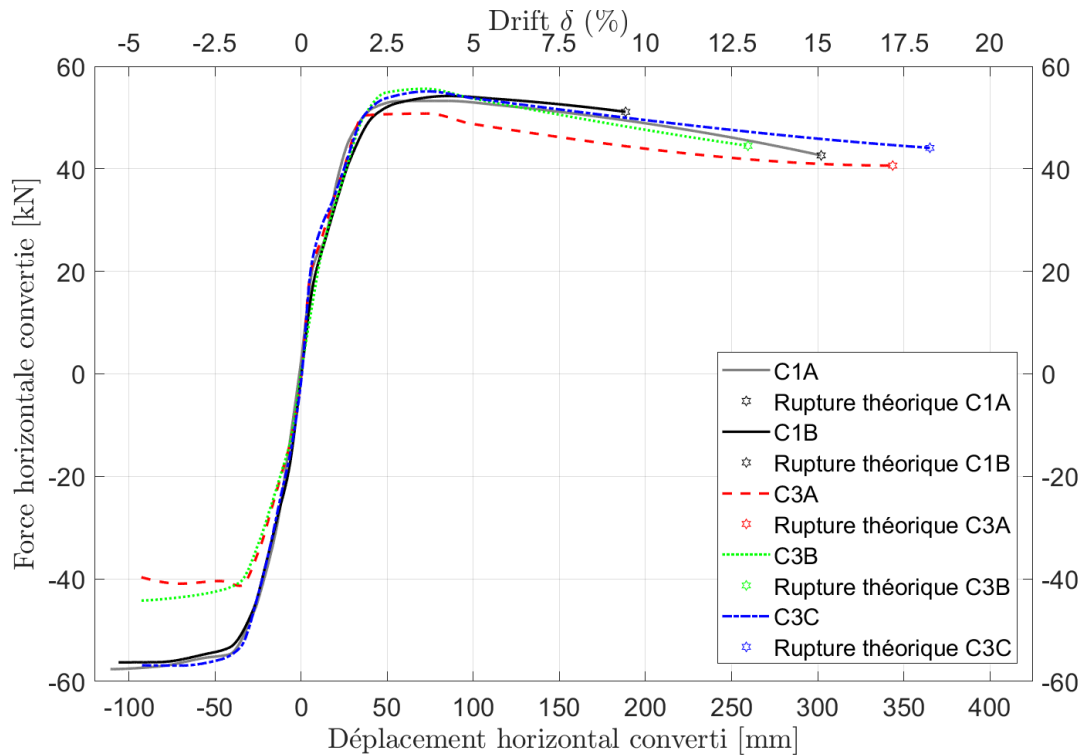


Figure 101 - Enveloppes des courbes converties des colonnes C1 et C3 pour le premier cycle de chaque palier de ductilité (avec facteur de correction d'Abrams)

La conclusion suite à l'analyse des graphes force-déplacement de ces modèles à l'échelle 1:2 est donc sensiblement la même que celle des modèles à l'échelle 3:4. Le taille du granulat n'influence que pas ou très peu la réponse des modèles, et ne joue pas un grand rôle dans la prédiction des forces maximales et minimales. De plus, force est de constaté que les effets d'échelle sur les forces et la ductilité de l'élément sont surtout dûs à la distorsion des propriétés mécaniques des aciers et au pourcentage de renforcement transversale.

6. Conclusion

Ce travail de fin d'étude a pour objectif de préparer un programme expérimental afin d'étudier l'influence de divers paramètres lors de la mise à l'échelle de colonnes en béton armé soumises à des efforts cycliques représentatifs d'une action sismique. L'élaboration du dispositif expérimental, le dimensionnement des colonnes, ainsi que la réalisation des tests ont été faits en collaboration avec deux autres mémorants, Matthieu Dayez et Timothée Mennig (2020), dont le mémoire a pour but de caractériser la résistance de colonnes en béton armé soumises à un effondrement progressif.

La réalisation de la revue de littérature sur la théorie de similitude et de la mise à l'échelle du béton armé a permis de mieux cerner la problématique de la mise à l'échelle dans le cadre de tests expérimentaux et de déceler les paramètres importants ayant un réel impact sur la fiabilité des modèles. Nous avons pu notamment identifier que des paramètres tels que le diamètre des armatures longitudinales et la granulométrie maximale dans le béton n'avaient pas encore été étudiés. Par conséquent, nous les avons sélectionnés pour nos tests de mise à l'échelle.

Une fois les paramètres d'étude fixés, nous avons identifié la méthode de similitude la plus appropriée dans le cadre de nos essais et ensuite, choisi une échelle cohérente et réalisable pour les différents modèles en fonction des contraintes techniques, financières et physiques. Nous avons ainsi opté pour la réalisation de deux prototypes à taille réelle considérés comme des colonnes de référence, et de deux séries de modèles comportant respectivement trois colonnes de taille moyenne à l'échelle 3:4 et trois petites colonnes à l'échelle 1:2. Ces échelles sont à la fois suffisamment grandes pour que les tests soient réalisables et cohérents, et à la fois suffisamment petites pour espérer observer l'influence des différents paramètres étudiés.

L'étape suivante a consisté à dimensionner les différentes colonnes en fonction des paramètres étudiés et ce, en respectant d'une part les conditions de similitude géométrique imposées par l'analyse dimensionnelle, et d'autre part l'Eurocode 8 relatif à la conception de structures parasismiques. Ces colonnes sont représentatives d'un bâtiment classique de quelques étages. Elles ont été modélisées par Dayez et Mennig (2020) via le logiciel Seismostruct. Sur base d'une première estimation des forces et des déplacements à imposer en tête de la colonne, un protocole de chargement quasi statique cyclique spécifique à chaque colonne a pu être établi. La modélisation de chaque colonne sur ce logiciel a également permis de prédire les résultats des différents essais.

Par la suite, des questions plus pratiques se sont posées concernant la conception des colonnes. Tout d'abord, il paraît évident que la précision du ferrailage longitudinal et transversal joue un rôle important dans les résultats finaux. C'est la raison pour laquelle nous avons décidé de faire appel à une entreprise spécialisée dans ce domaine afin de créer les huit cages d'armature dont nous avons besoin. Parallèlement, la réflexion s'est portée sur la conception des coffrages et sur le bétonnage. Le contexte particulier résultant de la propagation du Covid-19 et les aspects financiers ont motivé notre choix de commander séparément le béton, l'acier et les coffrages.

Nous avons également été contraints de revoir le planning initial et de reporter de deux mois le début de la campagne expérimentale. Début juin, nous avons finalement pu couler les huit colonnes et préparer le dispositif expérimental. Bien que la première colonne fut sujette à divers imprévus, les tests ont pu être bouclés en un temps record grâce à la participation active de chacun et à une bonne gestion des opérations.

La période relativement courte entre la fin de la campagne expérimentale et la remise de ce document nous a permis de réaliser une première analyse qualitative grâce aux données récoltées et post-traitées. Une comparaison de la fissuration a d'abord montré qu'il n'existe pas de différence significative entre les colonnes d'une même série concernant le développement des fissures, leur emplacement et leur ouverture. Il en résulte que le diamètre des armatures et la granulométrie maximale dans le béton n'ont pas de conséquence prépondérante sur la fissuration lors de la mise à l'échelle. Il est cependant important de noter que le nombre de fissures est beaucoup plus faible pour les petites colonnes que pour les prototypes. Une comparaison des graphes force-déplacement propres à chaque colonne a révélé que les effets d'échelle observés au niveau des forces résistantes sont principalement liés aux déviations qui existent entre les propriétés mécaniques des différents matériaux utilisés dans les prototypes et dans les modèles. De plus, le non-respect de certains critères importants lors de la mise à l'échelle géométrique, tels que les ratios de renforcement longitudinal et transversal ou le nombre d'armatures longitudinales, influence les courbes d'hystérésis ainsi que la dérive latérale lors de la rupture. Enfin, il a été constaté que le mode de rupture entre les prototypes et les modèles sont similaires, indépendamment du diamètre d'armature utilisé et de la granulométrie maximale dans le béton.

Certaines pistes d'améliorations peuvent être dégagées à la suite de ces tests. Tout d'abord, des tests d'arrachement (pullout tests) auraient pu être réalisés avant les essais afin de caractériser au mieux la force d'adhérence entre les armatures et les différents types de béton utilisés. Ensuite, la construction d'un modèle unique pour chaque paramètre étudié, comme c'est le cas dans nos essais, permet de dégager certaines tendances mais difficilement de les confirmer. Enfin, malgré le fait que les erreurs soient inhérentes à la démarche expérimentale, il est important de les minimiser au maximum lors de la construction d'éléments et surtout de petits éléments. En effet, l'influence peut être considérable sur les résultats, comme nous avons pu le voir dans les colonnes présentant une légère asymétrie au niveau de leur enrobage.

A l'heure d'aujourd'hui, une multitude de données doivent encore être étudiées et comparées afin de caractériser au mieux l'influence des différents paramètres lors de la mise à l'échelle. La continuité de ce travail est assurée par Marie-Joy de Crombrughe qui proposera la suite de cette analyse en janvier 2021, permettant ainsi d'approfondir les résultats obtenus et d'apporter des éléments de réponse supplémentaires.

Compte tenu du temps imparti pour les tests et l'analyse, nous pouvons considérer que l'objectif est atteint, même si l'exploitation des données est à ce stade partielle. C'est avec enthousiasme que nous prendrons connaissance de l'aboutissement de cette étude.

7. Annexes

A. Tableau comparatif sur la mise à échelle du béton armé

A.1. Béton

Article	Structural element	Type of the test		Scale	Explanations on scaling	Scaling method	Aggregate
		static/dynamic	elastic/rupture				
2011_Knappett	Beam	static		1/40	++	geometric (not said)	Silica sand because particle size distribution was equivalent to coarse aggregate scaled up
1997_Kunnath	columns	cyclic	flexural failure mode	1/4	-	dimensional scaling	size max : 0.5 inch. Fine aggregate : sand, coarse aggregate : crushed limestone
1997_Lu	columns	cyclic action		1/5.5 - 1/3 - 1/2	yes		1/2 and 1/3 : Normal concrete : max 25 mm - 1/5,5 Microconcrete max 5mm
Check				1/3	no		
2004_Nemecek	columns	uniaxial excentric compression		1/1 - 1/2 - 1/4	NO	/	Each series made from a single batch of concrete
2003_Carpinteri							
1988_Kim	cylinders	A hydraulic, servo-controlled MTS structural Test System was used for loading	loading until cylinder failed	1/6 to 1/10	+++		only (coarse) sand and cement
Bett_1985	columns	cyclic deformation	shear failure	2/3	+/-		Water + cement + fine aggregate + coarse aggregate + trisene L (retarding admixture)
Lam_2003	columns	high axial load		1/3	no info for concrete well for steel		

Article	Compressive strength	Tensile strength	stress/strain		Concrete	Remarques
			Info	important point		
2011_Knappett	Found by testing different cubes	modulus of rupture use to characterized the tensile resistance	Modulus of rupture of model is required to be close to that of full scale element	modulus of rupture	Plaster + sand + water	Aggregate size is of the same order of magnitude as the size of the beam
1997_Kunnath	achieve strength of 42 MPa	/	/	/	cement + sand + limestone + water	
1997_Lu	same compressive strength	similar tensile resistance	several mixes tested to have required properties	Micro concrete has lower compressive resistance for same tensile resistance in comparison with concrete	Normal concrete (cement+sand+aggregates) - Microconcrete (cement+sand+ fine aggregates)	
Check						
2004_Nemecek	/	/	/	/	concrete mixture not scaled, same concrete mix for each columns	
2003_Carpinteri						
1988_Kim	mix developed to have (common) compressive strength . different types of microconcrete developed	usually higher for microconcrete but attention not focused on tensile strength. Various microconcrete tested to reduce excessive tensile strength	Stress-Strain graph plotted during loading	Microconcretes less stiffness, and larger compressive strain capacity than prototype concrete with same fc	Various microconcrete develop to minimize the different behaviour between model and prototype concrete	14 specimen for each microconcrete type
Bett_1985					Ready mixed concrete	high slump to ensure proper placement of concrete - 12 control cylinders were cast
Lam_2003	columns 1-6 : 42 MPa columns 7-9 : 47 MPa					

Article	Structural element	Type of the test		Scale	Explanations on scaling	Scaling method	Aggregate
		static/dynamic	elastic/rupture				
2016_DFLaefer	RC frames without infill (columns and beams)	adjacent excavation	mesure of displacement (column, story-level) / damage / settlement	1/10	Yes, ++	to achieve 1/10 comp strength of full scale model, dimensional analysis	Limestone (ground to cement particle size as the aggregate, which alleviated the need for a separate admixture) + masonry cement (more explanation of why)
2000_OHTAKI	RC columns	cyclic lateral loading (shear failure)		1/2 and 1/4	+	geometrical scaling	20mm/10mm/5mm
Belgin_2008	Overreinforced Beam	four point bending	concrete reach ultimate stress	1:2 - 1:4	-	geometrical scaling	No microconcrete but aggregate of moderated size. Aggregate max 10 mm Sand max 7mm
Little_1966	beams		flexural and shear failure	1/3 - 1/6 - 1/12 - 1/24			Microconcrete Dmax=9,5mm - Reinforced mortar Dmax=0,84mm
Moncarz_1981	beams	cyclic	elastic	1/14,4	Yes		Scaling aggregates size + sand used as aggregates
			ultimate strength				Shear transfer at post craking stage demand a closer look at the aggregate
1987_D.P Abrahms	Beam-column assemblies	reversals of lateral force		S 1/12 ; M 1/4; L 3/4	++	geometrical scaling	concrete for each scale was different -> there is more explanation
2015_K.Kinoshita	columns	cyclic loading	differences in hysteresis curves to investigate bond behavior analytically	0.1 and 0.2-scale and compare with one 0.5 and full-scale		geometrical scaling	0.2-scale models used concrete and mortar to investigate influence of aggregates

Article	Compressive strength	Tensile strength	stress/strain		Concrete	Remarques
			Info	important point		
2016_DFLaefer	3.45 Mpa (1/10 of full scale model)	1/10* comp strength	modulus elasticity values were obtained directly from the compressive testing of cylinders		Water (480g) + cement (325g) + fine limestone (1100g) + very fine limestone (1100g) + superplasticizer (14ml)	the difference between fine limestone en very fine limestone is the opening size they passed through
2000_OHTAKI	29,7/30,9-32,1/43,1-48,4-35,3 Mpa -> Target = 30MPa				no info about the mixture	CONCLUSION really interesting (better to have proportional aggregate)
Belgin_2008	focus on compressive strength - important to correctly predict				Water + cement + sand + gravel	cover thickness scaled in proportion
Little_1966	Compressive strength was the similarity criteria, admitted that other criteria may not be duplicated	Mortar higher tensile resistance for smaller beam	E mortar 1/2 of E concrete, E small aggregate lower for same fc	complete similarity: model and prototype must have same stress-strain curve until failure	sand cement mortar - small aggregate concrete - concrete	
Moncarz_1981	Microconcrete : Achieve same compressive strength. Ratio between compressive over tensile strength must be the same in model and prototype	Gypsum excessive tensile strenght. Tensile strength important for ultimate resistance	Mortar lower E modulus. Proper simulation of modulus E is important for initial stiffness	First same compressive strength then same stress strain	Gypsum plaster - Cement mortars or microconcrete (widest acceptance) are used	Gypsum better for elastic test
						Size effect defined as a change in a material property of a specimen due to change of size
1987_D.P Abrahms	+/- 24- 35 Mpa, différence de comportement pour chaque béton modèle	+/- the same for concrete, microconcrete and mortar	compressive strength decrease while strain increase		3 types : concrete - microconcrete Dmax=7mm and mortar	Non linear behavior expect at the end of beams, columns expected to crack but not yield
2015_K.Kinoshita	30MPa				0.2 scale : concrete and mortar - 0.1 scale mortar	CCL: hysteresis until 46 wich were made by concrete/mortar -> influence aggregate not significant

A.2. Acier






















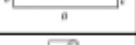

Article	Structural element	Type of the test		Scale	Explanations scaling	Scaling method	Choice of bars
		static/cyclic/dynamic	elastic/rupture				
2011_Knappett	Beam	Static		1/40	yes	geometrical scaling	stainless steel wires (ϕ 0.58 and 0.26mm)
1997_Kunnath	column	Cyclic test	Flexural failure	1/4	+	dimensional scaling I	existing bars, heat treated
1997_Lu	columns	cyclic action	Flexural failure	1/5.5 1/3 1/2	yes	geometrical scaling	Deformed bars same amount different diameters
Check				1/3			
2004_Nemecek	columns	uniaxial excentric compression		1/1 1/2 1/4	NO	geometrical scaling	Longitudinal : Ribbed bars - 25, 12 et 6, Stirrups : smooth wires - 12, 6, 3 m
2003_Carpinteri							
1988_Kim	columns	cyclic load	elastic- inelastic and ultimate stage of behavior	1/6	+++	geometrical scaling	Exact diameter impossible to find, but diameter as close as possible. Type of bars : Plain, threaded, commercially deformed, standard deformed
Bett_1985	columns	cyclic deformation	shear failure	2/3			
Lam_2003	columns	cyclic lateral load		1/3	-		25mm full scale - 8mm scale model Not perfectly scaled // diameter not perfectly scaled so error increase for area. area smaller not by factor 9 but 9.7










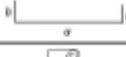











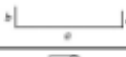




Article	Reinforced percentage	Existing bars or not?	Stress strain curve		Bond concrete	Remarques
			Yield	Rupture		
2011_Knappett		??	defined at 0.2 % permanent strain	tensile test of wires were performed	coat the steel using a fast-drying epoxy resin	
1997_Kunnath	Long: 2 % - Trans ?	yes + heat treatment	heat treatment to have same yield			12 columns tested
1997_Lu	% of transverse reinf. studied. Same arrangement of 8 bars for all specimens : long.=2%-trans.=0,28% ($\omega_w=0,12$)	Scale choose so that reinforcement could be scaled without use of special model material + heat treatment	achieve same yield	not same comportement (reduced hardening module)	Not the same, less strong bond between small diameter bars and microconcrete. should be further studied	heat treatment to achieve same yield, geometric dimension of the 3 different scale choose by the same full scale prototype
Check						
2004_Nemecek	Long = 2,01 et 2,18 % - Trans = No given values	existing, +/- scaled diam 25, 12 et 6	Long : Yield strength 490 Mpa / Stirrups: yield strength 206 MPa			focused on peak strength, post-peak branch, type of a failure, concrete softening steel buckling
2003_Carpinteri						
1988_Kim	Long: 1.22% stay the same for different scale	Yes + annealing, prototype 0.75 inch scaled model 0.125 inch	All types of bars heat treated to develop (similitude) same yield point		concrete tensile strength related with bond. Bond important for cracking similitude. different technique tested no definitive solutions found	reproduce response at various stage of loading up to failure. different types of bars tested to reproduce cracking patterns
Bett_1985		yes				
Lam_2003	Long : 1,5% et 3,12% - Transv : 0,09% - 0,28% - 0,164%	yes	no development			






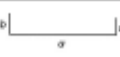



















Article	Structural element	Type of the test		Scale	Explanations scaling	Scaling method	Choice of bars
		static/cyclic/dynamic	elastic/rupture				
2016_DFLaefer	RC frames without infill (columns and beams)	adjacent excavation	mesure of displacement (column, story-level)/ damage/ settlement	1/10	Yes, ++	geometrical scaling, dimensional analysis	Lead wires, 12.2mm closely matching 10th the tensile strength and modulus of elasticity of reinforcing steel) (+ see divergences 5.7)
2000_OHTAKI	RC columns	cyclic lateral loading		1/2 and 1/4	Only details of measured material properties. +	geometrical scaling	D51-D16/D25-D13/D13-R4
Belgin_2008	overreinforced Beams	four point bend	Rupture	1:2 -1:4	-	geometrical scaling	Longitudinal : 8, 16, 32 (deformed bars) - Plain stirrups : phi 5, 8
Little_1966	beams	tripoint load test	flexural and shear failure	1/3 - 1/6 - 1/12 - 1/24		geometrical	1:1: deformed bars - 1:3: plain bars Smallest scale: Existing standard smooth black annealed steel wires
Moncarz_1981	beams	cyclic	elastic models	1/14,4	Yes	geometrical scaling	Choice of the scale factor according to existing bars - Soft steel wires
			ultimate strenght models				
1987_Abrahms	Beam-column assemblies	reversals of lateral force		S 1/12 ; M 1/4; L 3/4	++	geometrical scaling	L and M: deformed bars / S: No13 gage bright basic wire
2015_K.Kinoshita	columns	cydling loading	differences in hysteresis curves to investigate bond behavior analytically	0.1 & 0.2 compared with 0.5 and 1	+	geometrical scaling	0,2 -> long steel bar scaled but not steel bar ribs/ 0,1 everything scaled up















Article	Reinforced percentage	Existing bars or not?	Stress strain curve		Bond concrete	Remarques
			Yield	Rupture		
2016_DFLaefer	/	Two wire strands with cumulative area equivalent to a scaled single bar were used. This was decided due to unavailability of small diameter lead rods and inability to achieve a consistent twisted profile with a single wire.	av tensile yield stress of 19MPa curve stress-strain behavior of lead plotted		Bond testing : embedding steel wire in concrete cylinders (same test with diffrent types of strand)	evaluate the response of RC structures to adjacent excavation, 2 frames tested. Geometrical, material and process-related similitude
2000_OHTAKI	long: 1,82 / transv: 0,07		Yield strength : 390/376/373			
Belgin_2008	Ratio = 3% - Balanced ratio = 1,6%		Yield not the same for each diameter but stay in elastic range so doesn't matter: $f_{y,8mm} = 530$, $f_{y,16mm} = 514$ and $f_{y,32mm} = 407$ Mpa			Rupture but steel doesn't reach yield strain
Little_1966	4% and 1%	Yes, different type in function of scale of model				
Moncarz_1981		Yes, existing 2 mm wires + cold rolling	materials must fulfils requirements of the theory of elasticity : 2mm wires $f_y = 255$ -> cold rolling $f_y = 440$ MPa	behaviour through entire load history; Cold rolling -> steel hardening : f_y increase, ductility decrease	Gypsum low bond with reinforcement - Mortar insufficient bond. BOND depends of the size of aggregates and the ration of the reinforcement ribs	linear stress strain relationship, Poisson and homogeneity
1987_Abrahms	%reinf and mechanical properties as close as possible	Yes + For smallest scale wire was annealed and redrawn in the coil to achieve desired yield stress	S: 353MPa/M: 400MPa / L: 470MPa	Sufficient transverse reinforcement: specimens are stronger in shear than flexion	Bond weaker for smooth wire and small-aggregate mortar than for deformed bars and normal concrete.	Rate of stiffness deterioration: highest for small-scale models due to weaker bond
2015_K.Kinoshita		2 different tests for 1 same scale : 1 with spiral ribs (D6) and 1 with normal ribs (D3)	Yield: D6:452,6MPa / D3:588,3 MPa	Tensile strength: D6: 349MPa / D3:421,6 MPa	differences of rib shape may result in different bond behavior between them	CCL: 0,2 -> diffrent shape in hysteresis curves > 0,5 (perfect bon long bar-concrete)

B. Plans de ferrillages et Bordereau

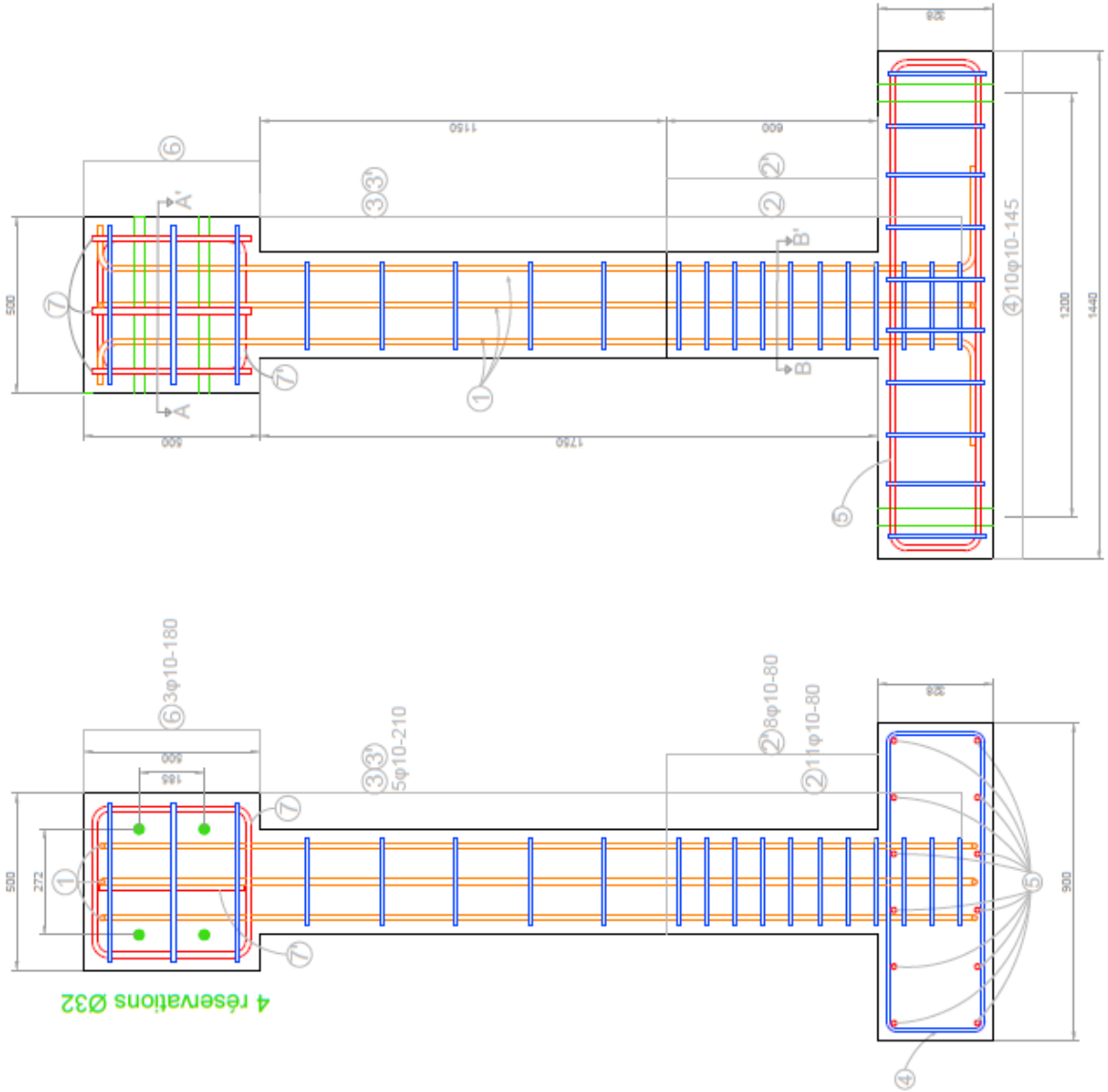
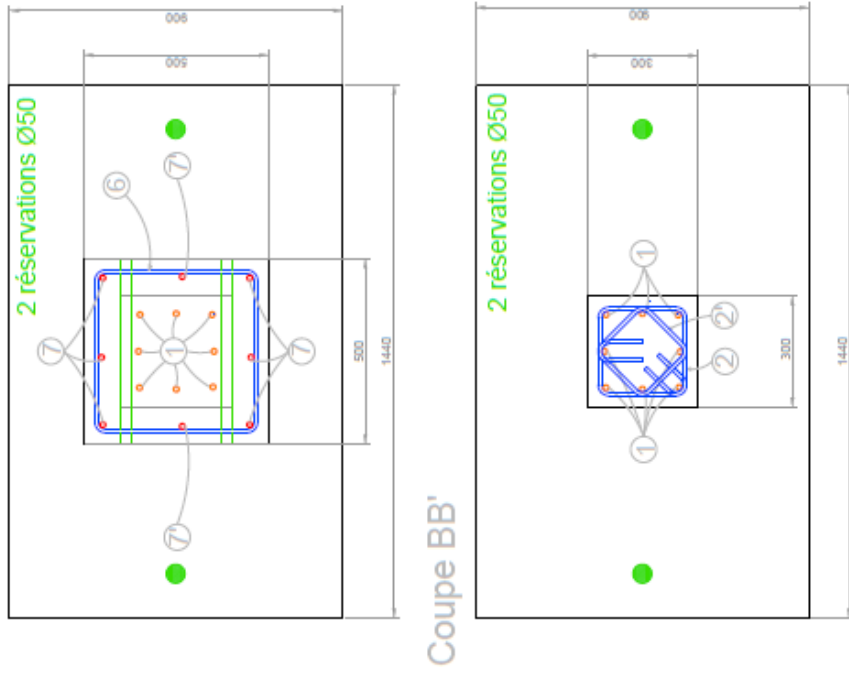
TFE UCLouvain - 8 colonnes								ρ_{acier} [kg/m ³]	7850
François Beauvois - Matthieu Dayez - Marie-Joy de Crombrughe - Timothée Mennig									
n°	Quantité	ϕ [mm]	schéma	a [mm]	b [mm]	c [mm]	Espacement [mm]	Poids [kg]	
Colonne 1A									
1	8	16		2470	300	125	/	36,55	
2	11	10		240	240	90	80	7,73	
2'	8	10		190	190	90	80	4,64	
3	5	10		240	240	90	210	3,51	
3'	5	10		190	190	90	210	2,90	
4	10	10		850	278	100	145	15,14	
5	6	16		1390	250	160	160	34,09	
6	3	10		440	440	100	180	3,63	
7	3	16		450	420	160	/	9,75	
7'	1	16		420	410	160	/	3,13	
Colonne 1B									
1	8	16		2470	300	125	/	36,55	
2	11	10		240	240	90	80	7,73	
2'	8	10		190	190	90	80	4,64	
3	5	10		240	240	90	210	3,51	
3'	5	10		190	190	90	210	2,90	
4	10	10		850	278	100	145	15,14	
5	6	16		1390	250	160	160	34,09	
6	3	10		440	440	100	180	3,63	
7	3	16		450	420	160	/	9,75	
7'	1	16		420	410	160	/	3,13	
Colonne 2A									
8	4	16		1950	300	150	/	15,15	
9	4	8		1950	240	150	/	3,69	
10	5	8		180	180	70	155	1,70	

10'	5	8		140	140	70	155	1,38	
11	11	8		180	180	70	60	3,73	
11'	8	8		140	140	70	60	2,21	
12	10	8		255	625	100	145	7,73	
13	4	16		1390	225	160	180	22,41	
14	3	8		440	440	80	155	2,27	
24	3	12		450	420	120	/	5,27	
24'	1	12		420	410	120	/	1,69	
Colonne 2B									
15	6	12		1950	300	150	/	12,78	
15'	2	12		1950	240	150	/	4,15	
10	5	8		180	180	70	155	1,70	
10'	5	8		140	140	70	155	1,38	
11	11	8		180	180	70	60	3,73	
11'	8	8		140	140	70	60	2,21	
12	10	8		255	625	100	145	7,73	
13	4	16		1390	225	160	180	22,41	
14	3	8		440	440	80	155	2,27	
24	3	12		450	420	120	/	5,27	
24'	1	12		420	410	120	/	1,69	
	3			Ancrage Junior Rd20 pour levage					
Colonne 2C									
15	6	12		1950	300	150	/	12,78	
15'	2	12		1950	240	150	/	4,15	
10	5	8		180	180	70	155	1,70	
10'	5	8		140	140	70	155	1,38	
11	11	8		180	180	70	60	3,73	
11'	8	8		140	140	70	60	2,21	

12	10	8		255	625	100	145	7,73	
13	4	16		1390	225	160	180	22,41	
14	3	8		440	440	80	155	2,27	
24	3	12		450	420	120	/	5,27	
24'	1	12		420	410	120	/	1,69	
Colonne 3A									
16	4	12		1430	300	190	/	6,82	
17	4	8		110	110	60	120	0,88	
18	8	8		110	110	60	60	1,77	
19	10	8		230	450	100	145	6,16	
20	4	12		1390	200	120	135	12,15	
14	4	8		440	440	80	105	3,03	
24	3	12		450	420	120	/	5,27	
24'	1	12		420	415	120	/	1,70	
Colonne 3B									
21	6	8		1430	300	190	/	4,55	
21'	2	8		1430	190	190	/	1,43	
22	4	8		110	110	60	120	0,88	
22'	4	8		90	90	60	120	0,76	
23	8	8		110	110	60	60	1,77	
23'	5	8		90	90	60	60	0,95	
19	10	8		230	450	100	145	6,16	
20	4	12		1390	200	120	135	12,15	
14	4	8		440	440	80	105	3,03	
24	3	12		450	420	120	/	5,27	
24'	1	12		420	415	120	/	1,70	
	3			Ancrage Junior Rd16 pour levage					
Colonne 3C									

21	6	8		1430	300	190	/	4,55
21'	2	8		1430	190	190	/	1,43
22	4	8		110	110	60	125	0,88
22'	4	8		90	90	60	125	0,76
23	8	8		110	110	60	60	1,77
23'	5	8		90	90	60	60	0,95
19	10	8		230	450	100	145	6,16
20	4	12		1390	200	120	135	12,15
14	4	8		440	440	80	105	3,03
24	3	12		450	420	120	/	5,27
24'	1	12		420	415	120	/	1,70
Barres supplémentaires								
	3	8		500				0,59
	3	12		500				1,33
	3	16		500				2,37
POIDS TOTAL [kg]								559,39

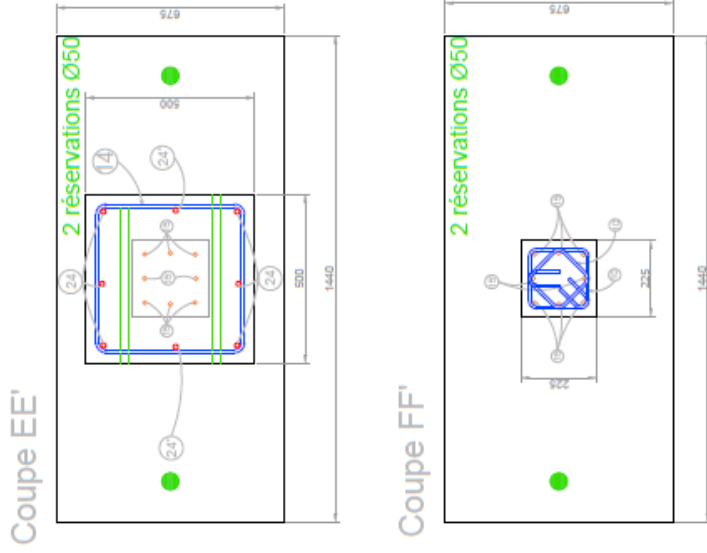
Colonnes 1A - 1B



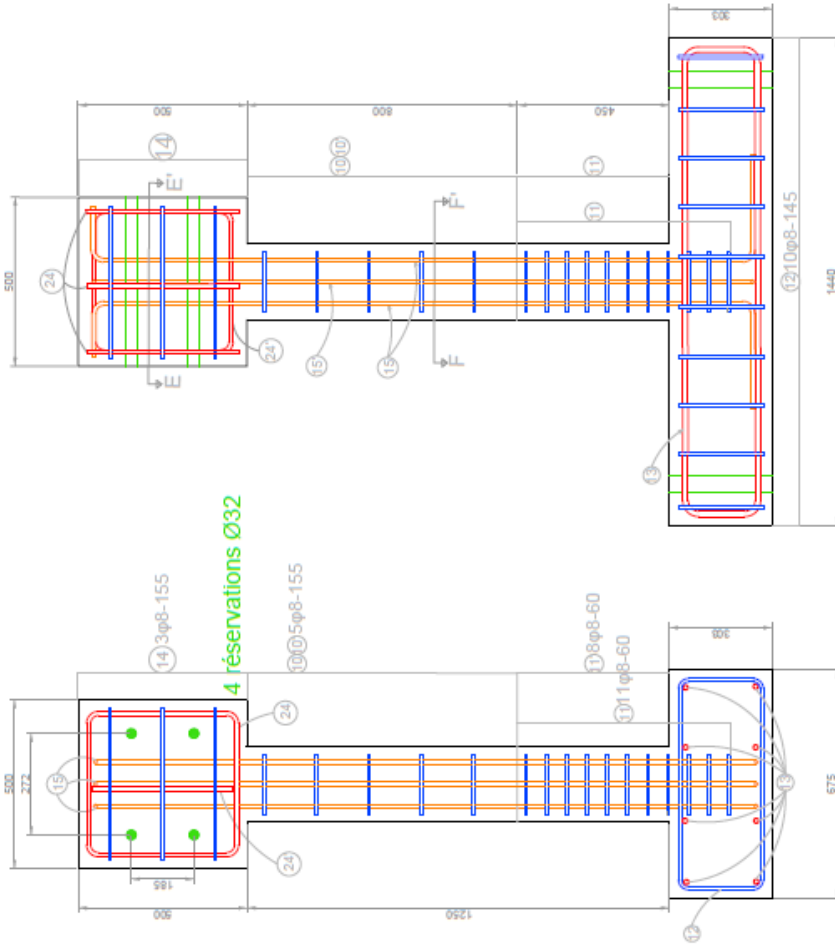
Ferrailage	
Colonnes 1A, 1B	
TFE UCLouvain 2020	
Echelle 1:20	Unités : [mm]
François Beauvois Matthieu Dayez Marie-Joy de Crombrughe Timothée Mennig	

REALISE A L'AIDE D'UN PRODUIT AUTODESK VERSION ETUDIANT

Colonne 2C



REALISE A L'AIDE D'UN PRODUIT AUTODESK VERSION ETUDIANT



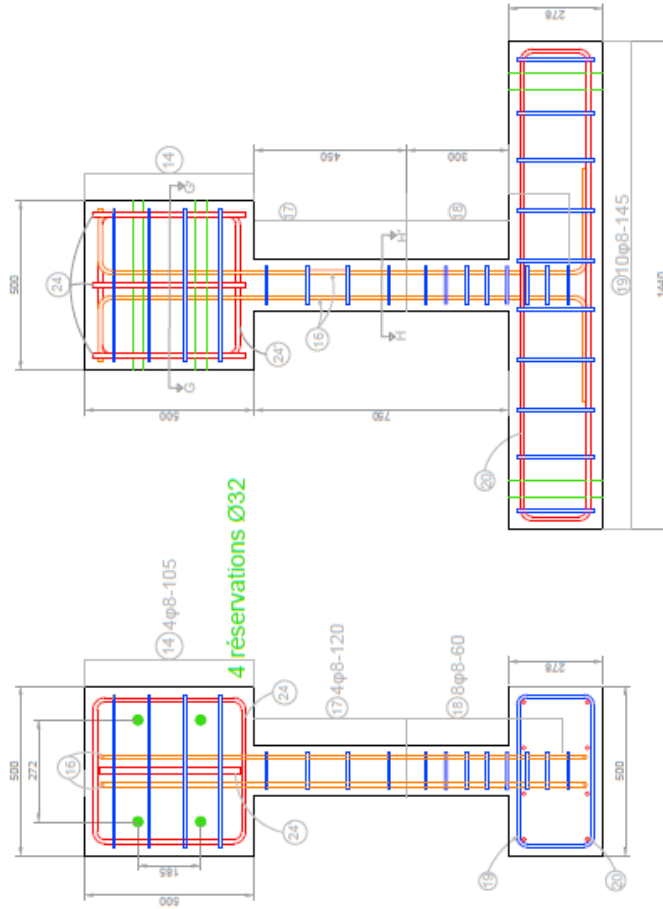
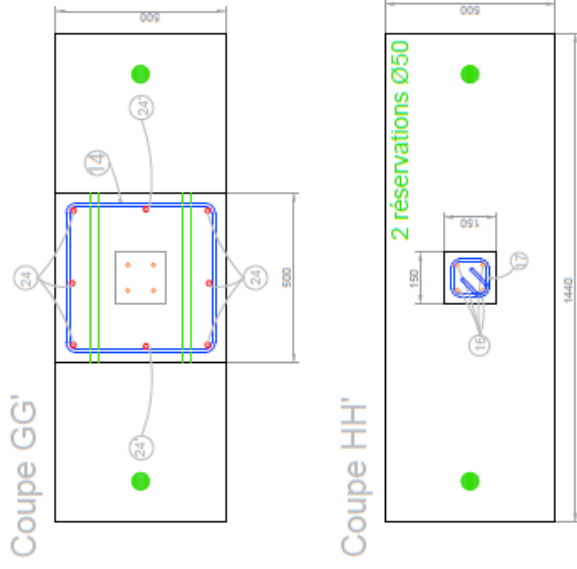
Ferrailage	
Colonne 2C	
TFE UCLouvain 2020	
Echelle 1:20	Unités : [mm]
François Beauvois Matthieu Dayez Marie-Joy de Crombrughe Timothée Mennig	

REALISE A L'AIDE D'UN PRODUIT AUTODESK VERSION ETUDIANT

REALISE A L'AIDE D'UN PRODUIT AUTODESK VERSION ETUDIANT

REALISE A L'AIDE D'UN PRODUIT AUTODESK VERSION ETUDIANT

Colonne 3A



REALISE A L'AIDE D'UN PRODUIT AUTODESK VERSION ETUDIANT

REALISE A L'AIDE D'UN PRODUIT AUTODESK VERSION ETUDIANT

Ferrailage
Colonne 3A
 TFE UCLouvain 2020

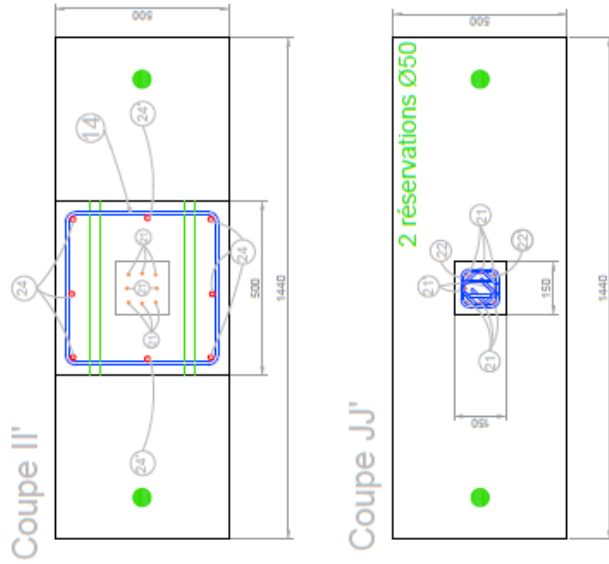
Echelle 1:20 Unités :[mm]

François Beauvois
 Mathieu Dayez
 Marie-Joy de Crombrughe
 Timothée Mennig

REALISE A L'AIDE D'UN PRODUIT AUTODESK VERSION ETUDIANT

REALISE A L'AIDE D'UN PRODUIT AUTODESK VERSION ETUDIANT

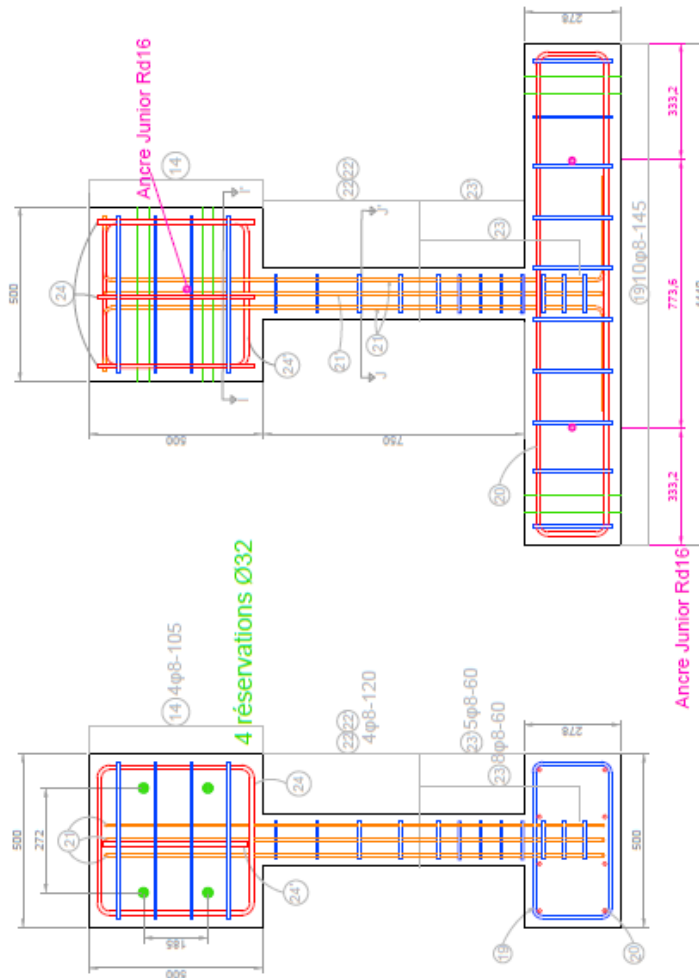
REALISE A L'AIDE D'UN PRODUIT AUTODESK VERSION ETUDIANT



Ferrailage
Colonne 3B
TFE UCLouvain 2020

Echelle 1:20	Unités : [mm]
François Beauvois Matthieu Dayez Marie-Joy de Crombrughe Timothée Mennig	

Colonne 3B



REALISE A L'AIDE D'UN PRODUIT AUTODESK VERSION ETUDIANT

REALISE A L'AIDE D'UN PRODUIT AUTODESK VERSION ETUDIANT

C. Tableau récapitulatif des pourcentages d'armatures

Le Tableau 20, ci-dessous, est fait à partir des données d'expériences reprises dans le document : « A Summary of Cyclic Lateral Load Tests on Rectangular Reinforced Concrete Columns » (Taylor et al 1997), et reprend les pourcentages d'armatures longitudinales et transversales de différentes études expérimentales.

	Longitudinal [%]	Transversal [%]
1979_Gill	1,79	1,5 to 3,5
1981_Ang	1,51	2,2 to 2,8
1986_Soesianawati	1,51	0,57 to 1,22
1986_Zahn	1,51	1,56 and 1,99
1989_Watson	1,51	0,32 to 2,3
1990_Tanak	1,25/1,57	1,7/2,08/2,5
1990_Park	1,88	2,17
1982_Arakawa	0,68	1,18
1982_Nagasaka	1,33	0,81/1,39
1984_Ohno	1,42	0,32
1985_Ohue	2,01/2,65	0,57
1985_Zhou	1,77	0,52
1986_Imai	2,9	0,36
1987_Kanda	1,42	0,38
1989_Arakawa	3,13	0,24
1989_Muguruma	3,81	1,61
1989_Ono	2,36	0,91
1990_Sakai	1,81/2,55	0,5/0,61/0,75
1991_Amitsu	4,12	0,89
1973_Wight	0,61	0,33/0,48/0,67/0,92/1,47
1975_Atalay	1,67	0,93/1,54
1982_Umehara	3,06	0,28/0,31
1985_Bett	2,44	0,26
1988_Aziznamini	1,95	1,26/2,19
1989_Saatcioglu	3,27	1,69/1,95/2,54

Tableau 20 - Pourcentages de renforcement dans divers programmes expérimentaux

D. Etats de déformation (Colonnes 1:1)

Ce tableau (Figure 102) reprend les valeurs des couples de moment résistant et d'effort normal maximal admissible par une section pour chacun des états de déformation qui peuvent être rencontré par l'acier et le béton.

Etat def	Def acier	Def béton	x [m]	hc [m]	Fc [kN]	Def acier comp	sigma s'	Fs'	Def acier milieu	sigma s''	Fs''	sigma s	Fs [kN]	N	Zc	zs'	Zs	M [kNm]
7	0,2	0,2	0,3	0,3	3420,0	0,2	400,0	241,3	0,2	400,0	160,8	400,0	241,3	4063,4	0,00	0,102	-0,102	0,0
5	0,0	0,35	0,3	0,1	861,8	0,3	500,5	301,9	0,1	283,3	113,9	0,0	0,0	1277,7	0,11	0,102	-0,102	127,5
	-0,1	0,35	0,196	0,059	670,3	0,26	500,3	301,8	0,0821	164,3	66,063206	-200,0	-120,6	917,5	0,12	0,102	-0,102	123,9
	-0,20	0,35	0,160	0,048	548,4	0,25	500,20	301,71	0,0226	45,2	18,191317	-400,0	-241,3	627,1	0,13	0,102	-0,102	124,5
4	-0,217	0,35	0,156	0,047	532,0	0,2	500,18	301,70	0,0	25,0	10,1	-500,0	-301,6	542,2	0,13	0,102	-0,102	128,9
	-0,3	0,35	0,136	0,041	464,1	0,23	500,1	301,6	-0,0369	-73,8	-29,68057	-500,6	-302,0	434,1	0,13	0,102	-0,102	121,7
	-0,4	0,35	0,118	0,035	402,2	0,21	414,3	249,9	-0,0964	-192,9	-77,55246	-501,3	-302,4	272,2	0,13	0,102	-0,102	109,6
	-0,5	0,35	0,104	0,031	354,9	0,19	376,2	226,9	-0,1560	-311,9	-125,4243	-502,0	-302,8	153,6	0,13	0,102	-0,102	101,7
	-0,63	0,35	0,090	0,027	307,8	0,16	326,7	197,0	-0,2333	-500,1	-201,1088	-502,9	-303,4	0	0,14	0,102	-0,102	93,1
	-1	0,35	0,065	0,020	223,4	0,09	185,7	112,0	-0,4536	-501,7	-201,7409	-505,6	-305,0	-171,2	0,14	0,102	-0,102	73,9
	-1,5	0,35	0,048	0,014	163,1	0,00	-4,8	-2,9	-0,7512	-503,8	-202,5951	-509,2	-307,1	-349,5	0,14	0,102	-0,102	54,3
	-2	0,35	0,038	0,011	128,4	-0,10	-195,2	-117,8	-1,0488	-505,9	-203,4493	-512,7	-309,3	-502,1	0,14	0,102	-0,102	38,1
	-3	0,35	0,026	0,008	90,0	-0,29	-500,5	-301,9	-1,6440	-510,2	-205,1576	-519,9	-313,6	-730,6	0,15	0,102	-0,102	14,3
3	-4,0	0,4	0,020	0,006	69,3	-0,5	-501,9	-302,7	-2,2	-514,4	-206,9	-527,0	-317,9	-758,1	0,1	0,1	-0,1	11,7
	-4	0,25	0,015	0,004	50,7	-0,56	-502,4	-303,1	-2,2798	-514,7	-206,9821	-527,0	-317,9	-777,2	0,15	0,102	-0,102	9,0
2'	-4,0	0,2	0,0	0,0	41,0	-0,6	-502,7	-303,2	-2,3	-514,9	-207,0	-527,0	-317,9	-787,1	0,1	0,1	-0,1	7,6
	-4	0,15	0,009	0,003	29,2	-0,64	-503,0	-303,4	-2,3202	-515,0	-207,0983	-527,0	-317,9	-799,2	0,15	0,102	-0,102	5,8
	-4	0,05	0,003	0,001	4,7	-0,72	-503,6	-303,8	-2,3607	-515,3	-207,2145	-527,0	-317,9	-824,2	0,15	0,102	-0,102	2,1
2	-4,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-0,8	-503,9	-303,9	-2,4	-515,4	-207,3	-527,0	-317,9	-829,1	0,2	0,1	-0,1	1,4
1	-4,0	-4,0	0,0	0,0	0,0	-4,0	-527,0	-317,9	-4,0	-527,0	-211,9	-527,0	-317,9	-847,7	0,2	0,1	-0,1	0,0

Figure 102 - Valeurs M et N pour les états de déformation : Colonnes 1:1

E. Diagrammes d'interaction et états de déformation (Colonnes 1:2 et 3:4)

Cette annexe reprend les diagrammes d'interaction et les valeurs de couple M,N pour chaque état de déformation de chaque type de colonnes.

a) Colonne C2A

Etat def	Def acier	Def béton	x [m]	hc [m]	Fc [kN]	Def acier comp	sigma s'	Fs'	Def acier milieu	sigma s''	Fs''	sigma s	Fs [kN]	N	Zc	zs'	Zs	M [kNm]
7	0,2	0,2	0,2	0,2	1923,8	0,2	400,0	181,0	0,2	400,0	40,2	400,0	181,0	2325,9	0,00	0,076	-0,076	0,0
5	0,0	0,35	0,2	0,1	482,2	0,3	500,5	226,4	0,1	281,1	28,3	0,0	0,0	736,9	0,08	0,076	-0,076	57,7
	-0,1	0,35	0,146	0,044	375,1	0,26	500,3	226,3	0,0807	161,4	16,23	-200,0	-90,5	527,1	0,09	0,076	-0,076	57,9
	-0,20	0,35	0,120	0,036	306,9	0,24	500,18	226,27	0,0209	41,8	4,20	-400,0	-181,0	356,4	0,09	0,076	-0,076	59,8
4	-0,217	0,35	0,116	0,035	297,7	0,2	500,15	226,26	0,0	21,4	2,2	-500,0	-226,2	299,9	0,10	0,076	-0,076	62,5
	-0,3	0,35	0,101	0,030	259,7	0,22	500,0	226,2	-0,0390	-77,9	-7,83	-500,6	-226,5	251,6	0,10	0,076	-0,076	59,4
	-0,4	0,35	0,088	0,026	225,0	0,20	404,8	183,1	-0,0988	-197,6	-19,87	-501,3	-226,8	161,5	0,10	0,076	-0,076	53,3
	-0,5	0,35	0,077	0,023	198,6	0,18	365,4	165,3	-0,1586	-317,3	-31,90	-502,0	-227,1	104,9	0,10	0,076	-0,076	49,7
	-0,737	0,35	0,061	0,018	155,3	0,14	272,1	123,1	-0,3005	-500,6	-50,33	-503,7	-227,9	0	0,10	0,076	-0,076	42,6
	-1	0,35	0,049	0,015	125,0	0,08	168,6	76,3	-0,4578	-501,7	-50,44	-505,6	-228,7	-77,9	0,11	0,076	-0,076	36,2
	-1,5	0,35	0,036	0,011	91,2	-0,01	-28,2	-12,8	-0,7570	-503,9	-50,65	-509,2	-230,3	-202,5	0,11	0,076	-0,076	26,2
	-2	0,35	0,028	0,008	71,8	-0,11	-225,0	-101,8	-1,0563	-506,0	-50,87	-512,7	-232,0	-312,8	0,11	0,076	-0,076	17,6
	-3	0,35	0,020	0,006	50,4	-0,31	-500,7	-226,5	-1,6547	-510,3	-51,30	-519,9	-235,2	-462,6	0,11	0,076	-0,076	6,2
3	-4,0	0,4	0,015	0,005	38,8	-0,5	-502,1	-227,1	-2,3	-514,5	-51,7	-527,0	-238,4	-478,5	0,1	0,1	-0,1	5,1
	-4	0,25	0,011	0,003	28,4	-0,59	-502,6	-227,4	-2,2932	-514,8	-51,76	-527,0	-238,4	-489,2	0,11	0,076	-0,076	4,0
2'	-4,0	0,2	0,0	0,0	23,0	-0,6	-502,9	-227,5	-2,3	-515,0	-51,8	-527,0	-238,4	-494,7	0,1	0,1	-0,1	3,4
	-4	0,15	0,007	0,002	16,3	-0,67	-503,2	-227,6	-2,3334	-515,1	-51,78	-527,0	-238,4	-501,5	0,11	0,076	-0,076	2,6
	-4	0,05	0,002	0,001	2,6	-0,75	-503,8	-227,9	-2,3735	-515,4	-51,81	-527,0	-238,4	-515,5	0,11	0,076	-0,076	1,1
2	-4,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-0,8	-504,1	-228,0	-2,4	-515,5	-51,8	-527,0	-238,4	-518,3	0,1	0,1	-0,1	0,8
1	-4,0	-4,0	0,0	0,0	0,0	-4,0	-527,0	-238,4	-4,0	-527,0	-53,0	-527,0	-238,4	-529,8	0,1	0,1	-0,1	0,0

Figure 103 - C.2A : Valeurs M et N pour chaque état de déformation

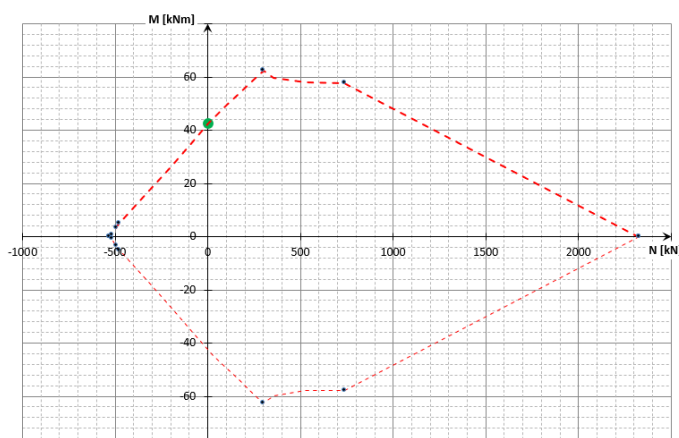


Figure 104 - C.2A : Diagramme d'interaction

b) Colonnes C2B et C2C

Etat def	Def acier	Def béton	x [m]	hc [m]	Fc [kN]	Def acier comp	sigma s'	Fs'	Def acier milieu	sigma s''	Fs''	sigma s	Fs [kN]	N	Zc	zs'	Zs	M [kNm]
7	0,2	0,2	0,2	0,2	1923,8	0,2	400,0	135,7	0,2	400,0	90,48	400,0	135,7	2285,7	0,00	0,076	-0,076	0,0
5	0,0	0,35	0,2	0,1	482,2	0,3	500,5	169,8	0,1	281,1	63,59	0,0	0,0	715,6	0,08	0,076	-0,076	53,5
	-0,1	0,35	0,146	0,044	375,1	0,26	500,3	169,8	0,0807	161,4	36,52	-200,0	-67,9	513,5	0,09	0,076	-0,076	51,9
	-0,20	0,35	0,120	0,036	306,9	0,24	500,18	169,71	0,0209	41,8	9,44	-400,0	-135,7	350,3	0,09	0,076	-0,076	52,1
4	-0,217	0,35	0,116	0,035	297,7	0,2	500,15	169,70	0,0	21,4	4,84	-500,0	-169,6	302,6	0,10	0,076	-0,076	53,9
	-0,3	0,35	0,101	0,030	259,7	0,22	500,0	169,7	-0,0390	-77,9	-17,63	-500,6	-169,8	241,8	0,10	0,076	-0,076	50,9
	-0,4	0,35	0,088	0,026	225,0	0,20	404,8	137,3	-0,0988	-197,6	-44,70	-501,3	-170,1	147,6	0,10	0,076	-0,076	45,6
	-0,5	0,35	0,077	0,023	198,6	0,18	365,4	124,0	-0,1586	-317,3	-71,77	-502,0	-170,3	80,4	0,10	0,076	-0,076	42,3
	-0,615	0,35	0,068	0,020	174,9	0,16	320,2	108,6	-0,2275	-500,1	-113,11	-502,8	-170,6	0	0,10	0,076	-0,076	39,0
	-1	0,35	0,049	0,015	125,0	0,08	168,6	57,2	-0,4578	-501,7	-113,49	-505,6	-171,5	-102,8	0,11	0,076	-0,076	30,4
	-1,5	0,35	0,036	0,011	91,2	-0,01	-28,2	-9,6	-0,7570	-503,9	-113,97	-509,2	-172,8	-205,1	0,11	0,076	-0,076	22,1
	-2	0,35	0,028	0,008	71,8	-0,11	-225,0	-76,3	-1,0563	-506,0	-114,45	-512,7	-174,0	-292,9	0,11	0,076	-0,076	15,1
	-3	0,35	0,020	0,006	50,4	-0,31	-500,7	-169,9	-1,6547	-510,3	-115,42	-519,9	-176,4	-411,3	0,11	0,076	-0,076	6,0
3	-4,0	0,4	0,015	0,005	38,8	-0,5	-502,1	-170,3	-2,3	-514,5	-116,38	-527,0	-178,8	-426,7	0,1	0,1	-0,1	4,9
	-4	0,25	0,011	0,003	28,4	-0,59	-502,6	-170,5	-2,2932	-514,8	-116,45	-527,0	-178,8	-437,4	0,11	0,076	-0,076	3,8
2'	-4,0	0,2	0,0	0,0	23,0	-0,6	-502,9	-170,6	-2,3	-515,0	-116,48	-527,0	-178,8	-443,0	0,1	0,1	-0,1	3,2
	-4	0,15	0,007	0,002	16,3	-0,67	-503,2	-170,7	-2,3334	-515,1	-116,51	-527,0	-178,8	-449,7	0,11	0,076	-0,076	2,4
	-4	0,05	0,002	0,001	2,6	-0,75	-503,8	-170,9	-2,3735	-515,4	-116,58	-527,0	-178,8	-463,7	0,11	0,076	-0,076	0,9
2	-4,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-0,8	-504,1	-171,0	-2,4	-515,5	-116,61	-527,0	-178,8	-466,4	0,1	0,1	-0,1	0,6
1	-4,0	-4,0	0,0	0,0	0,0	-4,0	-527,0	-178,8	-4,0	-527,0	-119,20	-527,0	-178,8	-476,8	0,1	0,1	-0,1	0,0

Figure 105 - C.2B et C.2C : Valeurs de M et N pour chaque état de déformation

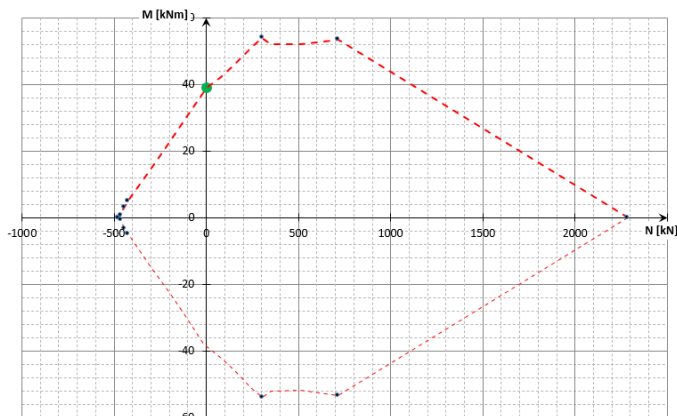


Figure 106 - C.2B et C.2C : Diagramme d'interaction

c) Colonne C3A

Etat def	Def acier	Def béton	x [m]	hc [m]	Fc [kN]	Def acier comp	sigma s'	Fs'	Def acier milieu	sigma s''	Fs''	sigma s	Fs [kN]	N	Zc	zs'	Zs	M [kNm]
7	0,2	0,2	0,2	0,2	855,0	0,2	400,0	90,5	0	0	0	400,0	90,5	1036,0	0,00	0,041	-0,041	0,0
5	0,0	0,35	0,1	0,0	198,4	0,2	500,2	113,1	0	0	0	0,0	0,0	311,5	0,06	0,041	-0,041	16,1
	-0,1	0,35	0,090	0,027	154,3	0,22	500,0	113,1	0	0	0	-200,0	-45,2	222,1	0,06	0,041	-0,041	16,0
	-0,20	0,35	0,074	0,022	126,2	0,19	377,59	85,41	0	0	0	-400,0	-90,5	121,2	0,06	0,041	-0,041	15,3
4	-0,217	0,35	0,072	0,021	122,4	0,2	367,62	83,15	0	0	0	-500,0	-113,1	92,5	0,06	0,041	-0,041	15,9
	-0,3	0,35	0,062	0,019	106,8	0,16	319,0	72,1	0	0	0	-500,6	-113,2	65,7	0,07	0,041	-0,041	14,6
	-0,4	0,35	0,054	0,016	92,6	0,13	260,3	58,9	0	0	0	-501,3	-113,4	38,1	0,07	0,041	-0,041	13,3
	-0,5	0,35	0,048	0,014	81,7	0,10	201,7	45,6	0	0	0	-502,0	-113,6	13,8	0,07	0,041	-0,041	12,1
	-0,56	0,35	0,045	0,013	76,3	0,08	166,6	37,7	0	0	0	-502,4	-113,7	0	0,07	0,041	-0,041	11,4
	-1	0,35	0,030	0,009	51,4	-0,05	-91,4	-20,7	0	0	0	-505,6	-114,4	-83,6	0,07	0,041	-0,041	7,5
	-1,5	0,35	0,022	0,007	37,5	-0,19	-384,5	-87,0	0	0	0	-509,2	-115,2	-164,6	0,07	0,041	-0,041	3,8
	-2	0,35	0,017	0,005	29,5	-0,34	-500,9	-113,3	0	0	0	-512,7	-116,0	-199,7	0,07	0,041	-0,041	2,2
	-3	0,35	0,012	0,004	20,7	-0,63	-503,0	-113,8	0	0	0	-519,9	-117,6	-210,6	0,07	0,041	-0,041	1,7
3	-4,0	0,4	0,009	0,003	16,0	-0,9	-505,1	-114,2	0	0	0	-527,0	-119,2	-217,5	0,1	0,0	0,0	1,4
	-4	0,25	0,007	0,002	11,7	-1,00	-505,6	-114,4	0	0	0	-527,0	-119,2	-221,9	0,07	0,041	-0,041	1,1
2'	-4,0	0,2	0,0	0,0	9,4	-1,0	-505,8	-114,4	0	0	0	-527,0	-119,2	-224,2	0,1	0,0	0,0	0,9
	-4	0,15	0,004	0,001	6,7	-1,07	-506,1	-114,5	0	0	0	-527,0	-119,2	-227,0	0,07	0,041	-0,041	0,7
	-4	0,05	0,001	0,000	1,1	-1,14	-506,6	-114,6	0	0	0	-527,0	-119,2	-232,7	0,07	0,041	-0,041	0,3
2	-4,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-1,2	-506,8	-114,6	0	0	0	-527,0	-119,2	-233,8	0,1	0,0	0,0	0,2
1	-4,0	-4,0	0,0	0,0	0,0	-4,0	-527,0	-119,2	0	0	0	-527,0	-119,2	-238,4	0,1	0,0	0,0	0,0

Figure 108 - C.3A: Valeurs de M et de N pour chaque état de déformation

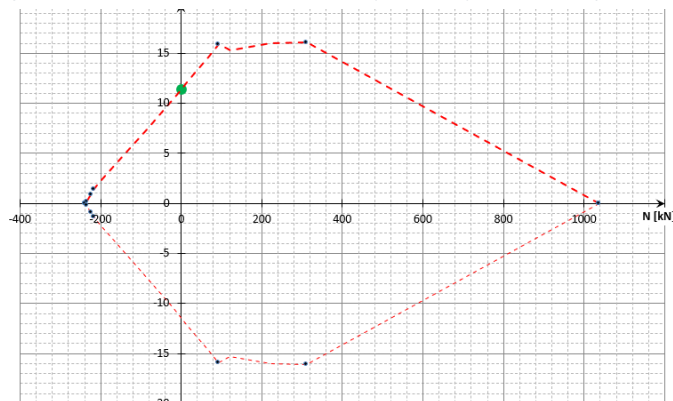


Figure 107 - C.3A : Diagramme d'interaction

d) Colonnes C3B et C3C

Etat def	Def acier	Def béton	x [m]	hc [m]	Fc [kN]	Def acier comp	sigma s'	Fs'	Def acier milieu	sigma s''	Fs''	sigma s	Fs [kN]	N	Zc	zs'	Zs	M [kNm]
7	0,2	0,2	0,2	0,2	855,0	0,2	400,0	60,3	0,2	400,0	40,21	400,0	60,3	1015,8	0,00	0,041	-0,041	0,0
5	0,0	0,35	0,1	0,0	198,4	0,2	500,2	75,4	0,1	247,4	24,87	0,0	0,0	298,7	0,06	0,041	-0,041	14,5
	-0,1	0,35	0,090	0,027	154,3	0,22	500,0	75,4	0,0591	118,1	11,87	-200,0	-30,2	211,4	0,06	0,041	-0,041	13,8
	-0,20	0,35	0,074	0,022	126,2	0,19	377,59	56,94	-0,0056	-11,2	-1,13	-400,0	-60,3	121,7	0,06	0,041	-0,041	12,9
4	-0,217	0,35	0,072	0,021	122,4	0,2	367,62	55,44	0,0	-33,2	-3,34	-500,0	-75,4	99,1	0,06	0,041	-0,041	13,2
	-0,3	0,35	0,062	0,019	106,8	0,16	319,0	48,1	-0,0703	-140,5	-14,13	-500,6	-75,5	65,3	0,07	0,041	-0,041	12,1
	-0,4	0,35	0,054	0,016	92,6	0,13	260,3	39,3	-0,1349	-269,8	-27,13	-501,3	-75,6	29,1	0,07	0,041	-0,041	10,9
	-0,4883	0,35	0,048	0,015	82,8	0,10	208,6	31,5	-0,1920	-384,0	-38,60	-501,9	-75,7	0,0	0,07	0,041	-0,041	10,0
	-0,5	0,35	0,048	0,014	81,7	0,10	201,7	30,4	-0,1996	-399,1	-40,13	-502,0	-75,7	-4	0,07	0,041	-0,041	9,9
	-1	0,35	0,030	0,009	51,4	-0,05	-91,4	-13,8	-0,5228	-502,2	-50,48	-505,6	-76,2	-89,1	0,07	0,041	-0,041	6,2
	-1,5	0,35	0,022	0,007	37,5	-0,19	-384,5	-58,0	-0,8461	-504,5	-50,72	-509,2	-76,8	-147,9	0,07	0,041	-0,041	3,5
	-2	0,35	0,017	0,005	29,5	-0,34	-500,9	-75,5	-1,1694	-506,8	-50,95	-512,7	-77,3	-174,3	0,07	0,041	-0,041	2,2
	-3	0,35	0,012	0,004	20,7	-0,63	-503,0	-75,8	-1,8159	-511,4	-51,41	-519,9	-78,4	-184,9	0,07	0,041	-0,041	1,6
3	-4,0	0,4	0,009	0,003	16,0	-0,9	-505,1	-76,2	-2,5	-516,0	-51,88	-527,0	-79,5	-191,5	0,1	0,041	-0,041	1,3
	-4	0,25	0,007	0,002	11,7	-1,00	-505,6	-76,2	-2,4978	-516,3	-51,90	-527,0	-79,5	-195,9	0,07	0,041	-0,041	1,0
2'	-4,0	0,2	0,0	0,0	9,4	-1,0	-505,8	-76,3	-2,5	-516,4	-51,91	-527,0	-79,5	-198,2	0,1	0,0	0,0	0,8
	-4	0,15	0,004	0,001	6,7	-1,07	-506,1	-76,3	-2,5332	-516,5	-51,93	-527,0	-79,5	-201,0	0,07	0,041	-0,041	0,6
	-4	0,05	0,001	0,000	1,1	-1,14	-506,6	-76,4	-2,5685	-516,8	-51,95	-527,0	-79,5	-206,7	0,07	0,041	-0,041	0,2
2	-4,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-1,2	-506,8	-76,4	-2,6	-516,9	-51,97	-527,0	-79,5	-207,9	0,1	0,0	0,0	0,1
1	-4,0	-4,0	0,0	0,0	0,0	-4,0	-527,0	-79,5	-4,0	-527,0	-52,98	-527,0	-79,5	-211,9	0,1	0,0	0,0	0,0

Figure 109 - C.3B et C.3C : Valeurs de M et N pour les états de déformation

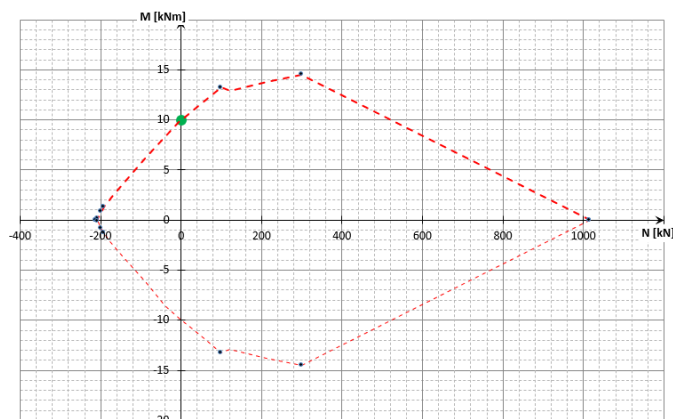


Figure 110 - C.3B et C.3C : Diagramme d'interaction

F. Modélisations des graphes forces– déplacement sur SeismoStruct

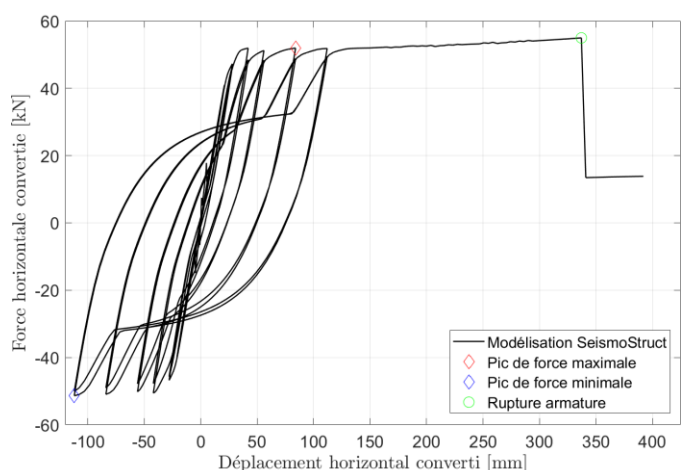


Figure 112 - Courbe force-déplacement colonnes C1A/C1B (SeismoStruct)

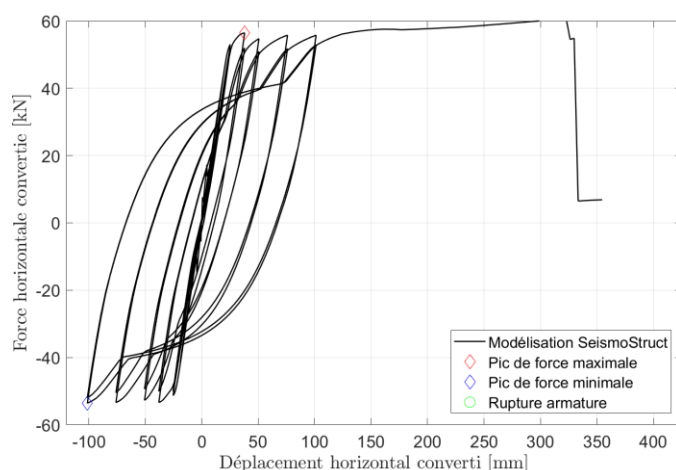


Figure 111 - Courbe force-déplacement colonne C2A (SeismoStruct)

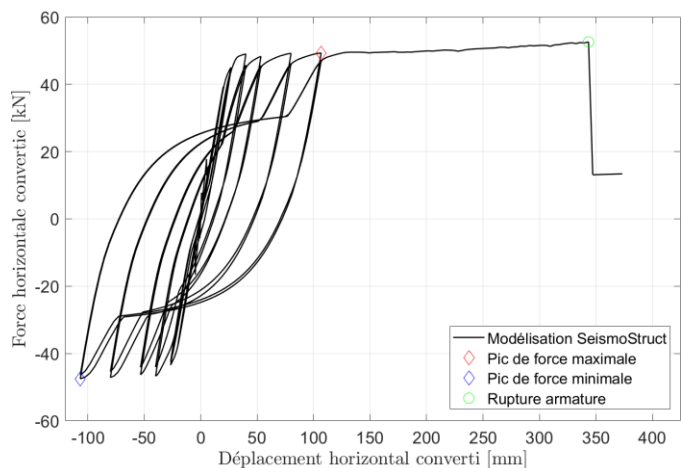


Figure 117 - Courbe force-déplacement colonne C2B (SeismoStruct)

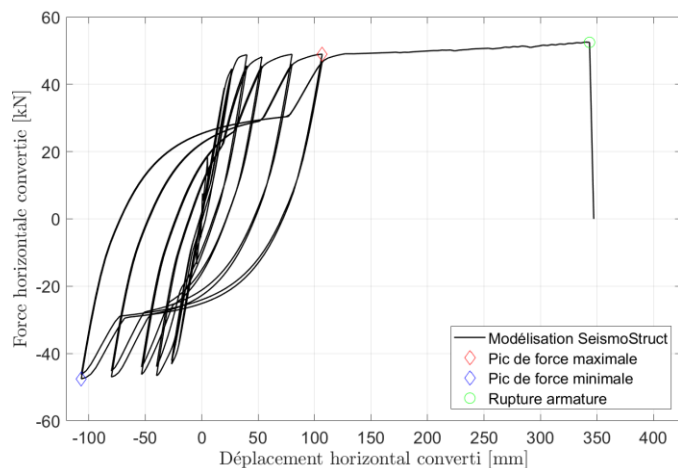


Figure 116 - Courbe force-déplacement colonne C2C (SeismoStruct)

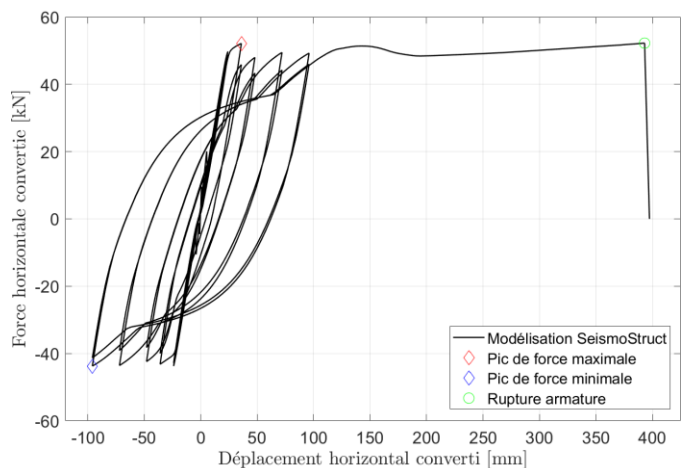


Figure 115 - Courbe force-déplacement colonne C3A (SeismoStruct)

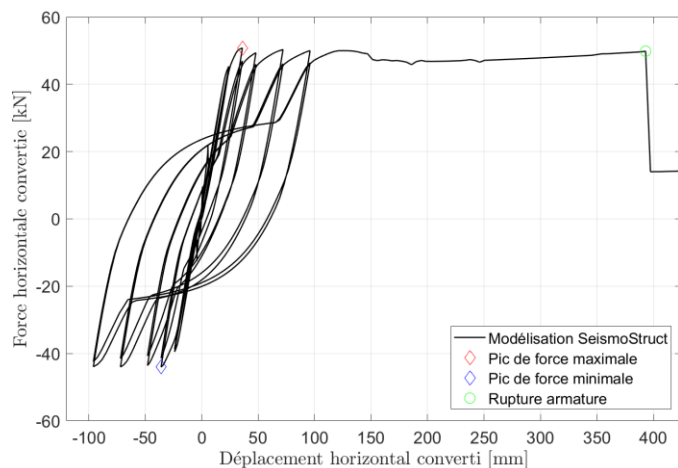


Figure 114 - Courbe force-déplacement colonne C3B (SeismoStruct)

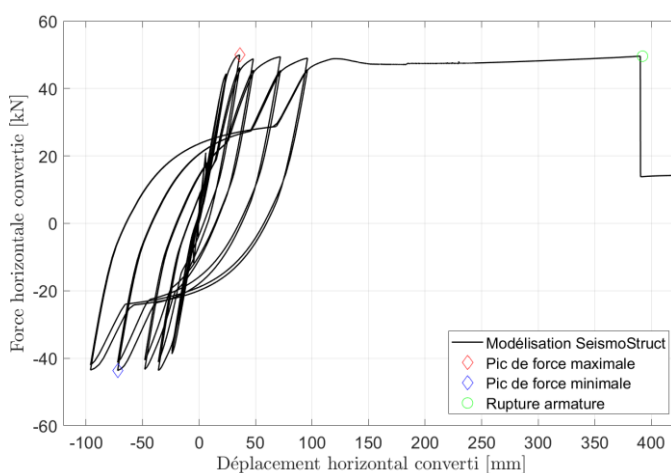


Figure 113 - Courbe force-déplacement colonne C3C (SeismoStruct)

G. Valeurs des essais de compression sur les bétons

D _{max} [mm]	22				22				16				8			
Age [jours]	28				40				30				33			
Echantillon	1	2	3	Moy.	1	2	3	Moy.	1	2	3	Moy.	1	2	3	Moy.
f _c [MPa]	41,5	44,7	43,9	43,4	43,7	46,2	46,2	45,36	42,2	42,0	39,8	41,3	37,8	39,2	37,9	38,3
f _{c,moy,corrigé} [MPa]	38,39	41,35	40,61	40,15	40,42	42,74	42,74	41,73	39,04	38,85	36,82	37,99	34,96	36,26	35,06	35,24

Tableau 21 - Résistance à la compression des échantillons

H. Valeurs des essais de fendage sur les bétons

D _{max} [mm]	22				22				16				8			
Age [jours]	28				40				30				33			
Echantillon	1	2	3	Moy.	1	2	3	Moy.	1	2	3	Moy.	1	2	3	Moy.
F _{max} [kN]	222,7	241,3	210,9	224,9	220,7	215,8	235,4	223,9	215,8	201,1	230,5	215,8	235,4	250,2	240,4	242
f _{ct,sp} [MPa]	3,13	3,39	2,96	3,18	3,1	3,01	3,3	3,14	3,02	2,81	3,23	3,02	3,29	3,5	3,36	3,38
f _{ct} [MPa]	2,81	3,05	2,66	2,86	2,79	2,71	2,96	2,82	2,71	2,52	2,91	2,71	2,96	3,15	3,02	3,04

Tableau 22 - Résultats des essais de fendage pour les échantillons testés

I. Valeurs des essais de traction sur les aciers

	Φ8				Φ12				Φ16			
Echantillon	1	2	3	Moy.	1	2	3	Moy.	1	2	3	Moy.
f _y [MPa]	552	550	555	552,3	515	520	523	519,3	560	553	550	554,3
f _t [MPa]	669,9	663,9	666,5	666,8	639,5	640,3	639,3	639,7	677,5	671,3	669	672,6
k [l]	1,21	1,21	1,20	1,21	1,24	1,23	1,22	1,23	1,21	1,21	1,22	1,21
ε _y [%]	0,246	0,259	0,262	0,256	0,272	0,281	0,289	0,281	0,297	0,3	0,32	0,305
ε _{uk} [%]	9,3	10,7	9,94	9,98	10,2	9,96	9,39	9,86	9,1	9,8	10,2	9,7
E [GPa]	224,4	212,4	211,8	215,7	189,3	185,1	181	184,8	188,6	183,7	174,1	184,7

Tableau 23 - Paramètres mécaniques de chaque échantillon d'acier soumis à la traction

J. Fiches récapitulatives : Comportement expérimental des colonnes

J.1. Colonne C1A

Colonne C1A

Informations générales

- Echelle : 1:1
- Section : 300x300mm
- Hauteur : 2m
- Béton C30/37 - BA - EE2 - S4 - 22
- Granulométrie : $D_{max} = 22\text{mm}$
- Armatures longitudinales : 8 ϕ 16

Protocole de chargement

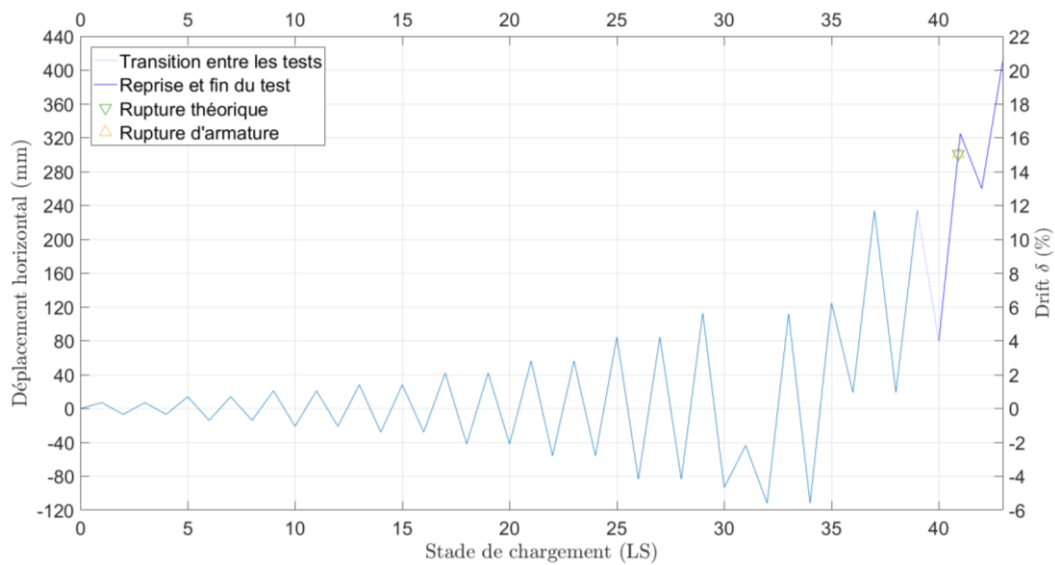


Figure 118 - C.1A : Protocole de chargement et déplacement à la rupture.

Force-Déplacement

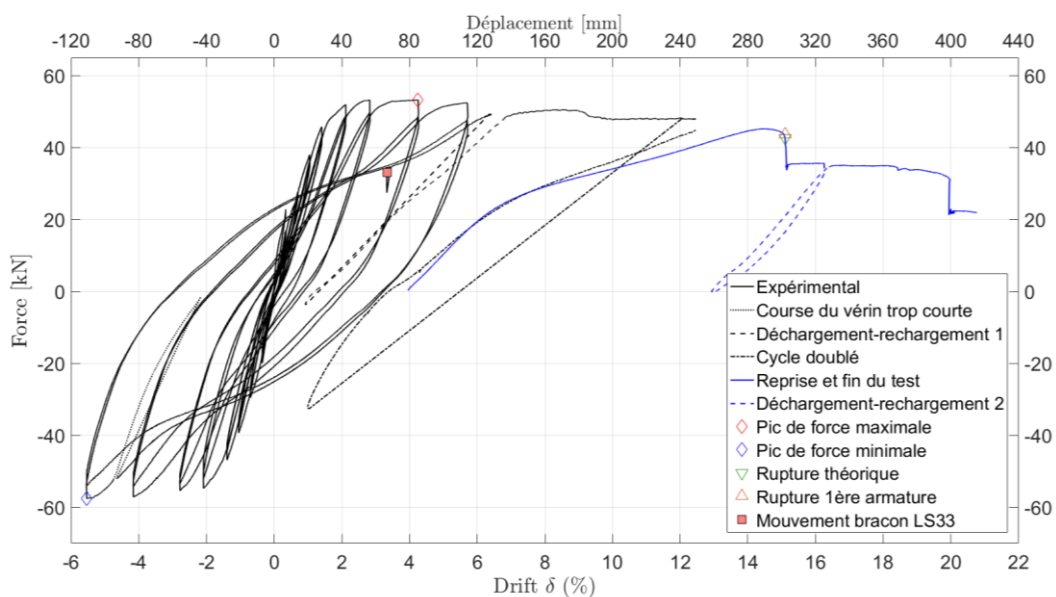


Figure 119 - C.1A: Graphe force-déplacement jusqu'à la rupture.

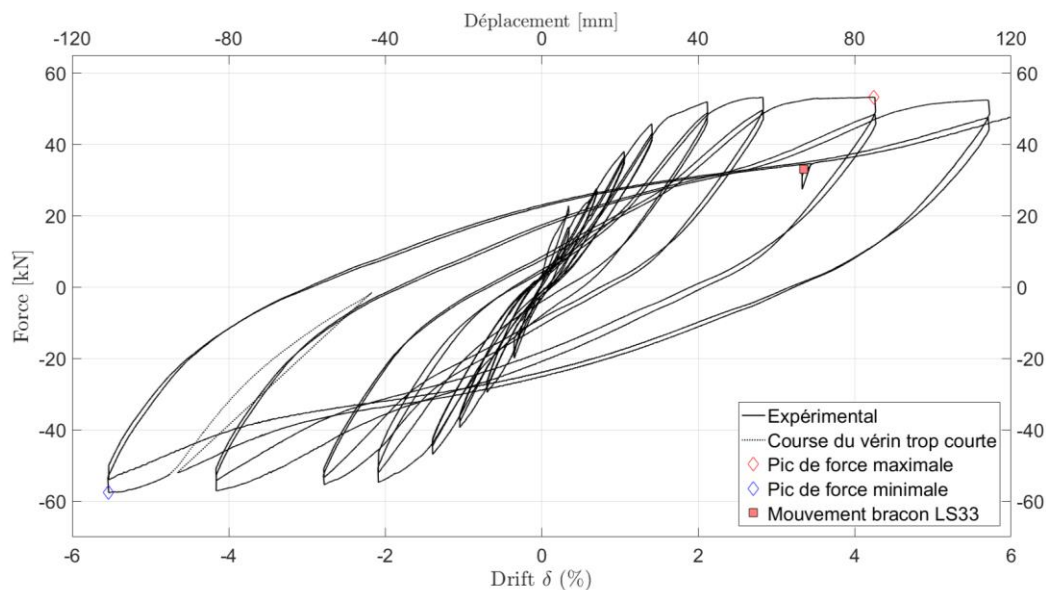


Figure 120 - C.1A: Graphe force-déplacement (zoom sur la partie cyclique).

	Pic max +	Pic max -	Rupture théorique*	Rupture Armature 1
Force [kN]	53,26	-57,6	43,6	43,6
Déplacement [mm]	84,86	-110,68	302,00	302,00
$\Delta_{imposé}$	$3,03\Delta y$	$3,95\Delta y$	$10,79\Delta y$	$10,79\Delta y$
Dérive latérale [%]	4,24	-5,53	15,1	15,1

Tableau 24 - C.1A: Valeurs particulières de forces et déplacements.

*La rupture, pour la colonne C1A, correspond à la rupture de la première armature qui se produit avant de perdre 20% de l'effort maximal.

Elongation verticale

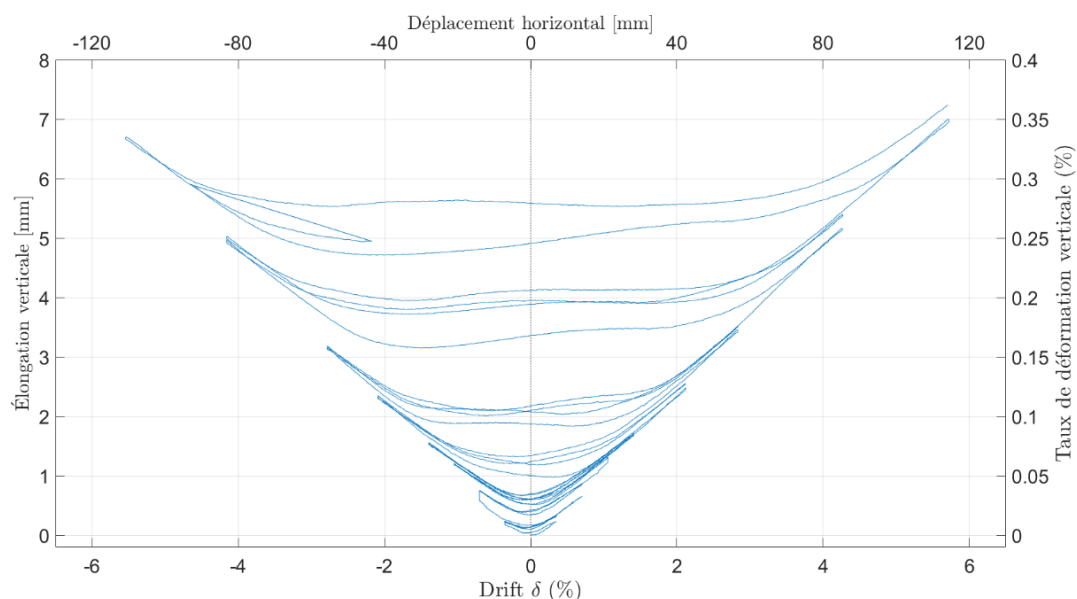


Figure 121 - C.1A: Evolution de l'élongation de la colonne en fonction du déplacement horizontal.

Profil de courbure

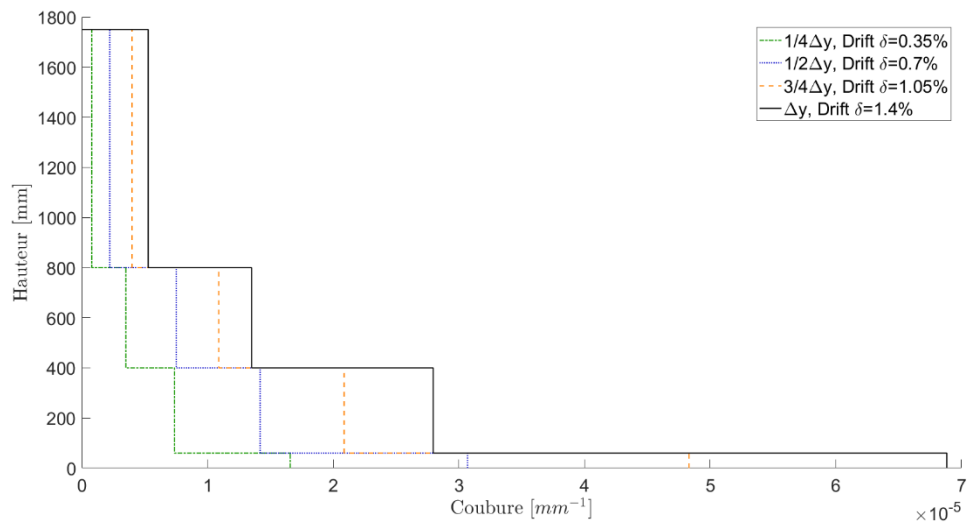


Figure 122 - C.1A: Evolution de la courbure en fonction de la hauteur, faibles dérives latérales.

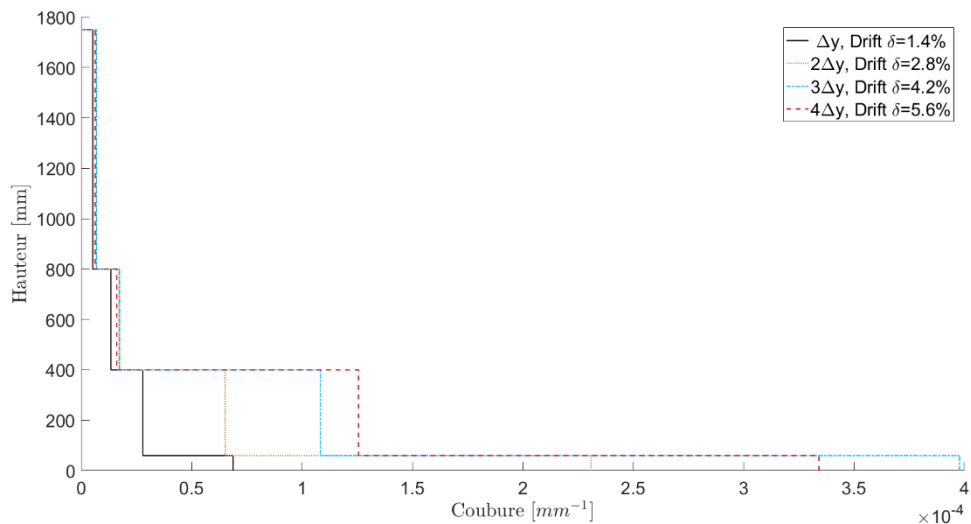


Figure 123 - C.1A: Evolution de la courbure en fonction de la hauteur, grandes dérives latérales

Moment-courbure à la base

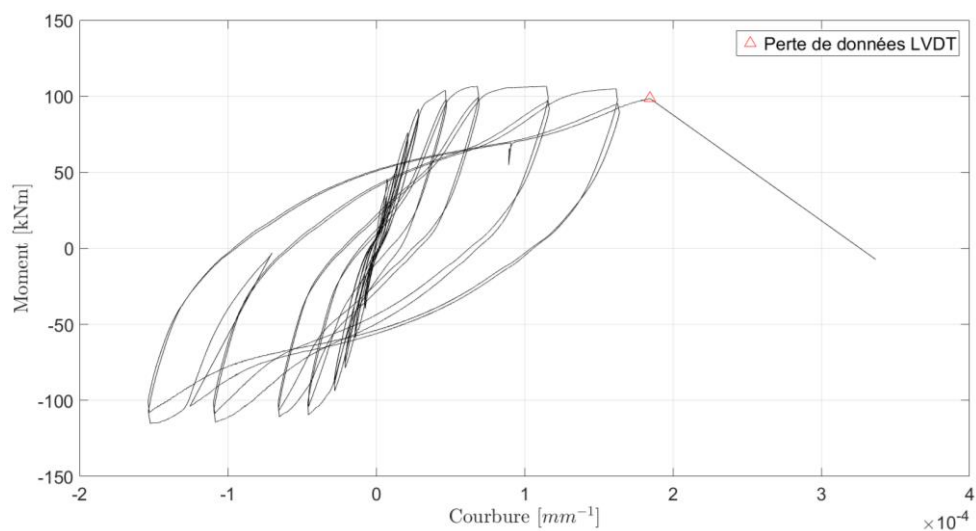
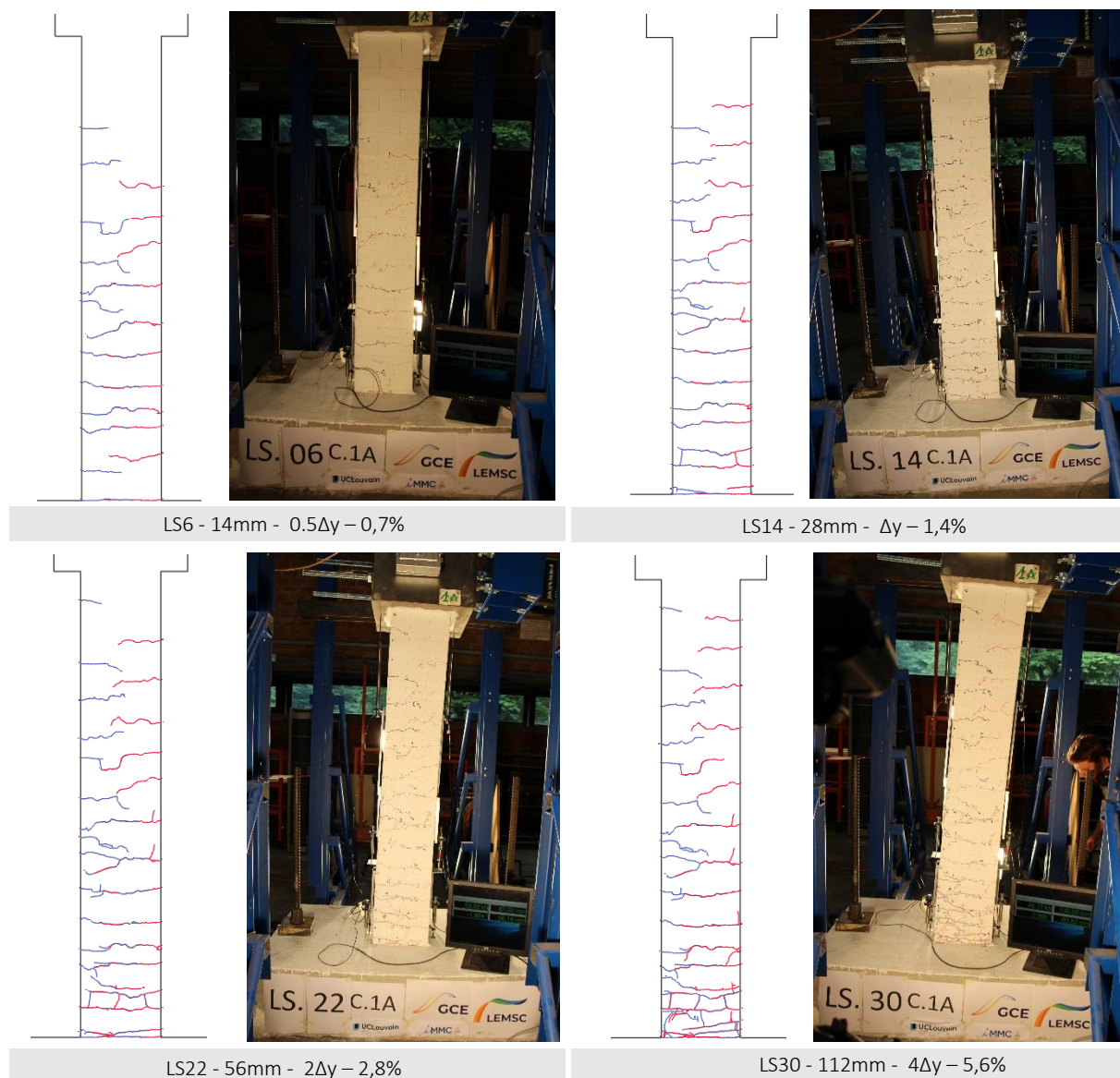


Figure 124 - C.1A: Graphe de la courbure à la base en fonction du moment en base de colonne

Fissuration



	Gauche				Droite			
	0.5Δy LS6	Δy LS14	2Δy LS22	4Δy LS30	0.5Δy LS5	Δy LS13	2Δy LS21	4Δy LS29
Ouverture fissure de base [mm]	0,205	0,205	0,862	1,944	0,374	0,914	2,748	5,013
Ouverture 2 ^{ème} fissure [mm]	-	0,056	0,551	2,638	-	0,131	0,28	2,894

Tableau 25 - C.1A: Ouverture des fissures principales

Problèmes et Observations

Le protocole de chargement n'est pas très régulier, nous avons effectivement rencontré des difficultés lors de la mise en charge de cette première colonne. Tout d'abord nous n'avons pas pu atteindre directement le déplacement de -112mm (4Δy-LS30) à cause d'un mauvais réglage du vérin, qui a ensuite pu être réglé. De plus, nous n'avons pas atteint la rupture de la colonne le premier jour du test mais seulement une dizaine de jours plus tard lors d'une seconde mise en charge.

Sur le graphe force-déplacement nous remarquons un brusque changement de force causé par un mouvement du bracon sur lequel le vérin est fixé (LS33). Ne l'ayant pas remarqué directement, ce problème apparaîtra aussi lors du test de la colonne C1B, après quoi le bracon sera resserré et ce déplacement ne se produira plus.

Les mesures du potentiomètre pour le déplacement horizontal ont dû être corrigées. Effectivement, celui-ci étant fort proche de la colonne, un angle conséquent se formait avec l'horizontal lors du déplacement de la tête.

Du côté droit, à partir de LS28 trois des quatre LVDTs sont tombés ou ont bougé, ce qui a pour conséquence l'inexactitude des mesures qu'ils enregistrent ; le profil de courbure pour $4\Delta y$ est donc incorrect.

J.2. Colonne C1B

Colonne C1B

Informations générales

- Echelle : 1:1
- Section : 300x300mm
- Hauteur : 2m
- Béton C30/37 - BA - EE2 - S4 - 22
- Granulométrie : $D_{\max} = 22\text{mm}$
- Armatures longitudinales : 8 ϕ 16

Protocole de chargement

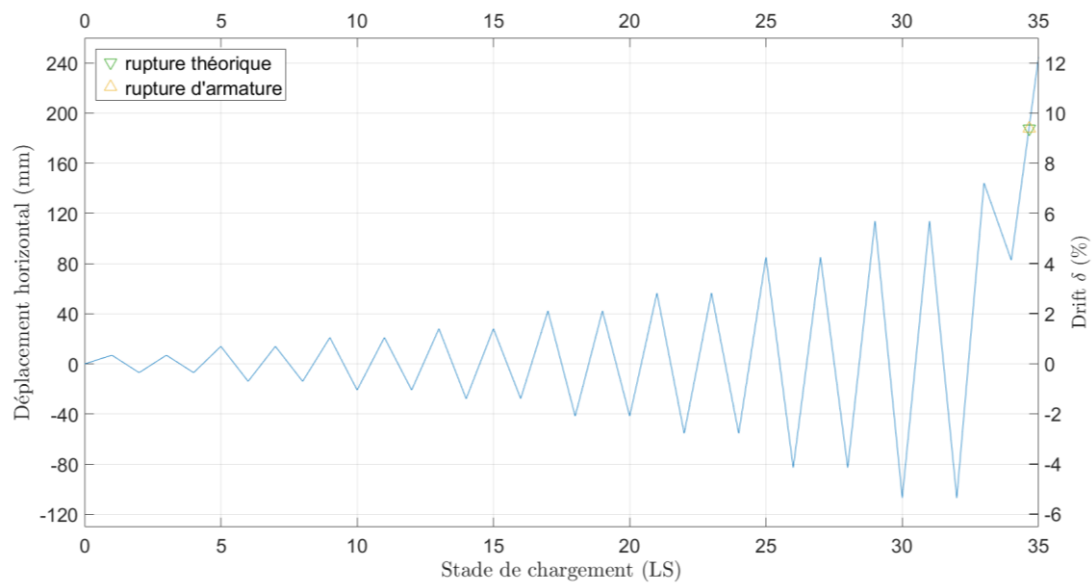


Figure 125 - C.1B : Protocole de chargement et déplacement à la rupture

Force-Déplacement

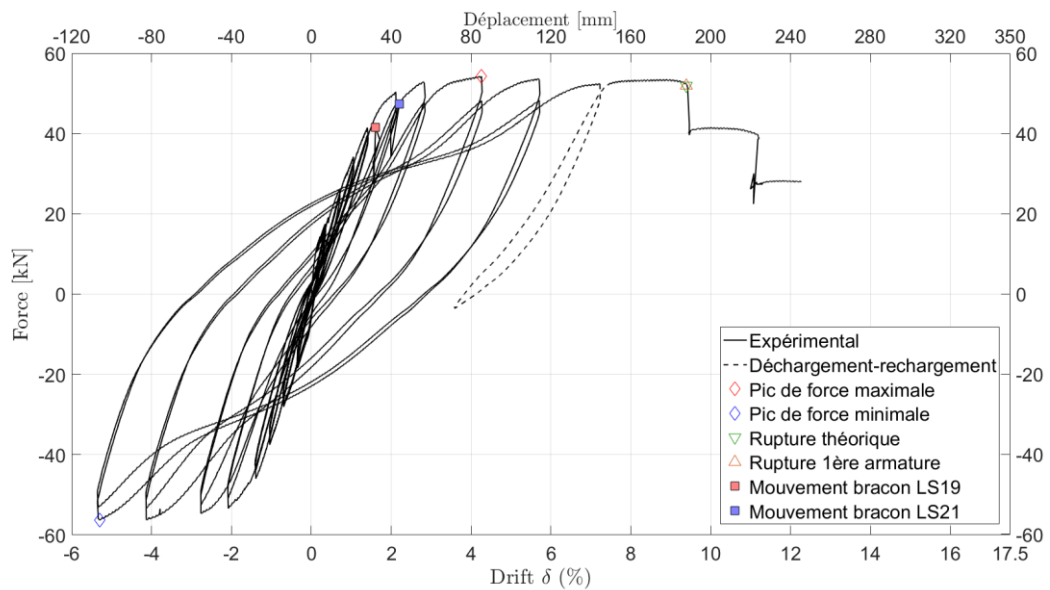


Figure 126 - C.1B: Graphe force-déplacement jusqu'à la rupture

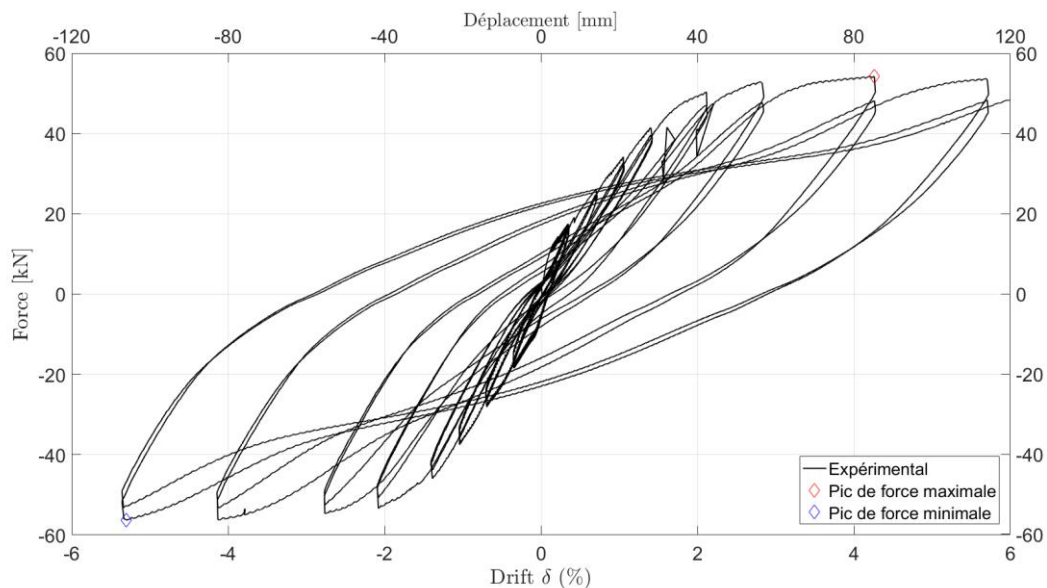


Figure 127 - C.1B: Graphe force-déplacement (zoom sur la partie cyclique)

	Pic max +	Pic max -	Rupture théorique*	Rupture Armature 1
Force [kN]	54,22	-56,26	51,85	51,85
Déplacement [mm]	85,24	-105,98	187,79	187,79
$\Delta_{imposé}$	3,04 Δy	3,79 Δy	6,71 Δy	6,71 Δy
Dérive latérale [%]	4,26	-5,3	9,39	9,39

Tableau 26 - C.1B: Valeurs particulières de forces et déplacements.

*La rupture, pour la colonne C1B, correspond à la rupture de la première armature qui se produit avant de perdre 20% de l'effort maximal.

Elongation verticale

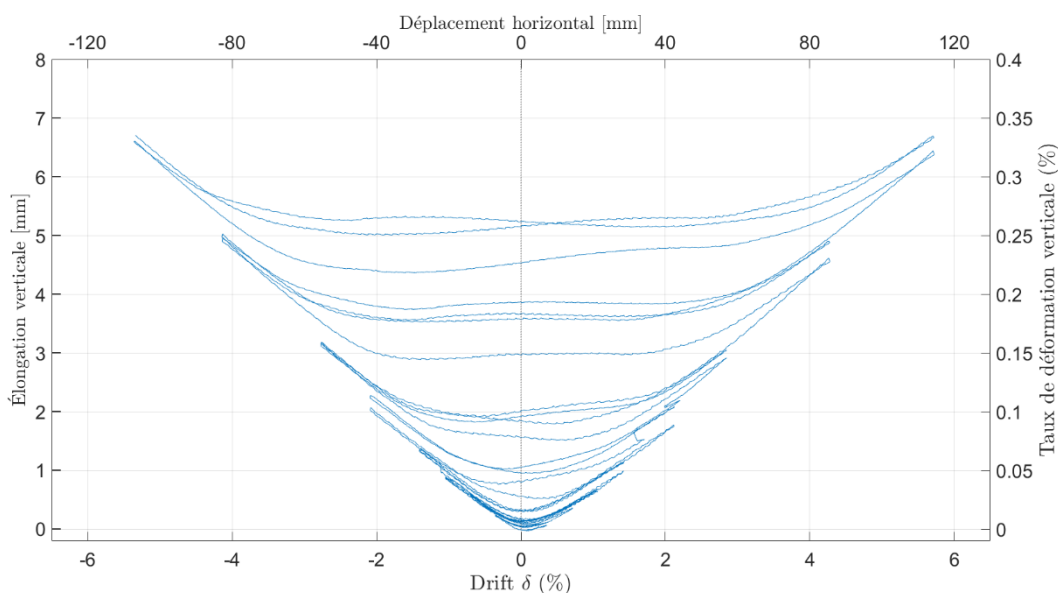


Figure 128 - C.1B: Evolution de l'élongation de la colonne en fonction du déplacement horizontal

Profil de courbure

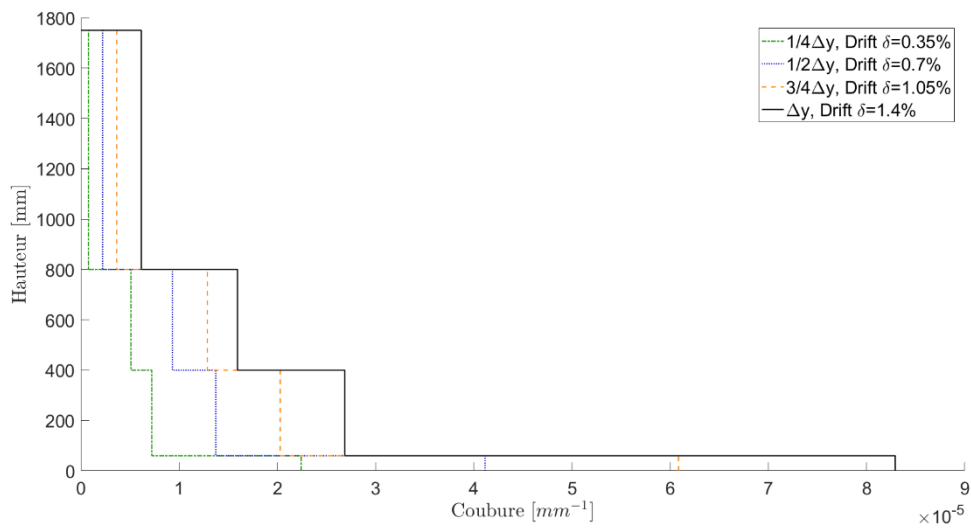


Figure 129 - C.1B: Evolution de la courbure en fonction de la hauteur, faibles dérives latérales

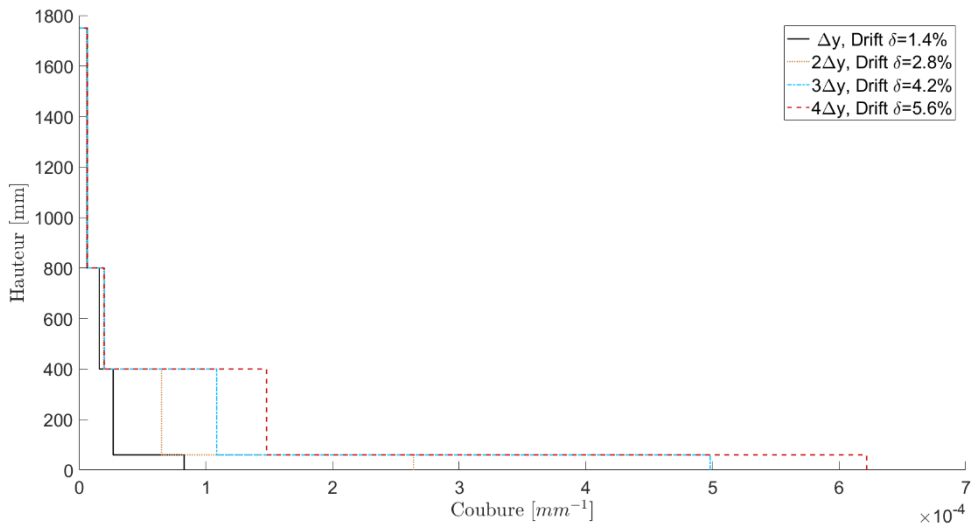


Figure 130 - C.1B: Evolution de la courbure en fonction de la hauteur, grandes dérives latérales

Moment-courbure à la base

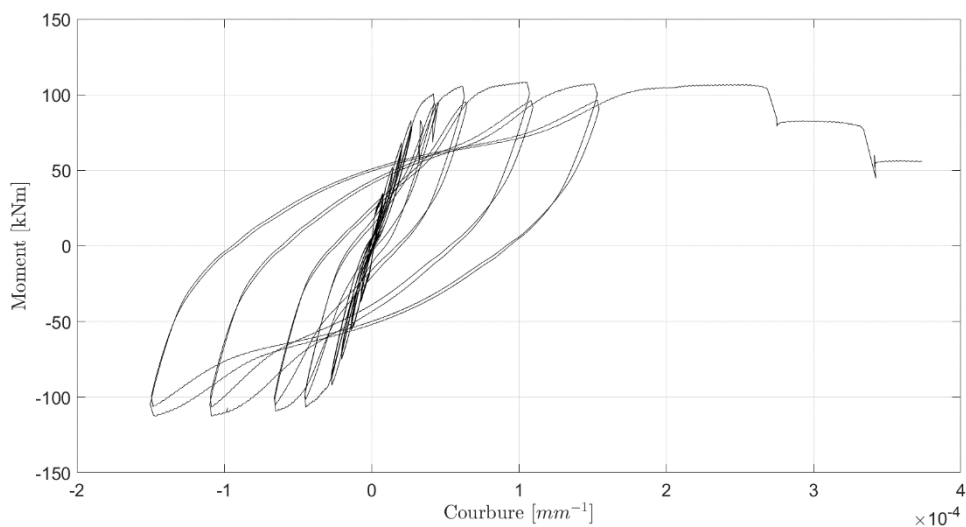
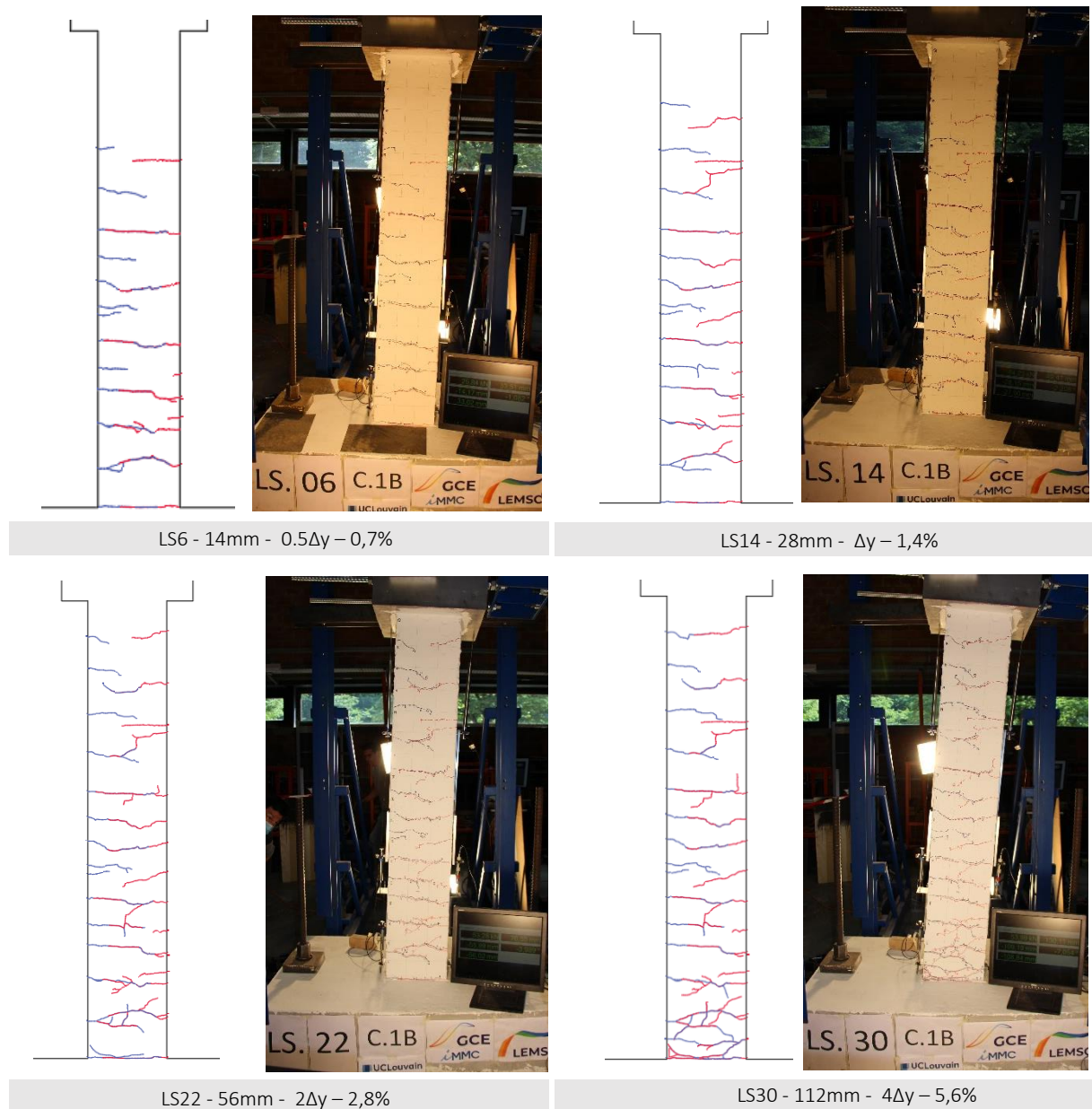


Figure 131 - C.1B: Graphe de la courbure à la base en fonction du moment en base de colonne

Fissuration



	Gauche				Droite				LS33
	0.5 Δy LS6	Δy LS14	2 Δy LS22	4 Δy LS30	0.5 Δy LS5	Δy LS13	2 Δy LS21	4 Δy LS29	
Ouverture fissure de base [mm]	0,307	0,706	2,345	5,52	0,382	0,78	2,45	5,226	5,608
Ouverture 2 ^{ème} fissure [mm]	-	-	-	0,824	-	-	-	2,595	4,728

Tableau 27 - C.1B: Ouverture des fissures principales

Problèmes et Observations

Sur le graphe force-déplacement nous remarquons deux brusques changements de force causés par un mouvement du bras sur lequel le vérin est fixé (LS19 et 21).

J.3. Colonne C2A

Colonne C2A

Informations générales

- Echelle : 3:4
- Section : 225x225mm
- Hauteur : 1,5m
- Béton C30/37 - BA - EE2 - S4 - 22
- Granulométrie : $D_{max} = 22\text{mm}$
- Armatures longitudinales : 4 ϕ 16 + 4 ϕ 8

Protocole de chargement

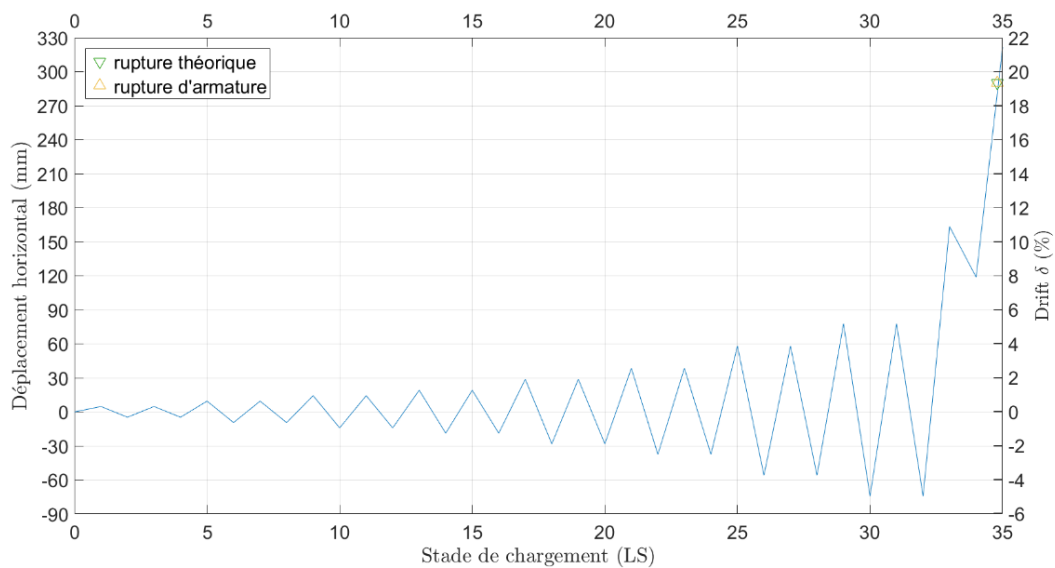


Figure 132 - C.2A : Protocole de chargement et déplacement à la rupture.

Force-Déplacement

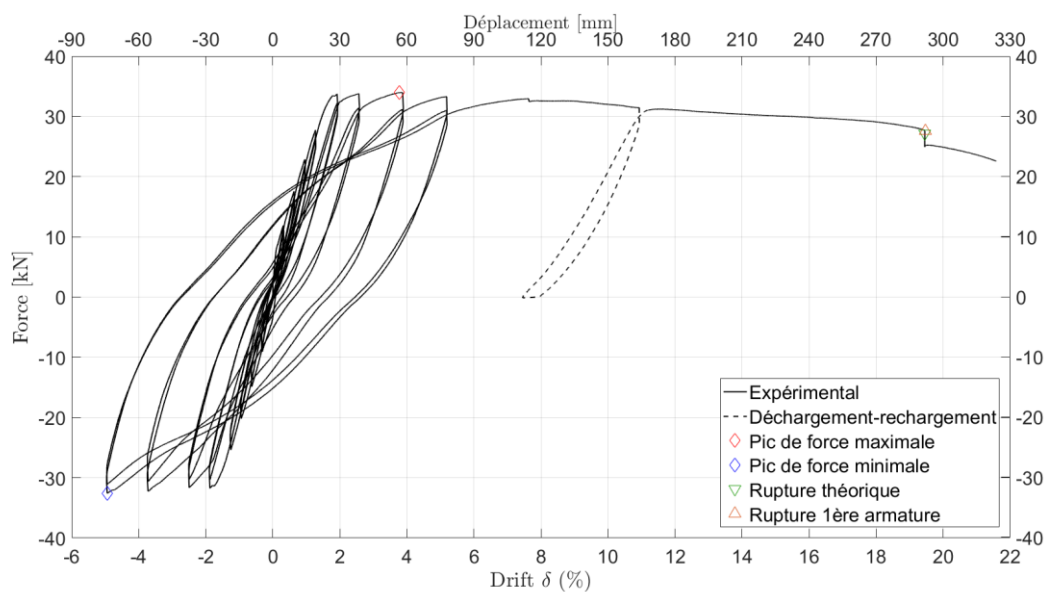


Figure 133 - C.2A: Graphe force-déplacement jusqu'à la rupture.

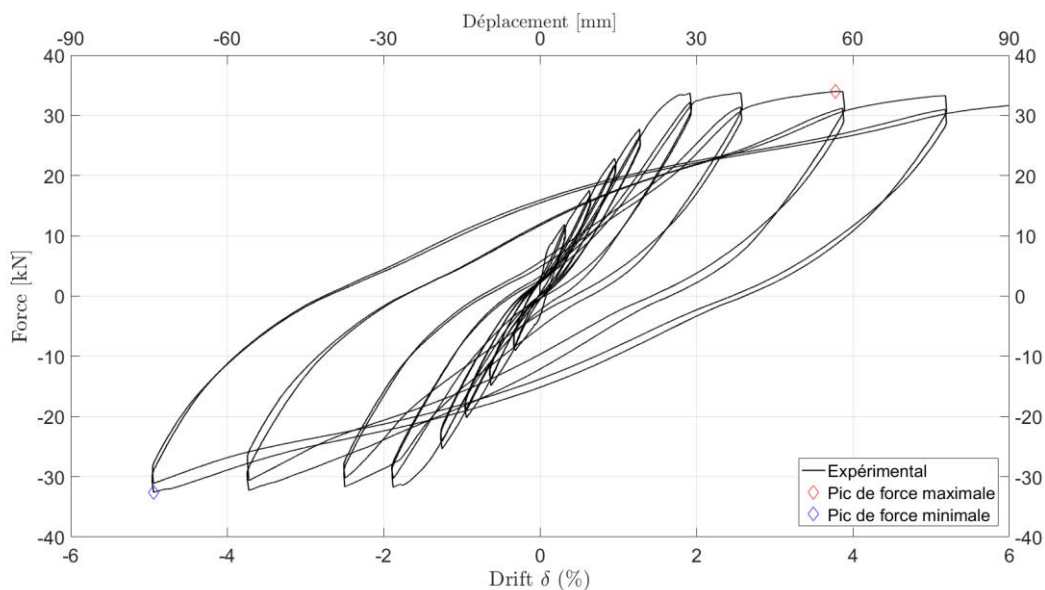


Figure 134 - C.2A: Graphe force-déplacement (zoom sur la partie cyclique).

	Pic max +	Pic max -	Rupture théorique*	Rupture Armature 1
Force [kN]	33,97	-32,6	27,53	27,53
Déplacement [mm]	56,71	-74,1	292,00	292,00
$\Delta_{imposé}$	$2,98\Delta y$	$3,9\Delta y$	$15,37\Delta y$	$15,37\Delta y$
Dérive latérale [%]	3,78	-4,94	19,47	19,47

Tableau 28 - C.2A: Valeurs particulières de forces et déplacements.

*La rupture, pour la colonne C2A, correspond à la rupture de la première armature qui se produit avant de perdre 20% de l'effort maximal.

Elongation verticale

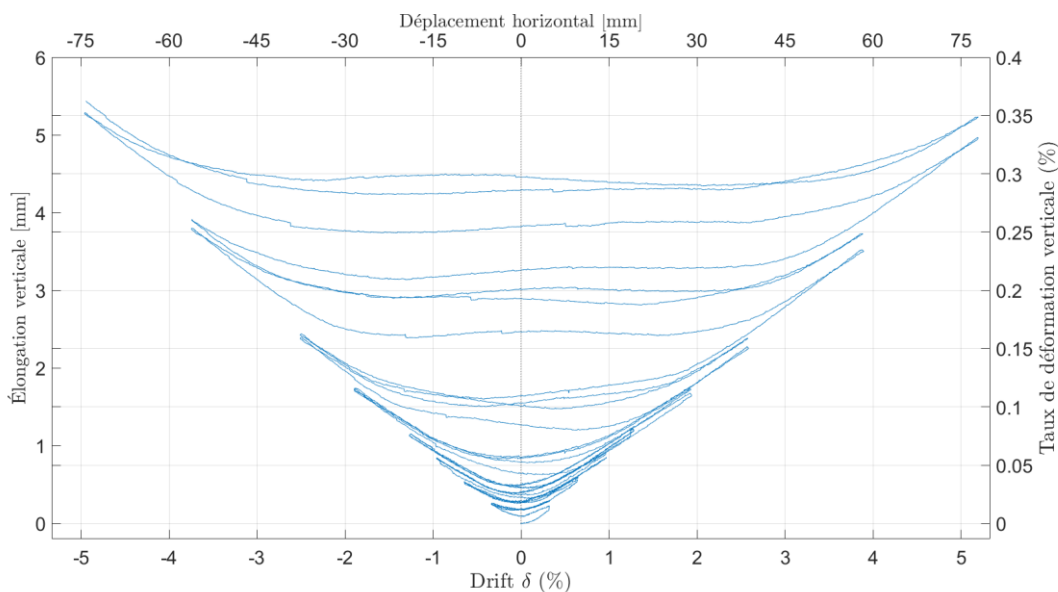


Figure 135 - C.2A: Evolution de l'élongation de la colonne en fonction du déplacement horizontal.

Profil de courbure

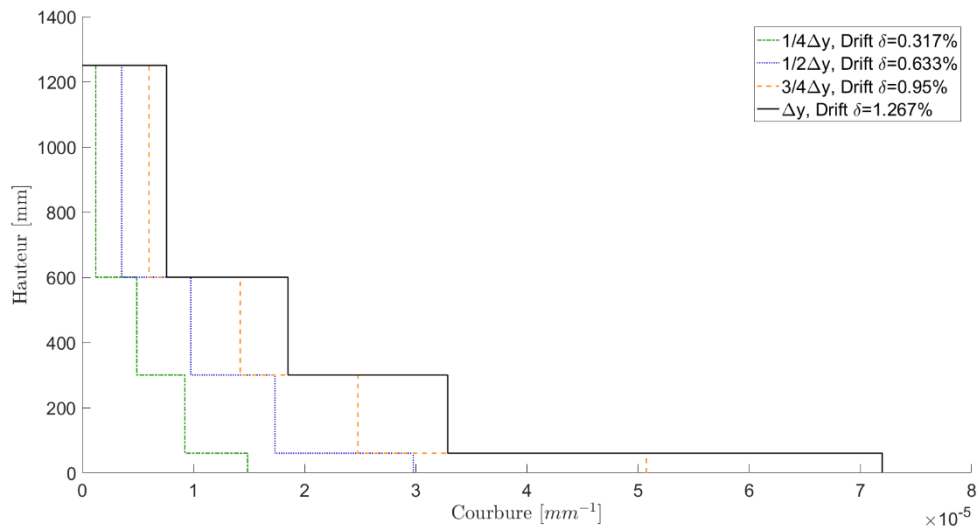


Figure 136 - C.2A: Evolution de la courbure en fonction de la hauteur, faibles dérives latérales.

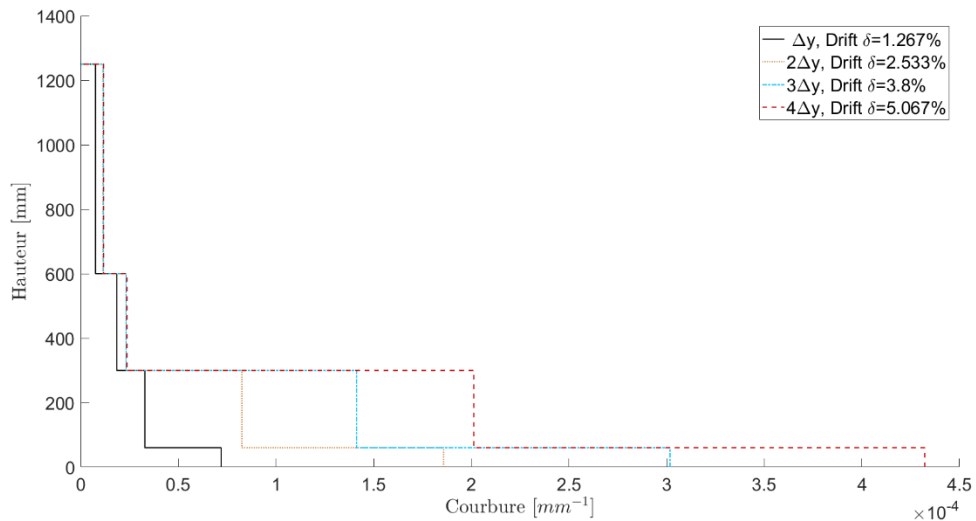


Figure 137 - C.2A: Evolution de la courbure en fonction de la hauteur, grandes dérives latérales.

Moment-courbure à la base

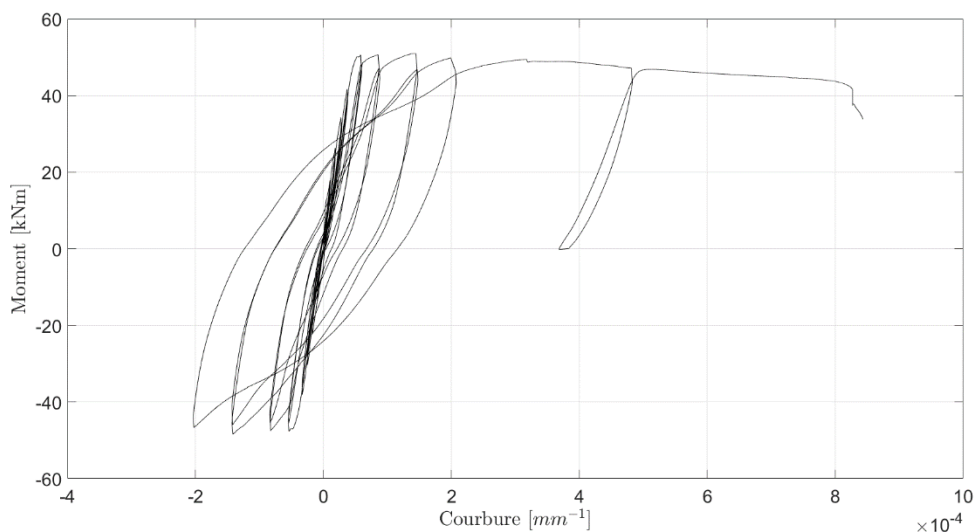
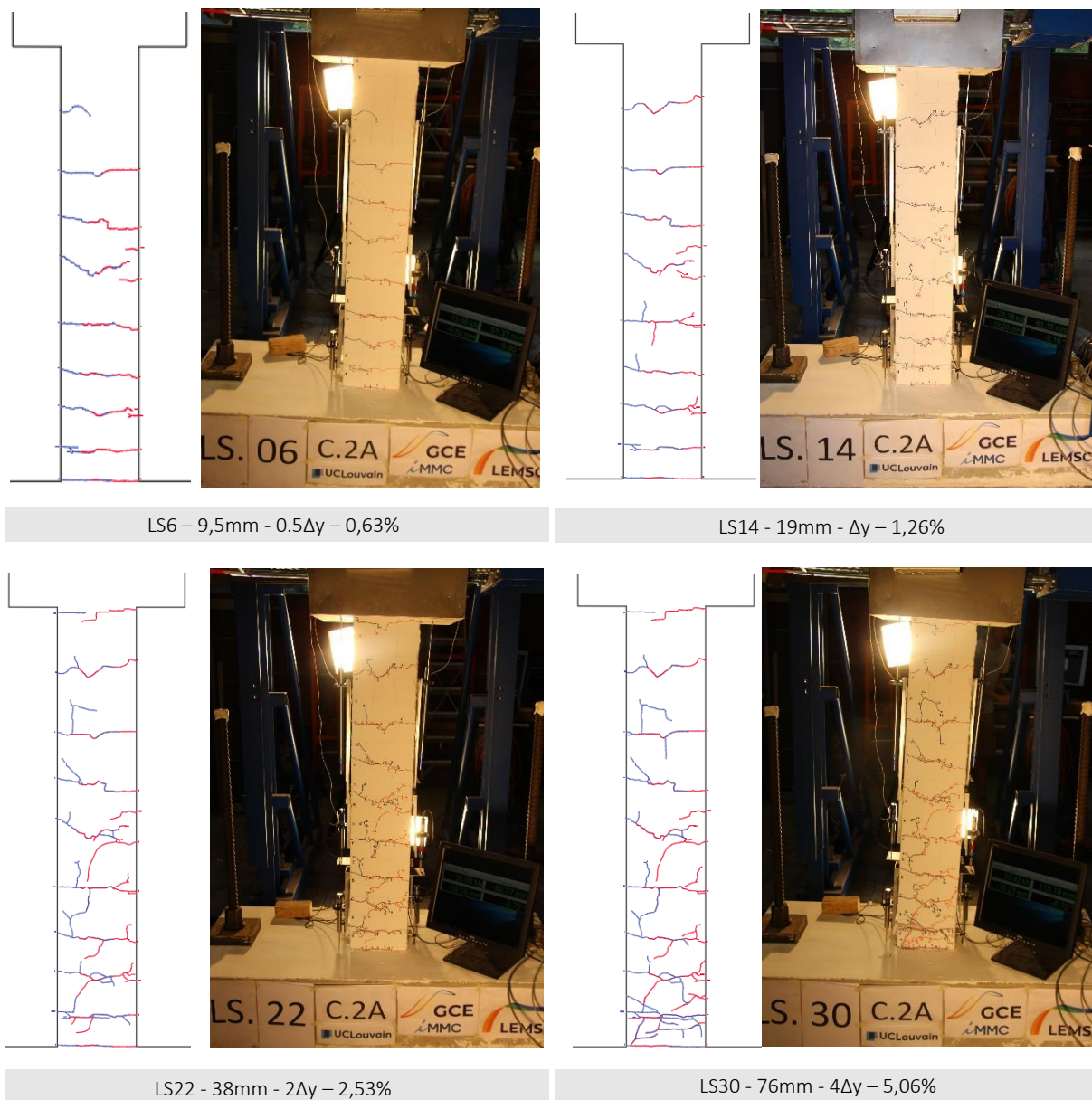


Figure 138 - C.2A: Graphe de la courbure à la base en fonction du moment en base de colonne.

Fissuration



	Gauche				Droite				
	0.5 Δ y LS6	Δ y LS14	2 Δ y LS22	4 Δ y LS30	0.5 Δ y LS5	Δ y LS13	2 Δ y LS21	4 Δ y LS29	LS33
Ouverture fissure de base [mm]	0,257	0,323	0,485	1,805	0,18	0,311	0,582	2,074	4,452
Ouverture 2 ^{ème} fissure [mm]	0,064	0,057	0,136	2,749	0,181	0,36	1,164	3,724	7,747

Tableau 29 - C.2A: Ouverture des fissures principales

Problèmes et Observations

La mise en charge de cette colonne s'est déroulée sans problèmes majeurs.

J.4. Colonne C2B

Colonne C2B

Informations générales

- Echelle : 3:4
- Section : 225x225mm
- Hauteur : 1,5m
- Béton : C30/37 - BA - EE2 - S4 - 22
- Granulométrie : $D_{\max} = 22\text{mm}$
- Armatures longitudinales : 8 ϕ 12

Protocole de chargement

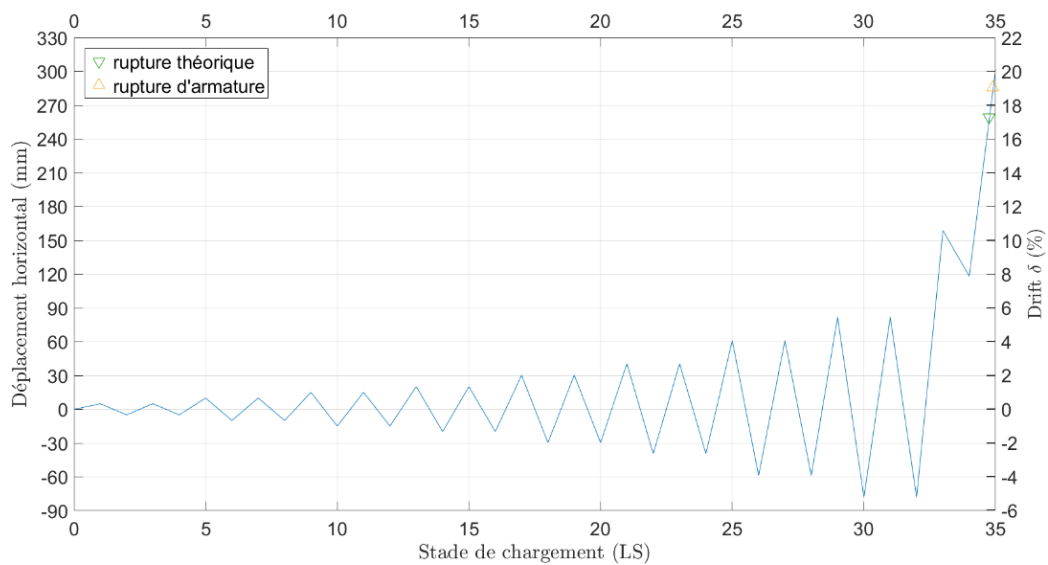


Figure 139 - C.2B : Protocole de chargement et déplacement à la rupture

Force-Déplacement

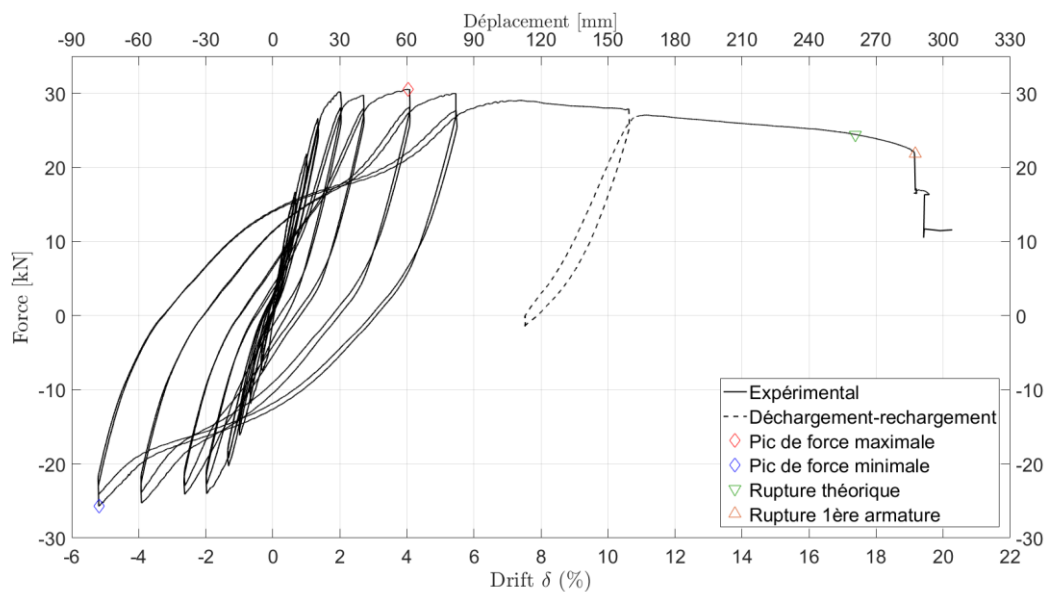


Figure 140 - C.2B: Graphe force-déplacement jusqu'à la rupture

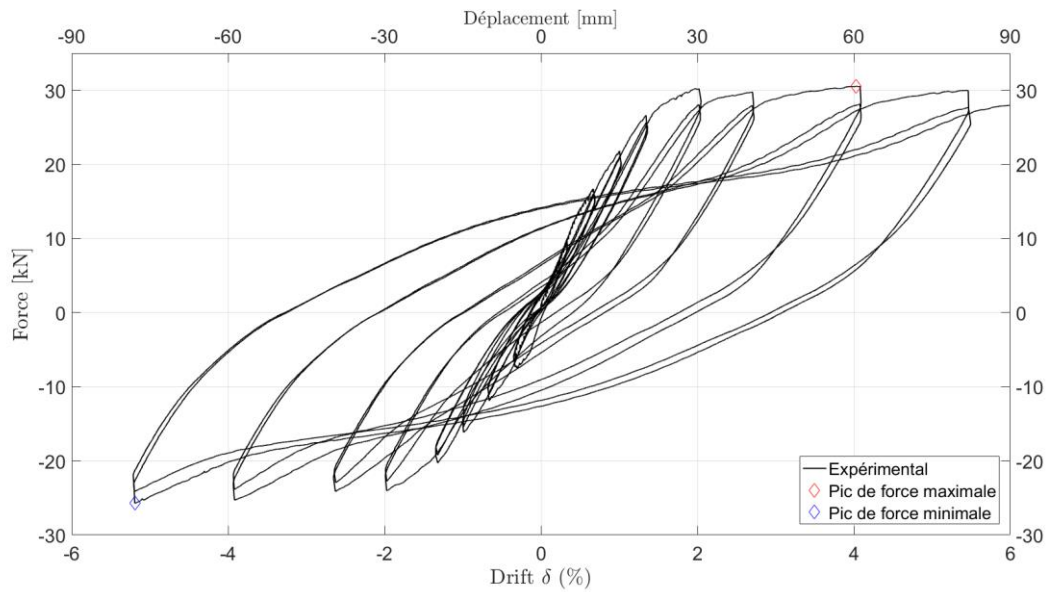


Figure 141 - C.2B: Graphe force-déplacement (zoom sur la partie cyclique).

	Pic max +	Pic max -	Rupture théorique*	Rupture Armature 1
Force [kN]	30,54	-25,75	24,44	21,8
Déplacement [mm]	60,45	-77,85	260,59	287,5
$\Delta_{\text{imposé}}$	$3,02\Delta y$	$3,89\Delta y$	$13,03\Delta y$	$14,38\Delta y$
Dérive latérale [%]	4,03	-5,19	17,37	19,17

Tableau 30 - C.2B: Valeurs particulières de forces et déplacements.

*La rupture théorique de la colonne C2B, c'est-à-dire quand elle a perdu 20% de résistance est atteinte avant la rupture d'armatures, nous avons donc une rupture par écrasement du béton.

Elongation verticale

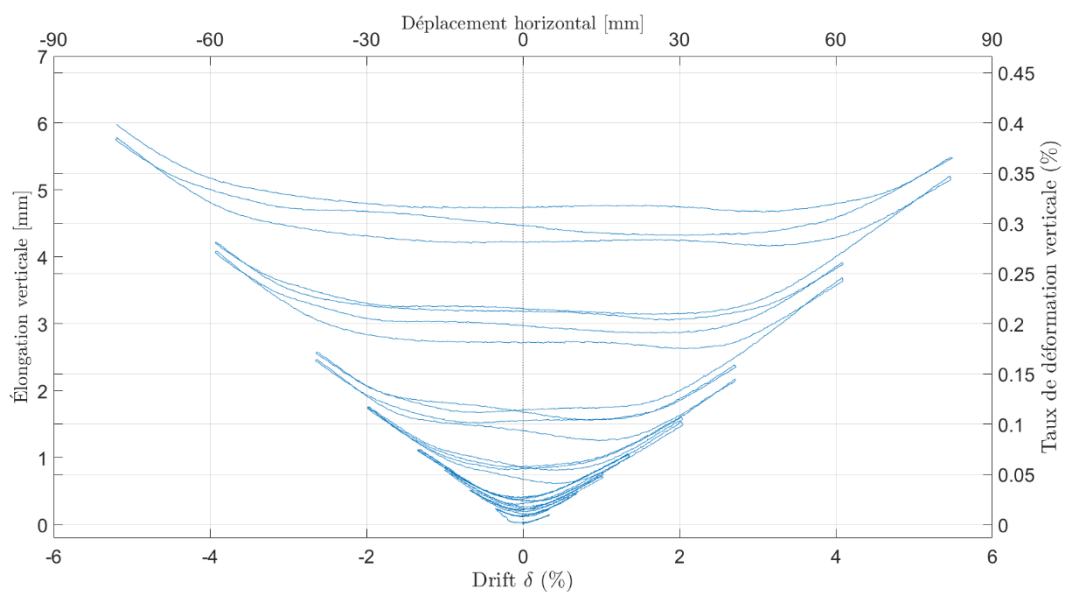


Figure 142 - C.2B: Evolution de l'élongation de la colonne en fonction du déplacement horizontal.

Profil de courbure

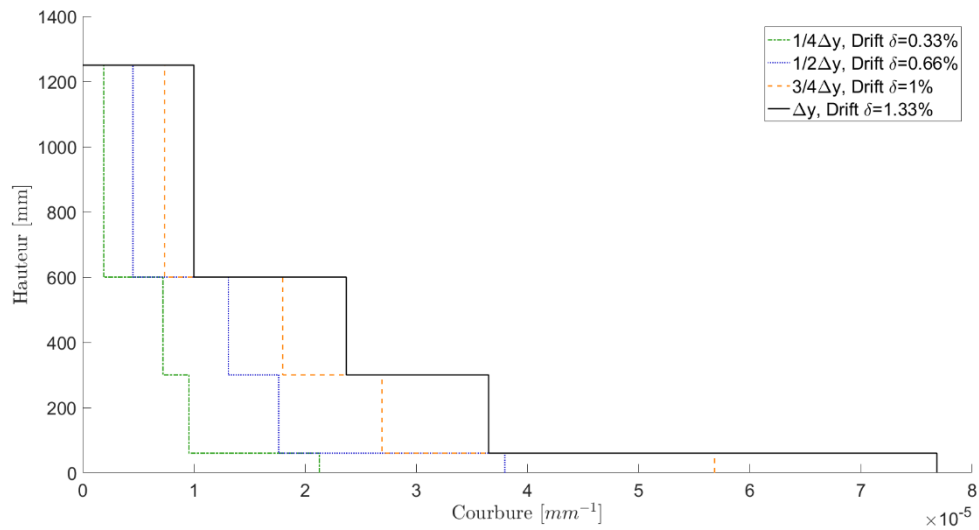


Figure 143 - C.2B: Evolution de la courbure en fonction de la hauteur, faibles dérives latérales.

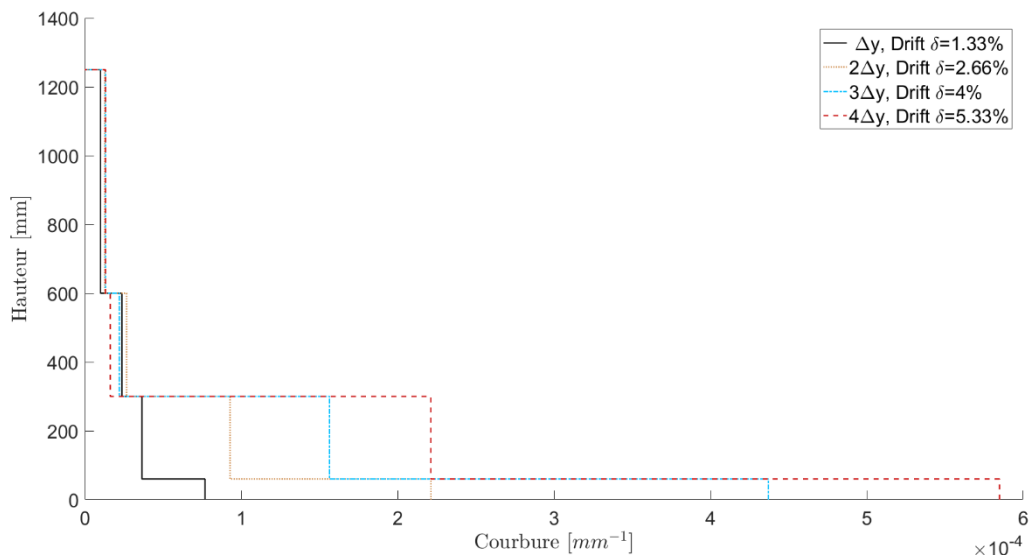


Figure 144 - C.2B: Evolution de la courbure en fonction de la hauteur, grandes dérives latérales.

Moment-courbure à la base

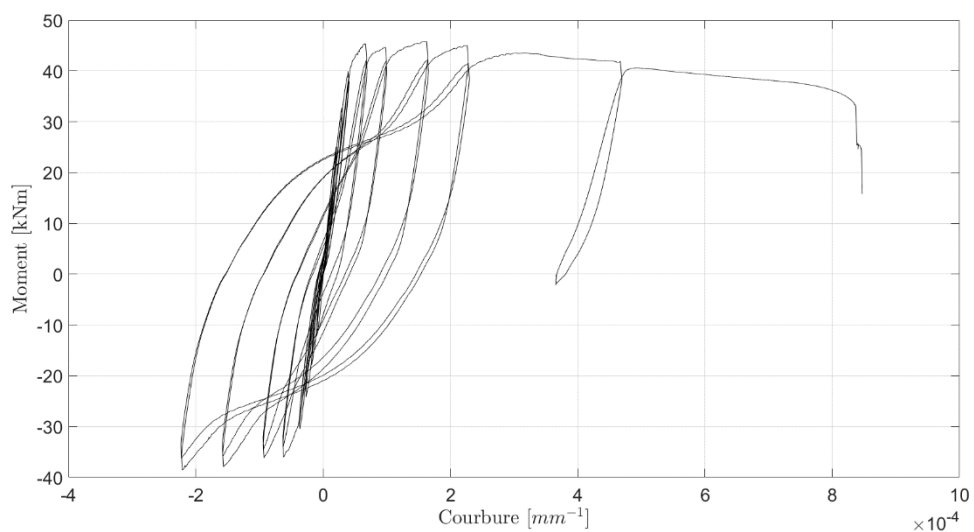
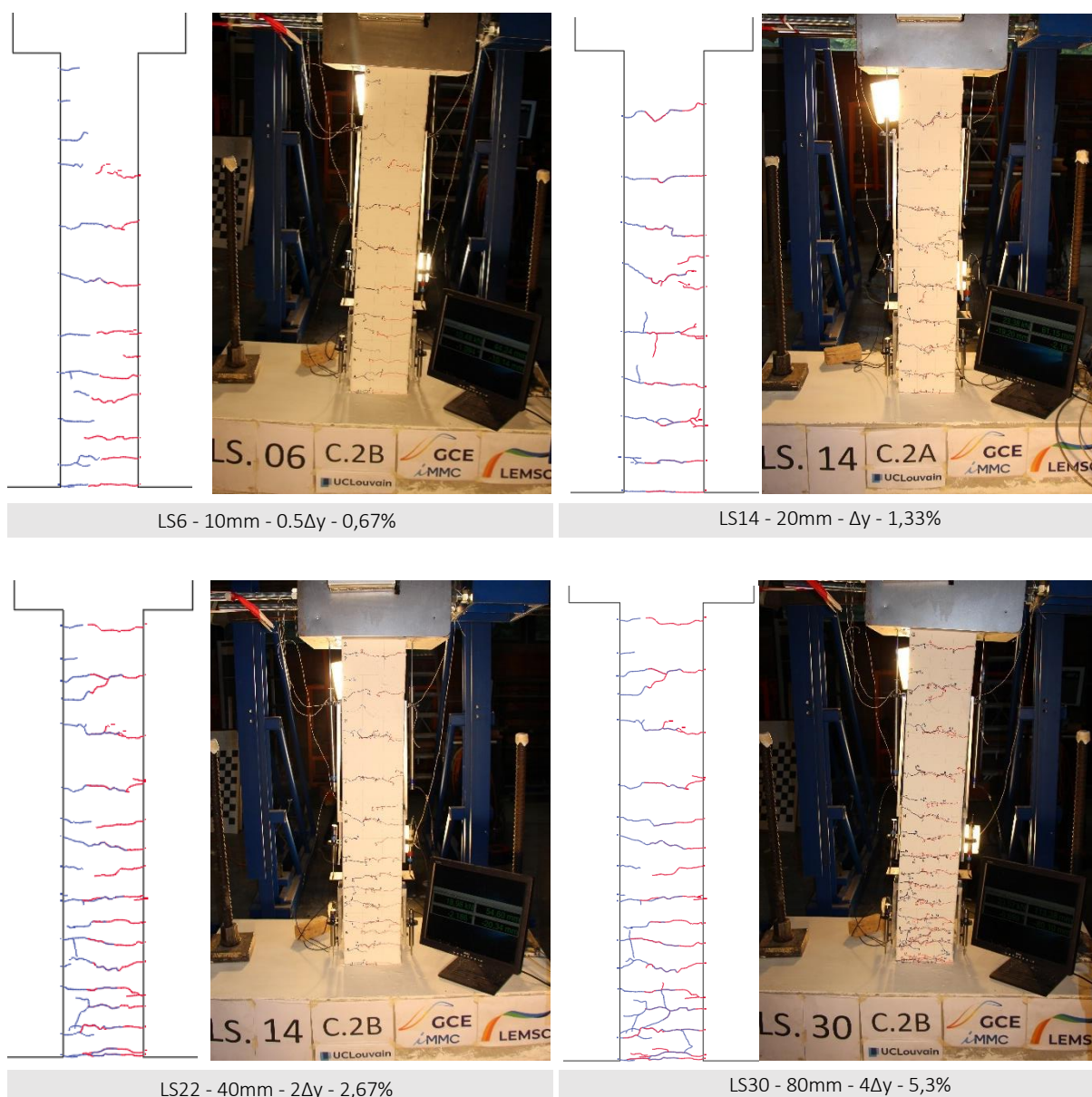


Figure 145 - C.2B: Graphe de la courbure à la base en fonction du moment en base de colonne.

Fissuration



	Gauche				Droite				LS33
	0.5 Δy LS6	Δy LS14	2 Δy LS22	4 Δy LS30	0.5 Δy LS5	Δy LS13	2 Δy LS21	4 Δy LS29	
Ouverture fissure de base [mm]	0,197	0,288	1,82	4,401	0,229	0,323	0,546	2,243	3,38
Ouverture 2 ^{ème} fissure [mm]	0,147	0,347	0,858	2,5	-	-	-	-	4,731

Tableau 31 - C.2B: Ouverture des fissures principales.

Problèmes et Observations

La mise en charge de cette colonne s'est déroulée sans problèmes majeurs. Nous remarquons cependant une grande différence entre la valeur absolue des pics maximums positifs et négatifs ceci s'explique par le fait que le ferrailage n'était pas parfaitement centré dans le coffrage. Les conséquences sont une asymétrie des bras de levier qui sont pris en compte dans les calculs de résistance.

J.5. Colonne C2C

Colonne C2C

Informations générales

- Echelle : 3:4
- Section : 225x225mm
- Hauteur : 1,5m
- Béton C30/37 - BA - EE2 - S4 - 16
- Granulométrie : $D_{max} = 16\text{mm}$
- Armatures longitudinales : $8\phi 12$

Protocole de chargement

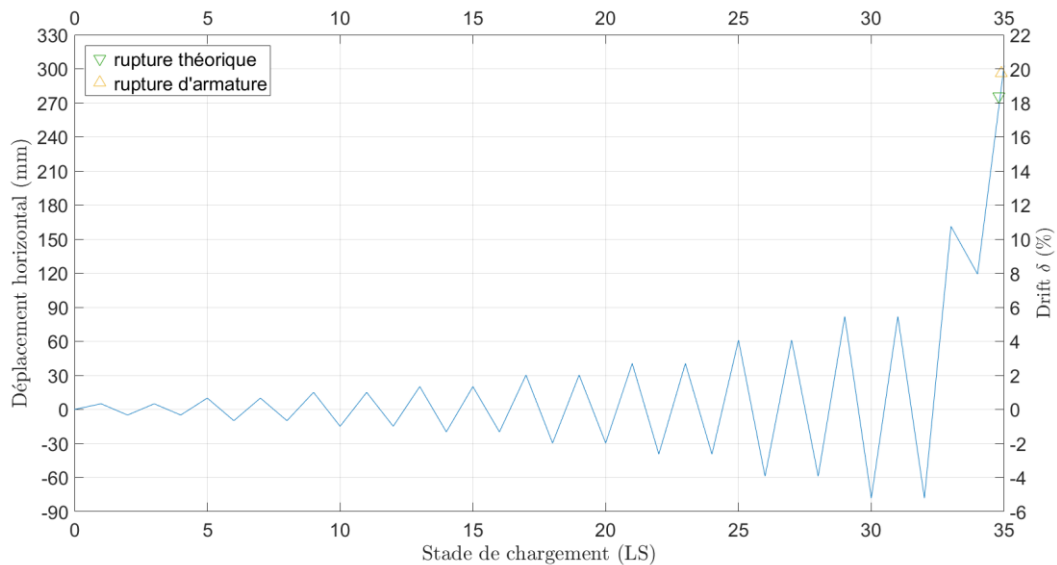


Figure 146 - C.2C : Protocole de chargement et déplacement à la rupture

Force-Déplacement

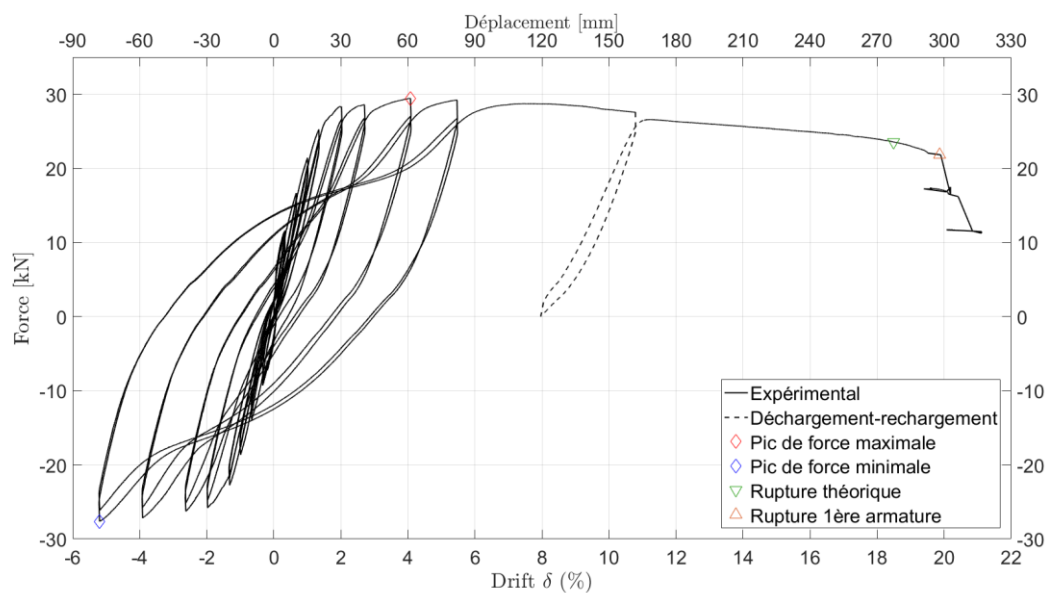


Figure 147 - C.2C: Graphe force-déplacement jusqu'à la rupture

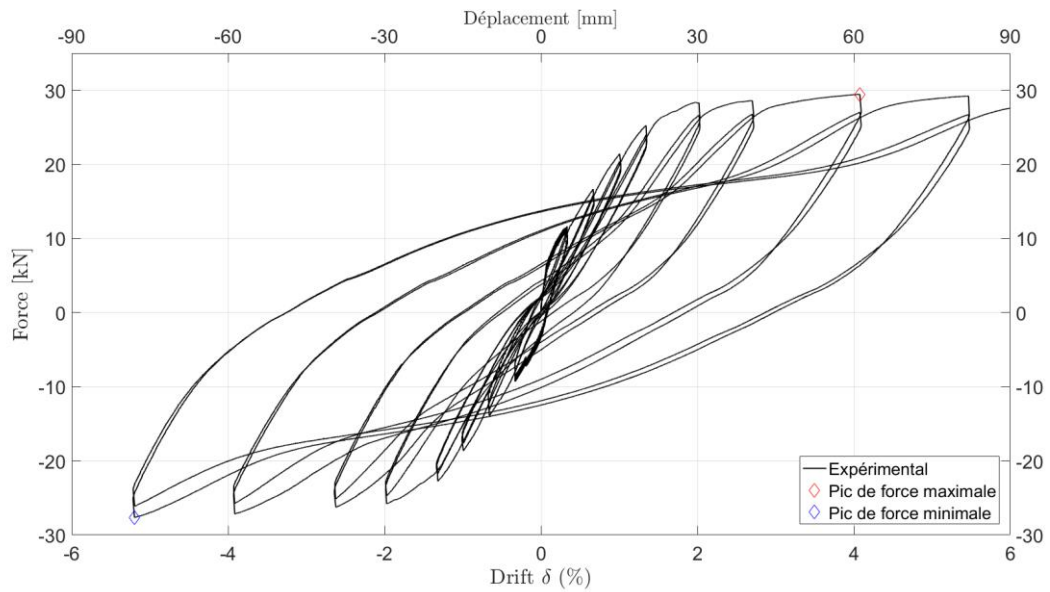


Figure 148 - C.2C: Graphe force-déplacement (zoom sur la partie cyclique).

	Pic max +	Pic max -	Rupture théorique*	Rupture Armature 1
Force [kN]	29,46	-27,63	23,58	21,82
Déplacement [mm]	61,15	-77,96	277,28	298,00
$\Delta_{\text{imposé}}$	$3,06\Delta y$	$3,9\Delta y$	$13,86\Delta y$	$14,9\Delta y$
Dérive latérale [%]	4,08	-5,2	18,49	19,87

Tableau 32 - C.2C: Valeurs particulières de forces et déplacements.

*La rupture théorique de la colonne C2C, c'est-à-dire quand elle a perdu 20% de résistance est atteinte avant la rupture d'armatures, nous avons donc une rupture par écrasement du béton.

Elongation verticale

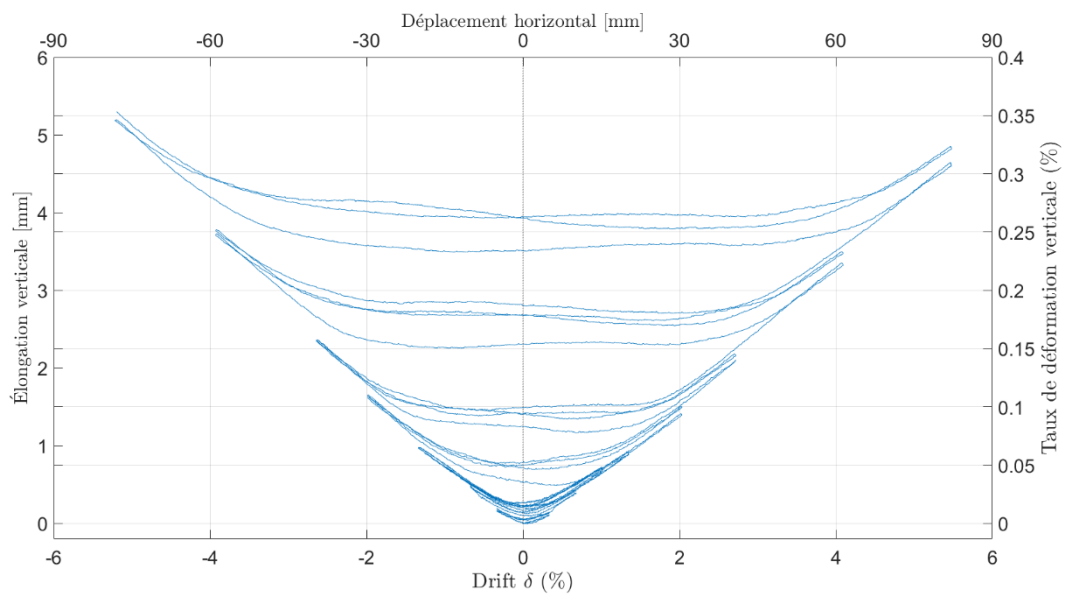


Figure 149 - C.2C: Evolution de l'élongation de la colonne en fonction du déplacement horizontal.

Profil de courbure

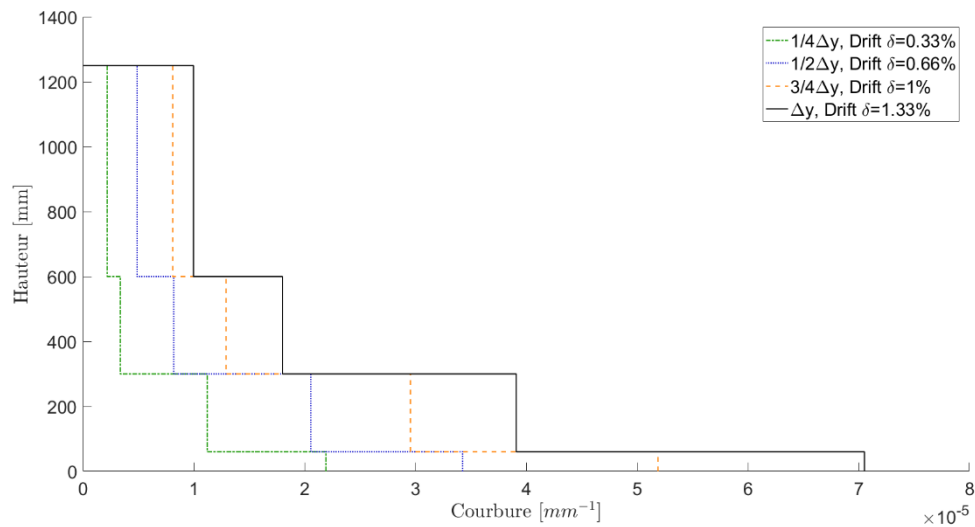


Figure 150 - C.2C: Evolution de la courbure en fonction de la hauteur, faibles dérives latérales.

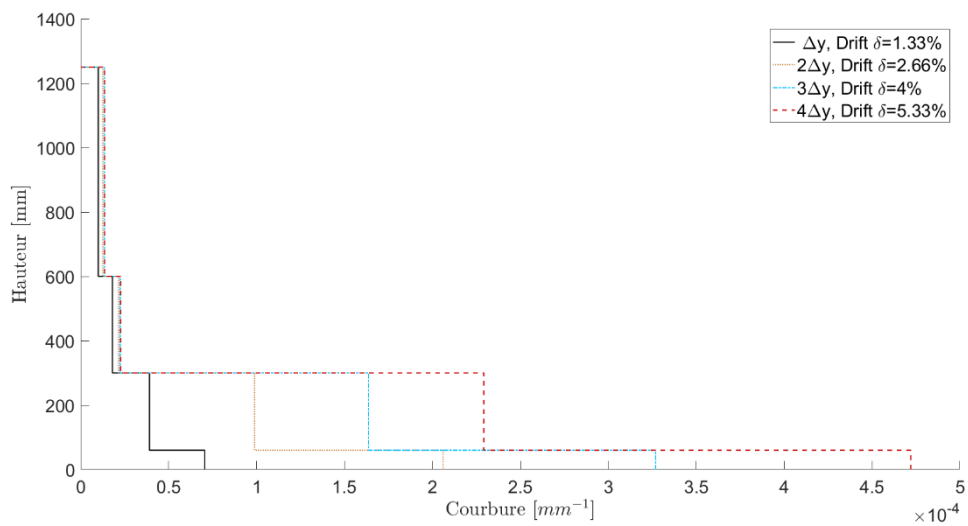


Figure 151 - C.2C: Evolution de la courbure en fonction de la hauteur, grandes dérives latérales.

Moment-courbure à la base

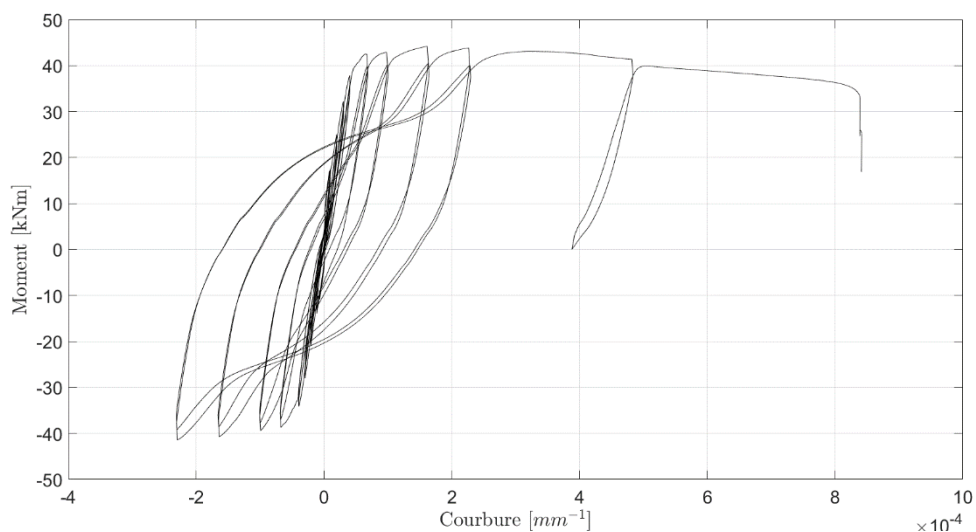
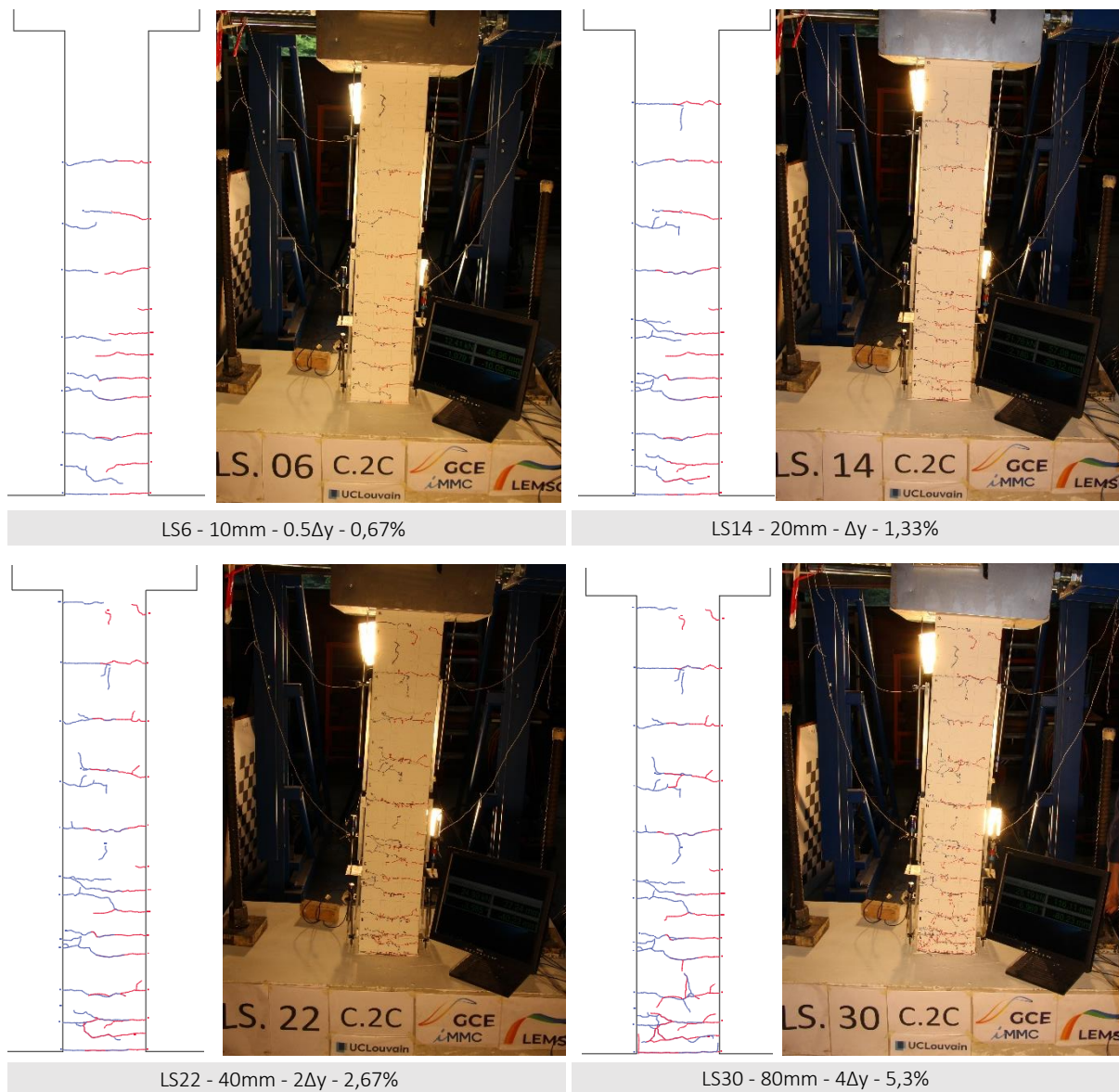


Figure 152 - C.2C: Graphe de la courbure à la base en fonction du moment en base de colonne.

Fissuration



	Gauche				Droite				LS33
	0.5Δy LS6	Δy LS14	2Δy LS22	4Δy LS30	0.5Δy LS5	Δy LS13	2Δy LS21	4Δy LS29	
Ouverture fissure de base [mm]	0,216	0,447	1,822	4,808	0,154	0,337	0,688	2,07	4,848
Ouverture 2 ^{ème} fissure [mm]	0,144	0,281	1,354	3,571	-	0,071	0,285	2,071	4,555

Tableau 33 - C.2C: Ouverture des fissures principales.

Problèmes et Observations

Nous n’avons pas rencontré de problèmes majeurs lors de la mise en charge de la colonne C2C.

J.6. Colonne C3A

Colonne C3A

Informations générales

- Echelle : 1:2
- Section : 150x150mm
- Hauteur : 1m
- Béton C30/37 - BA - EE2 - S4 - 22
- Granulométrie : $D_{\max} = 22\text{mm}$
- Armatures longitudinales : 4 ϕ 12

Protocole de chargement

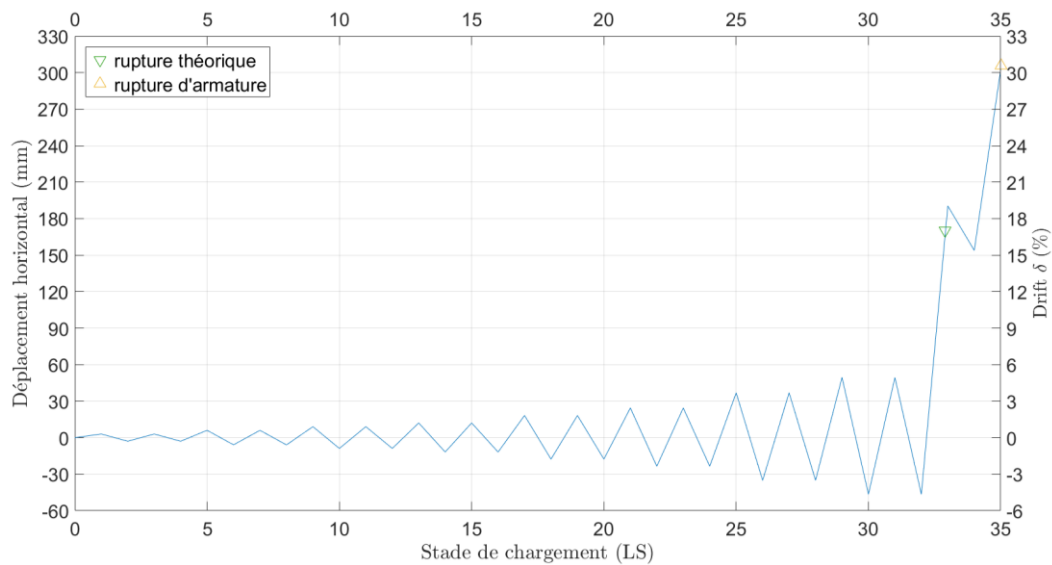


Figure 153 - C.3A : Protocole de chargement et déplacement à la rupture.

Force-Déplacement

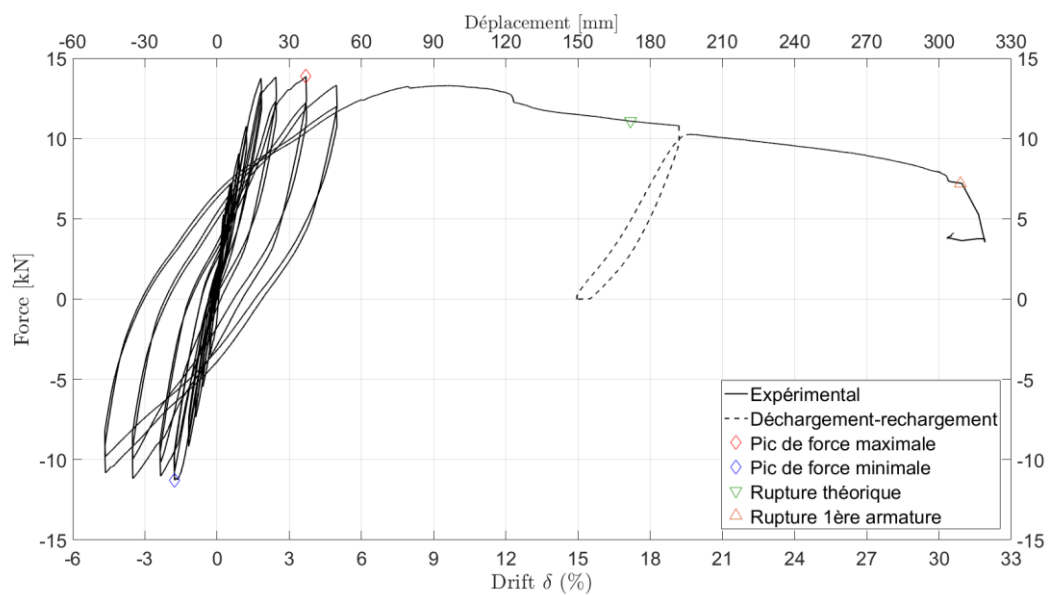


Figure 154 - C.3A: Graphe force-déplacement jusqu'à la rupture.

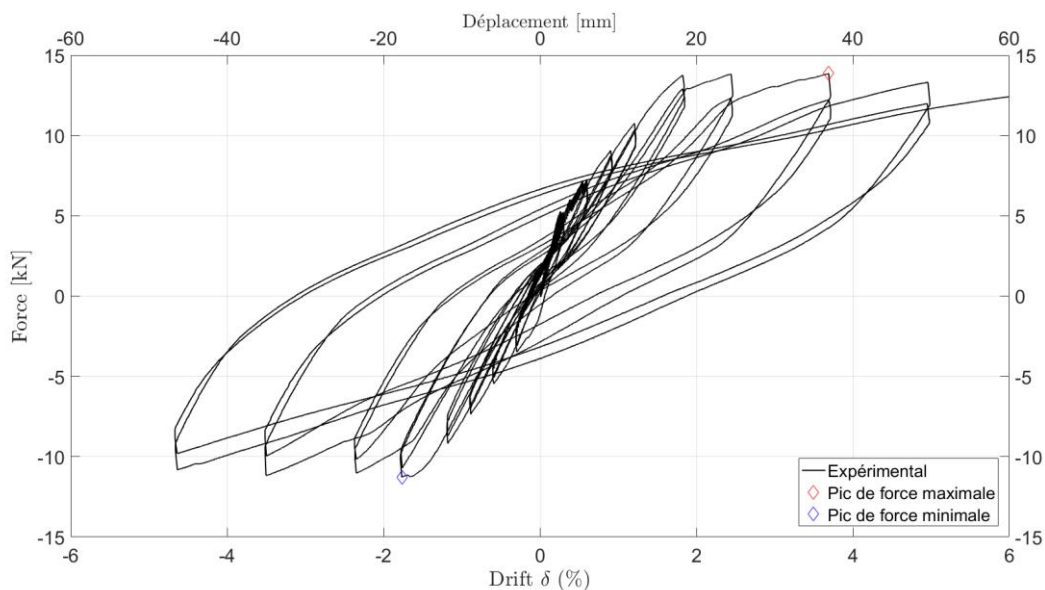


Figure 155 - C.3A: Graphe force-déplacement (zoom sur la partie cyclique).

	Pic max +	Pic max -	Rupture théorique*	Rupture Armature 1
Force [kN]	13,86	-11,28	11,09	7,2
Déplacement [mm]	36,92	-17,64	171,77	309,00
$\Delta_{imposé}$	3,08 Δy	1,47 Δy	14,31 Δy	25,75 Δy
Dérive latérale [%]	3,69	-1,76	17,18	30,9

Tableau 34 - C.3A: Valeurs particulières de forces et déplacements.

*La rupture théorique de la colonne C3A, c'est-à-dire quand elle a perdu 20% de résistance est atteinte avant la rupture d'armatures, nous avons donc une rupture par écrasement du béton.

Elongation verticale

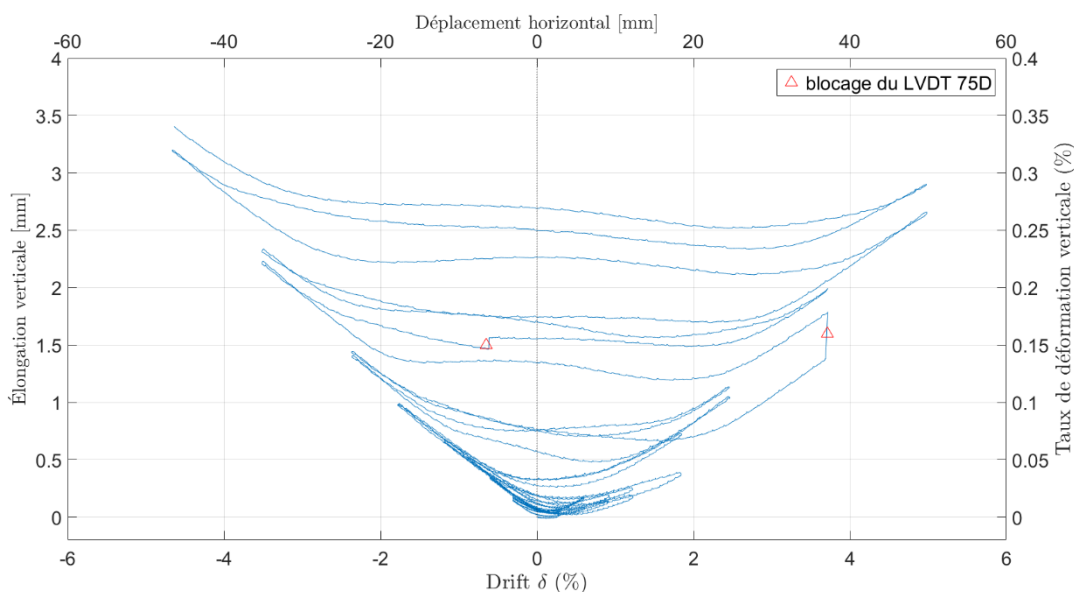


Figure 156 - C.3A: Evolution de l'élongation de la colonne en fonction du déplacement horizontal.

Profil de courbure

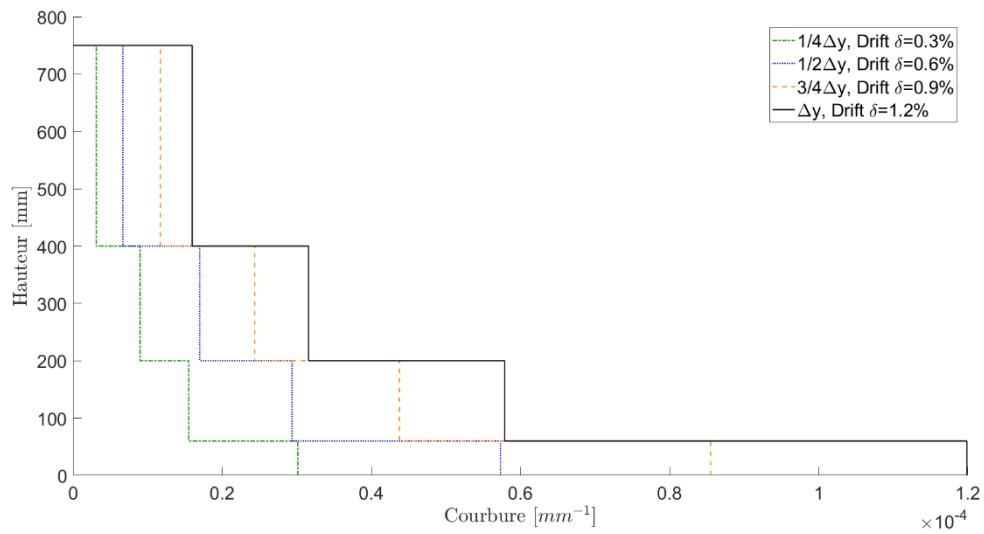


Figure 157 - C.3A: Evolution de la courbure en fonction de la hauteur, faibles dérives latérales.

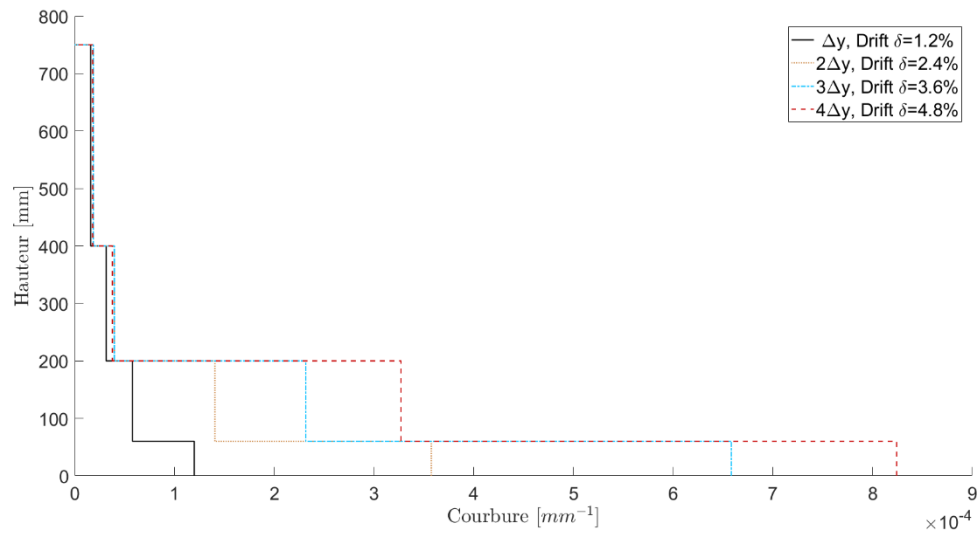


Figure 158 - C.3A: Evolution de la courbure en fonction de la hauteur, grandes dérives latérales.

Moment-courbure à la base

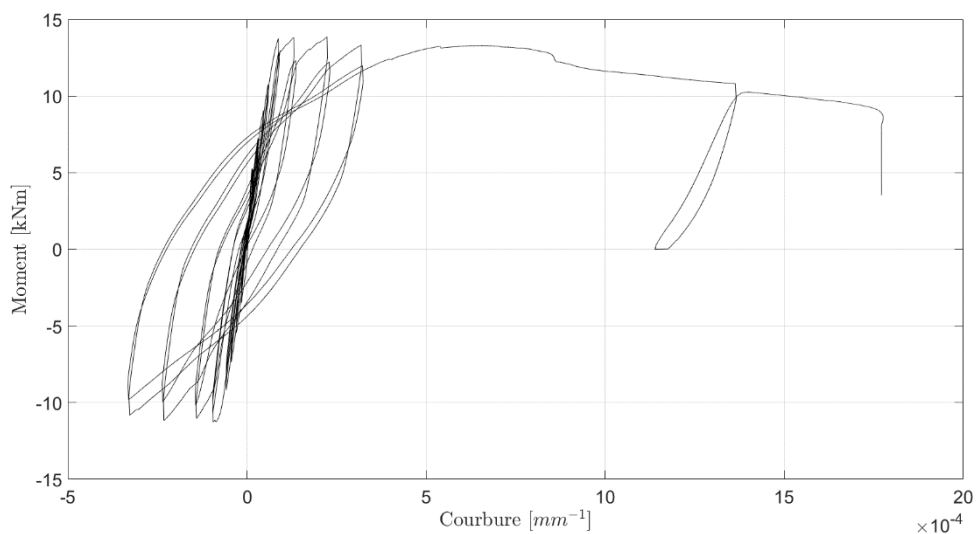
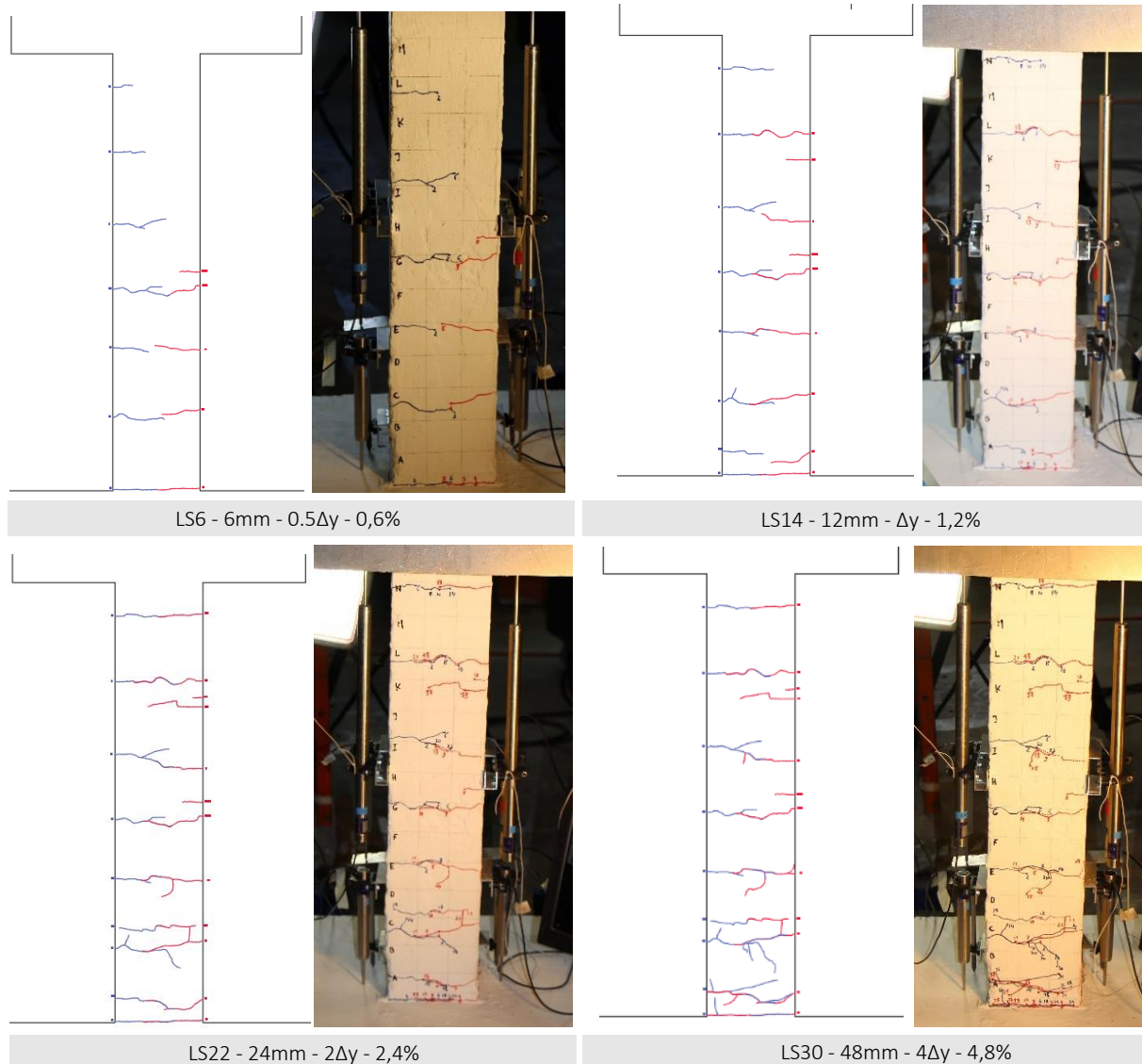


Figure 159 - C.3A: Graphe de la courbure à la base en fonction du moment en base de colonne.

Fissuration



	Gauche				Droite				LS33
	0.5 Δy LS6	Δy LS14	2 Δy LS22	4 Δy LS30	0.5 Δy LS5	Δy LS13	2 Δy LS21	4 Δy LS29	
Ouverture fissure de base [mm]	0,261	0,334	0,633	2,579	0,231	0,602	0,361	1,807	6,423
Ouverture 2 ^{ème} fissure [mm]	-	0,079	0,167	1,449	-	0,088	0,176	1,529	8,781

Tableau 35 - C.3A: Ouverture des fissures principales.

Problèmes et Observations

Nous n'avons pas rencontré de problèmes majeurs lors de la mise en charge de la colonne C3A. Nous remarquons cependant une très grande ductilité de la colonne. La rupture de la première armature est très tardive et n'a lieu qu'à 30% de dérive latérale.

J.7. Colonne C3B

Colonne C3B

Informations générales

- Echelle : 1:2
- Section : 150x150mm
- Hauteur : 1m
- Béton C30/37 - BA - EE2 - S4 - 22
- Granulométrie : $D_{\max} = 22\text{mm}$
- Armatures longitudinales : $8\phi 8$

Protocole de chargement

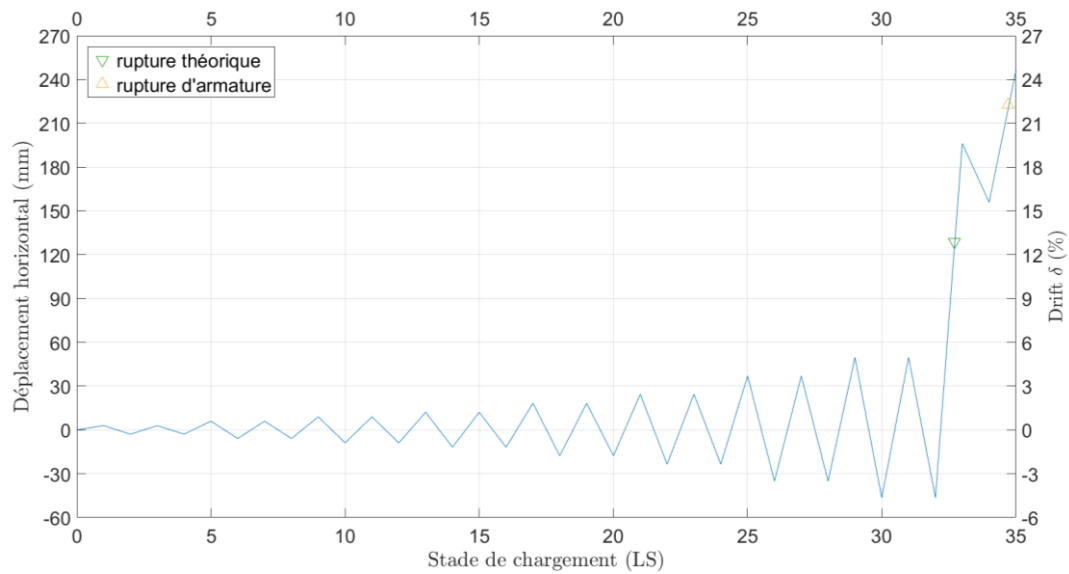


Figure 160 - C.3B : Protocole de chargement et déplacement à la rupture.

Force-Déplacement

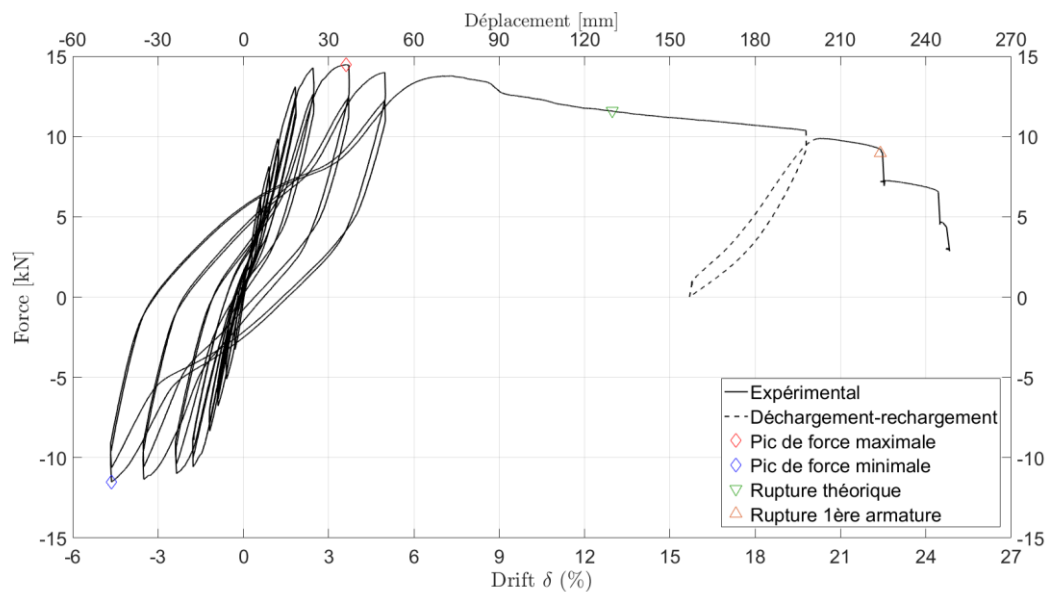


Figure 161 - C.3B: Graphe force-déplacement jusqu'à la rupture.

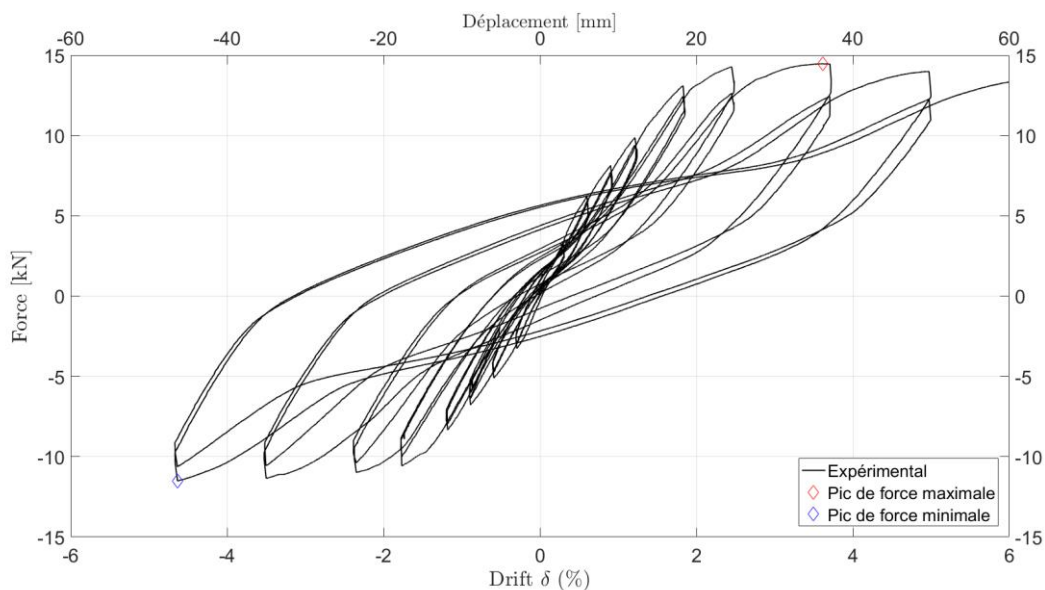


Figure 162 - C.3B: Graphe force-déplacement (zoom sur la partie cyclique).

	Pic max +	Pic max -	Rupture théorique*	Rupture Armature 1
Force [kN]	14,48	-11,52	11,59	8,98
Déplacement [mm]	36,13	-46,34	129,75	224,00
$\Delta_{\text{imposé}}$	3,01 Δy	3,86 Δy	10,81 Δy	18,66 Δy
Dérive latérale [%]	3,61	-4,63	12,98	22,4

Tableau 36 - C.3B: Valeurs particulières de forces et déplacements.

*La rupture théorique de la colonne 3B c'est-à-dire quand elle atteint 20% de perte de résistance est une rupture par écrasement du béton.

Elongation verticale

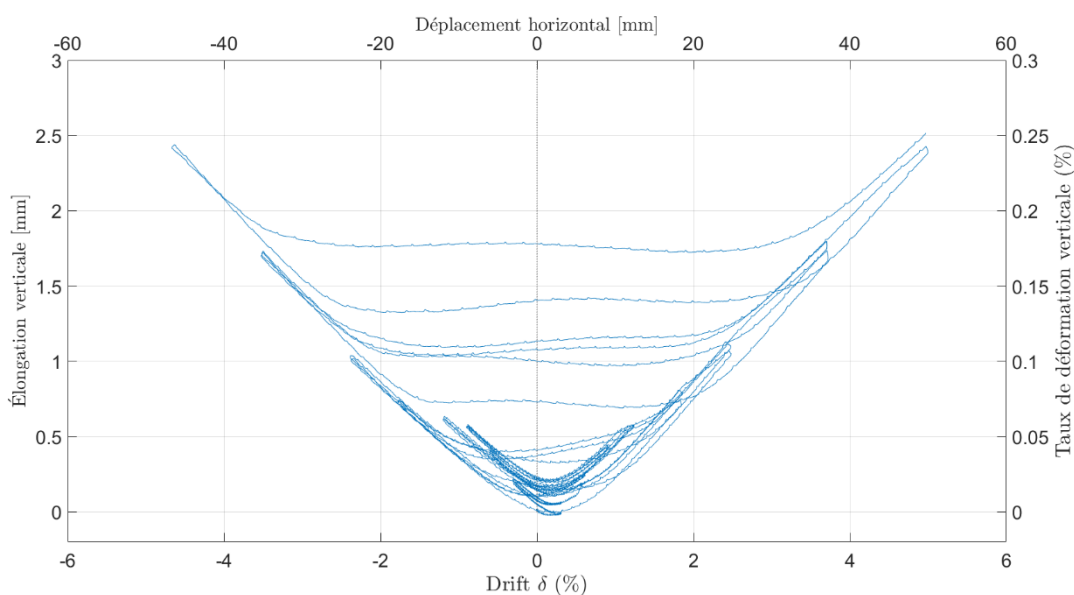


Figure 163 - C.3B: Evolution de l'élongation de la colonne en fonction du déplacement horizontal.

Profil de courbure

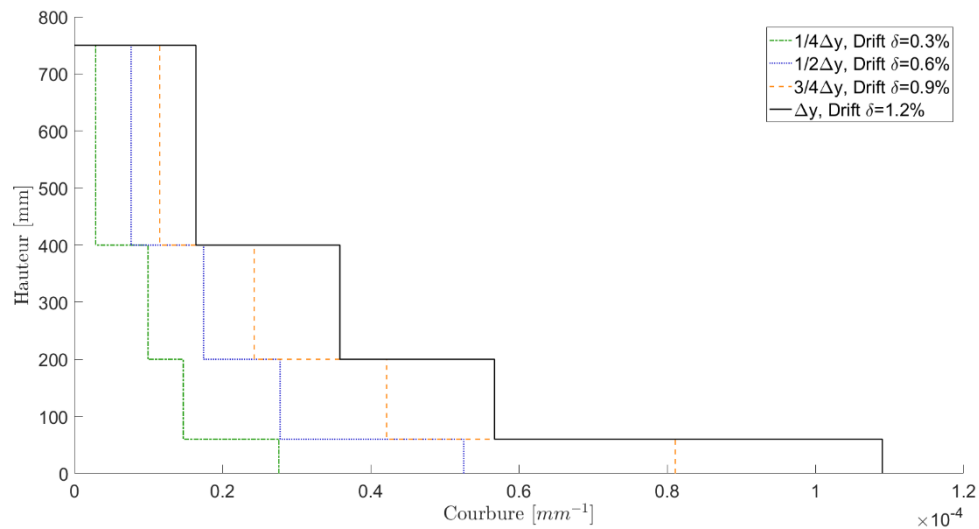


Figure 164 - C.3B: Evolution de la courbure en fonction de la hauteur, faibles dérives latérales.

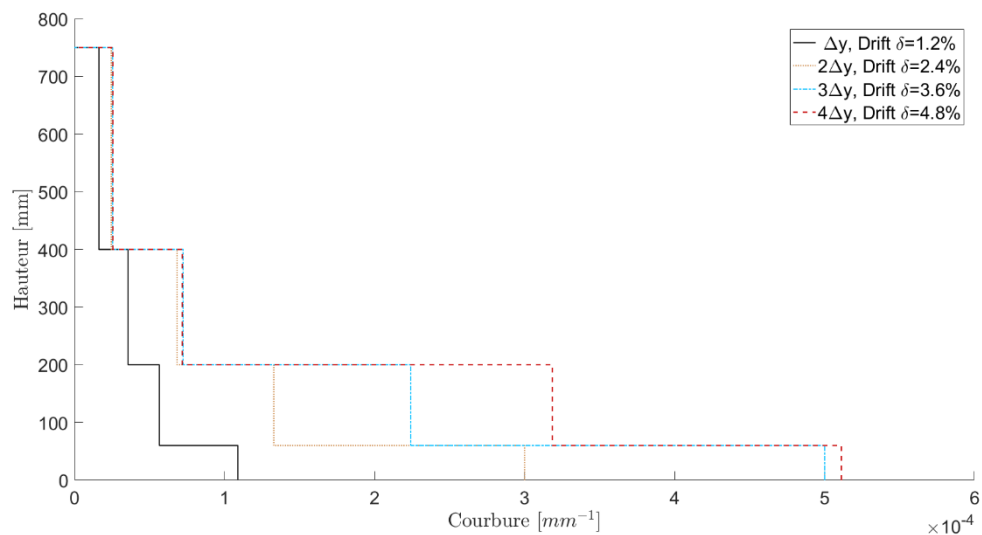


Figure 165 - C.3B: Evolution de la courbure en fonction de la hauteur, grandes dérives latérales.

Moment-courbure à la base

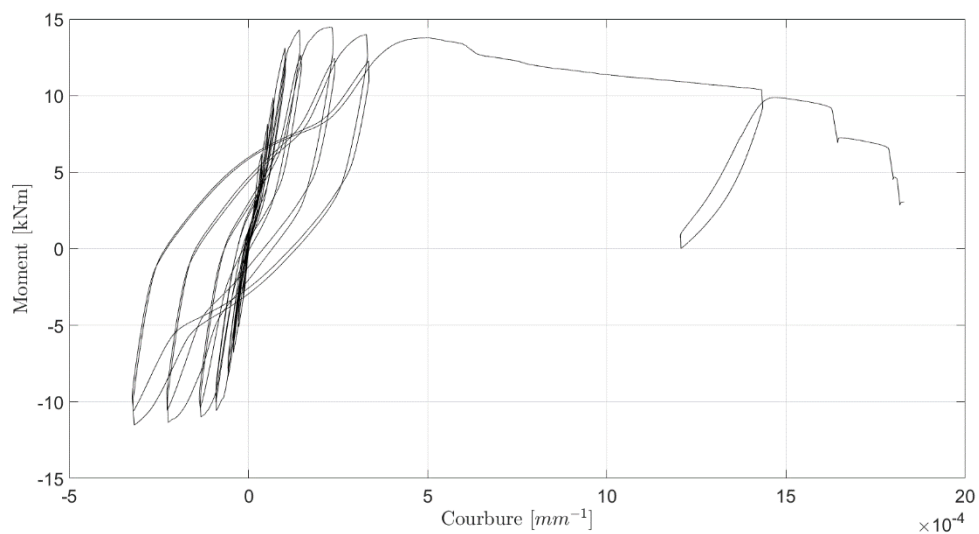
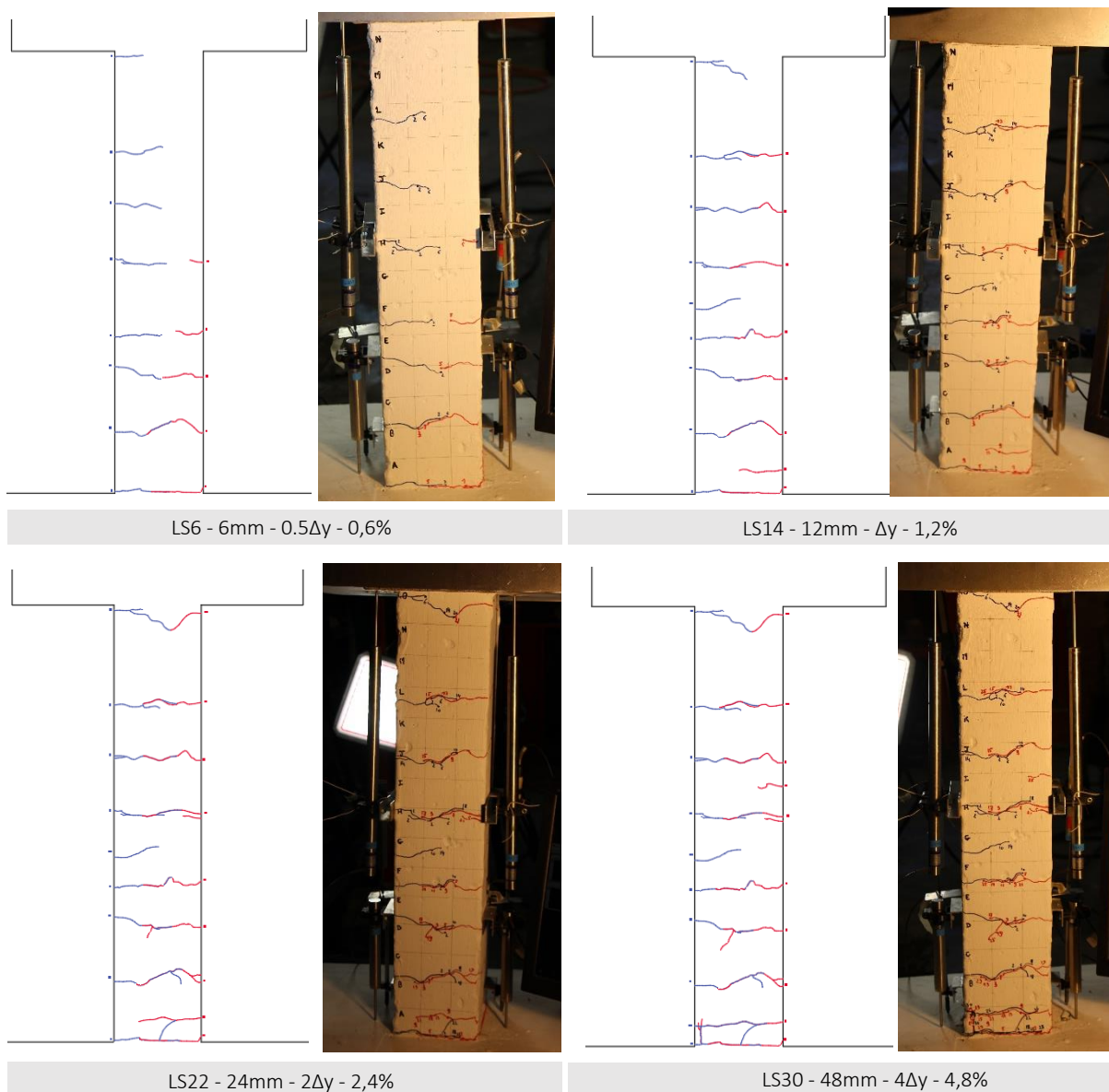


Figure 166 - C.3B: Graphe de la courbure à la base en fonction du moment en base de colonne.

Fissuration



	Gauche				Droite				
	0.5Δy LS6	Δy LS14	2Δy LS22	4Δy LS30	0.5Δy LS5	Δy LS13	2Δy LS21	4Δy LS29	LS33
Ouverture fissure de base [mm]	0,107	0,401	1,135	2,336	0,04	0,141	0,39	1,178	3,372
Ouverture 2 ^{ème} fissure [mm]	-	-	-	0,7	-	0,124	0,202	1,598	13

Tableau 37 - C.3B: Ouverture des fissures principales.

Problèmes et Observations

Nous n’avons pas rencontré de problèmes majeurs lors de la mise en charge de la colonne 3B. Nous remarquons cependant une très grande ductilité de la colonne.

J.8. Colonne C3C

Colonne C3C

Informations générales

- Echelle : 1:2
- Section : 150x150mm
- Hauteur : 1m
- Béton C30/37 - BA - EE2 - S4 - 8
- Granulométrie : $D_{\max} = 8\text{mm}$
- Armatures longitudinales : 8 ϕ 8

Protocole de chargement

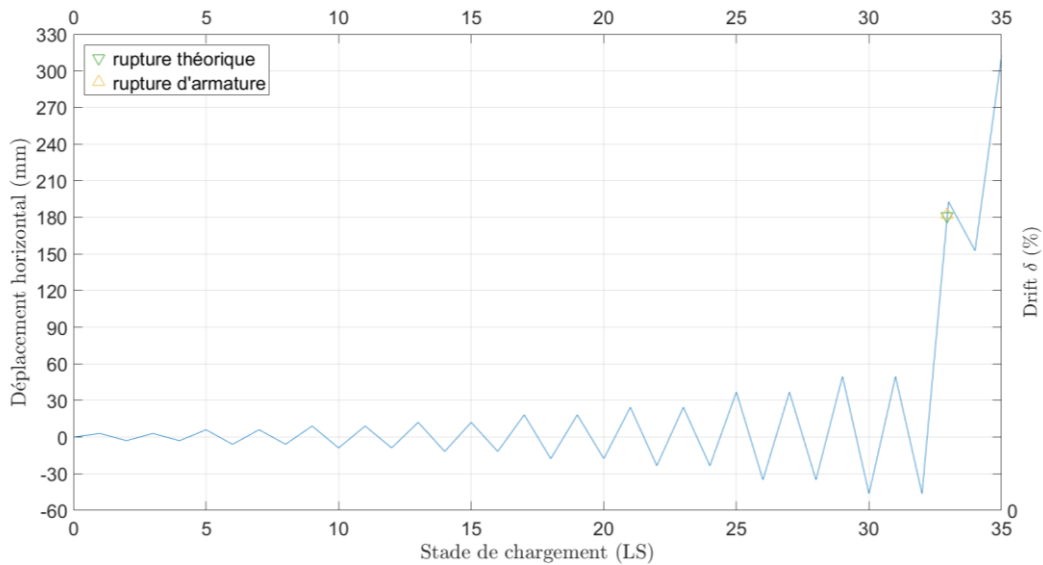


Figure 167 - C.3C : Protocole de chargement et déplacement à la rupture.

Force-Déplacement

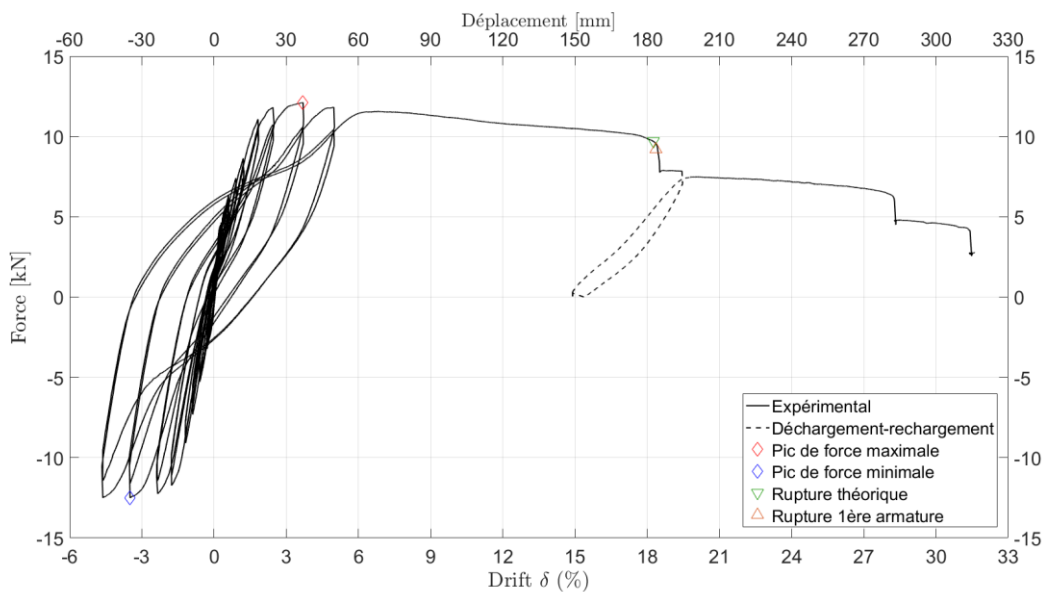


Figure 168 - C.3C: Graphe force-déplacement jusqu'à la rupture.

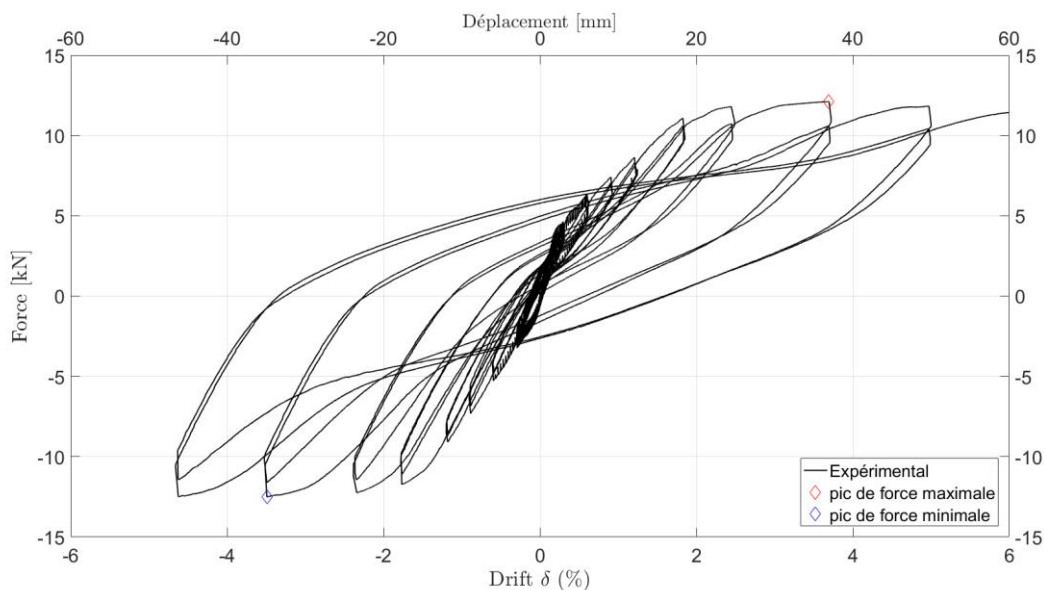


Figure 169 - C.3C: Graphe force-déplacement (zoom sur la partie cyclique).

	Pic max +	Pic max -	Rupture théorique*	Rupture Armature 1
Force [kN]	12,12	-12,51	9,69	9,00
Déplacement [mm]	36,88	-34,91	182,57	183,5
$\Delta_{imposé}$	3,07 Δy	2,91 Δy	15,21 Δy	15,29 Δy
Dérive latérale [%]	3,69	-3,49	18,26	18,35

Tableau 38 - C.3C: Valeurs particulières de forces et déplacements.

*La rupture théorique de la colonne C3C c'est-à-dire quand elle atteint 20% de perte de résistance est une rupture par écrasement du béton.

Elongation verticale

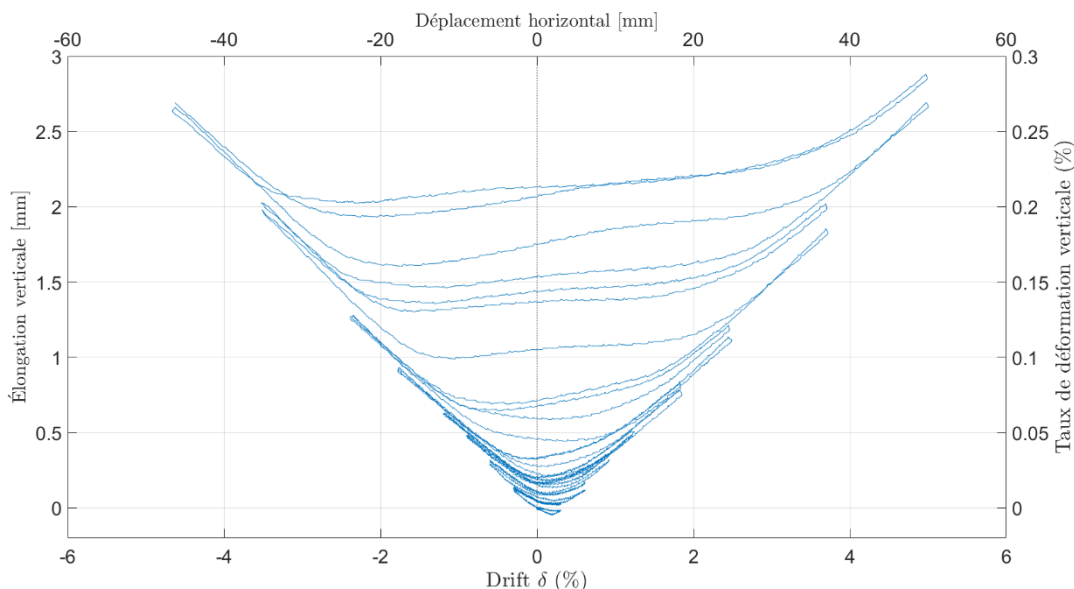
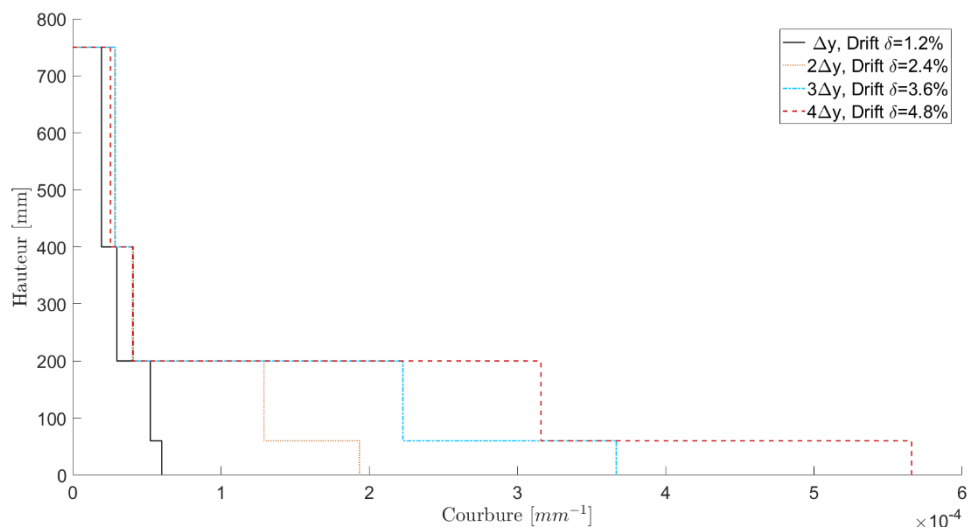
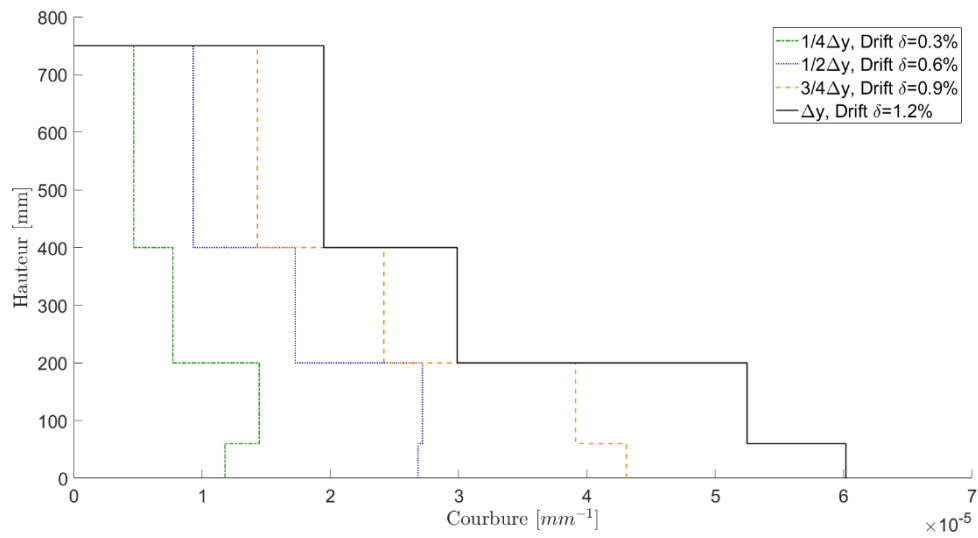
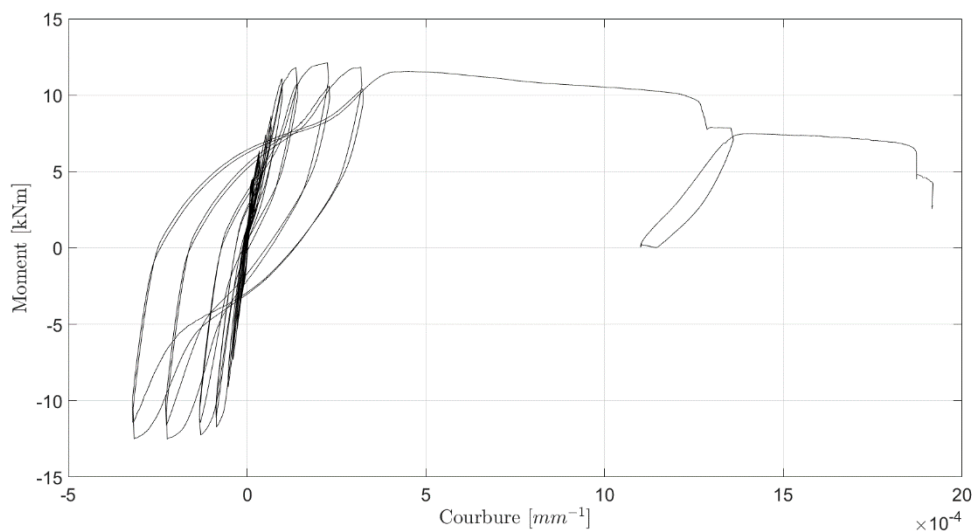


Figure 170 - C.3C: Evolution de l'élongation de la colonne en fonction du déplacement horizontal.

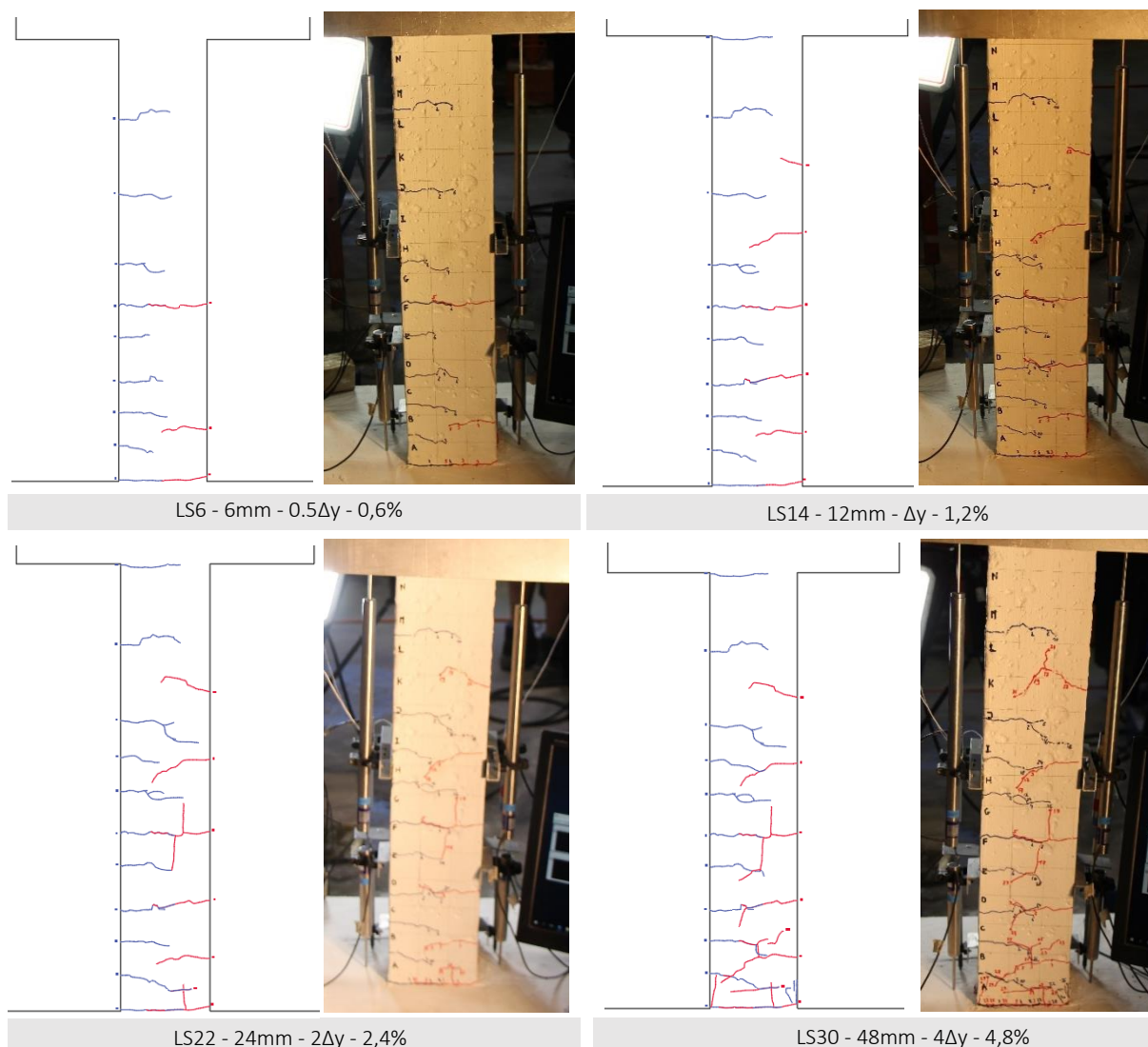
Profil de courbure



Moment-courbure à la base



Fissuration



	Gauche				Droite				LS33
	0.5 Δy LS6	Δy LS14	2 Δy LS22	4 Δy LS30	0.5 Δy LS5	Δy LS13	2 Δy LS21	4 Δy LS29	
Ouverture fissure de base [mm]	0,158	0,457	0,583	1,611	0,107	0,383	0,391	2,495	7,062
Ouverture 2 ^{ème} fissure [mm]	0,105	0,38	0,529	1,591	0,107	0,159	0,365	1,309	4,241

Tableau 39 - C.3C: Ouverture des fissures principales.

Problèmes et Observations

Nous n'avons pas rencontré de problèmes majeurs lors de la mise en charge de la colonne C3C. Nous remarquons cependant une grande ductilité de la colonne, de plus la première armature a rompu bien avant la deuxième. La différence de déplacement horizontal en tête est de 10cm.

Les profils de courbures pour les très faibles dérives latérales ne correspondent pas à ce qui était attendu, effectivement la courbure à la base est plus faible que celle sur la portion de la hauteur juste au-dessus. Ceci s'explique par une ouverture des fissures et des déformations très faibles mesurées par les LVDTs à ce stade de déplacement horizontal. Quand le Δy et les déformations augmentent le profil de courbure reprend sa forme théorique.

K. Splitting cracks pour chaque colonne au LS32

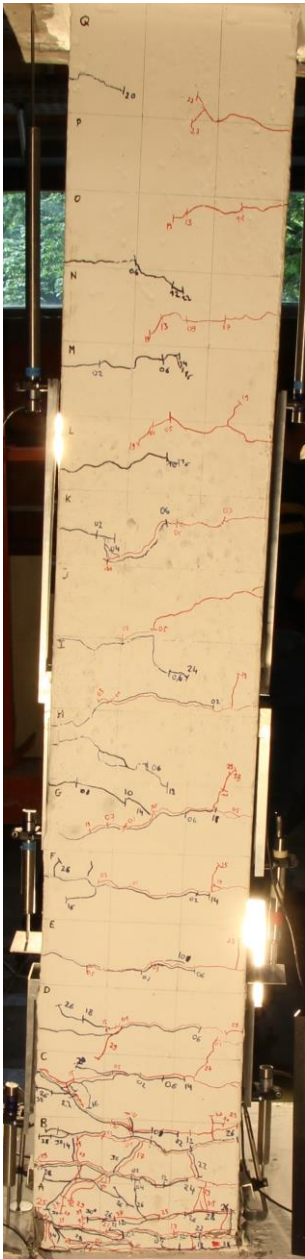


Figure 176 - Face avant C1A au LS32

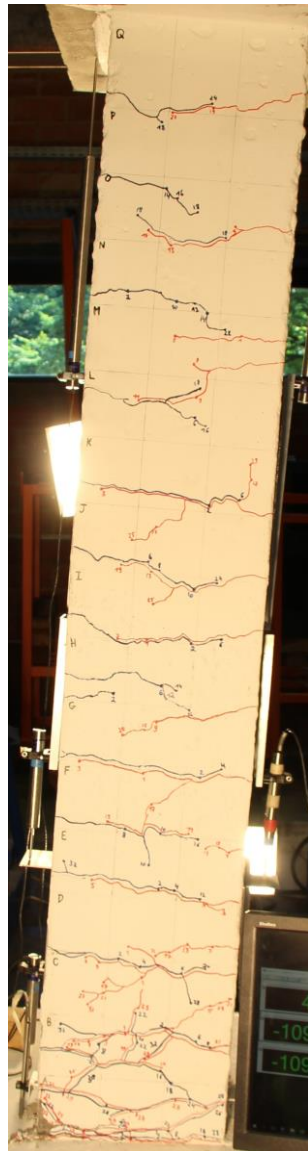


Figure 174 - Face avant C1B au LS32

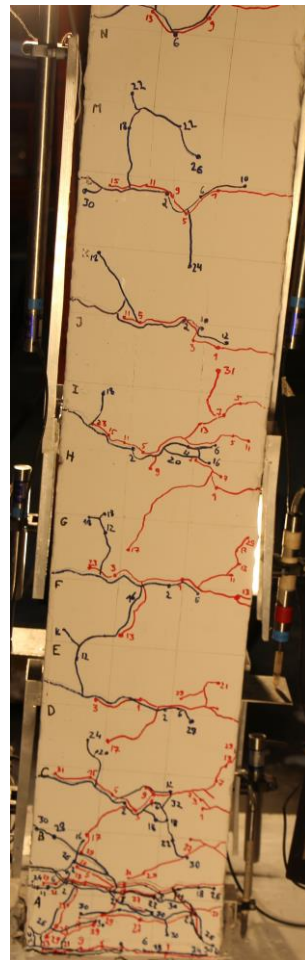


Figure 177 - Face avant C2A au LS32

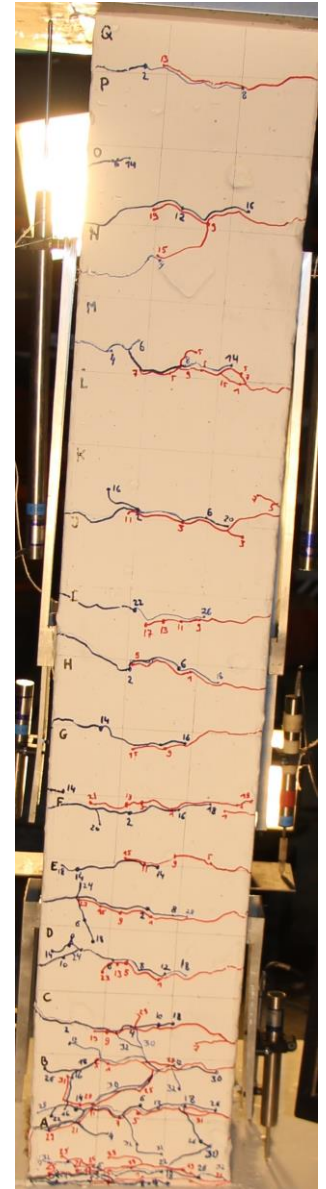


Figure 175 - Face avant C2B au LS32

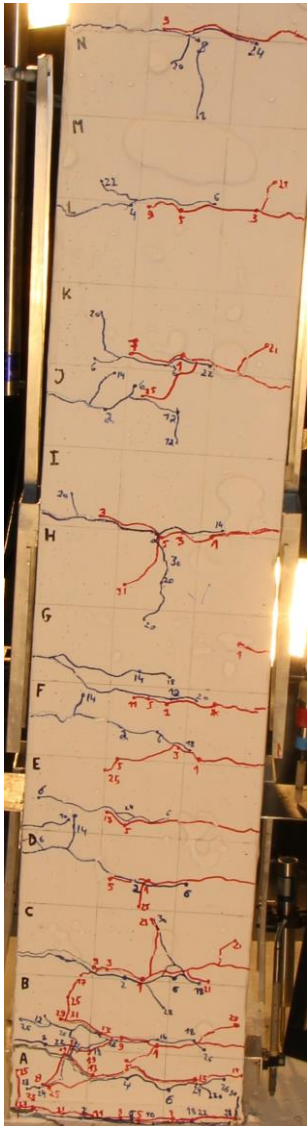


Figure 178 - Face avant C2C au LS32

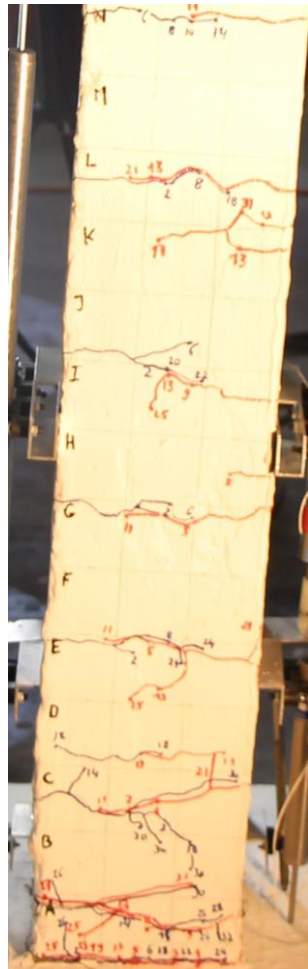


Figure 180 - Face avant C3A au LS32

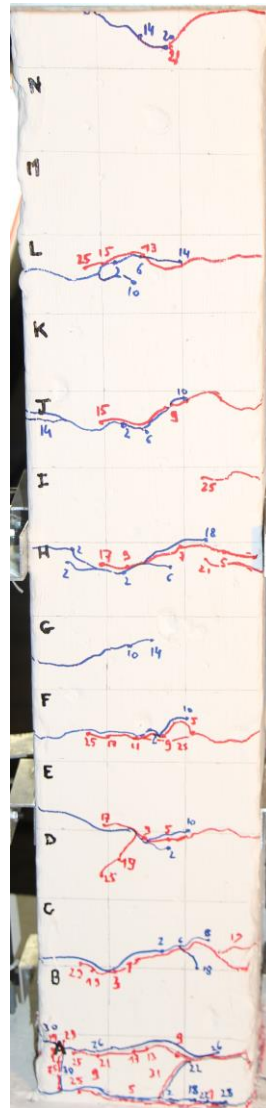


Figure 179 - Face avant C3B au LS32

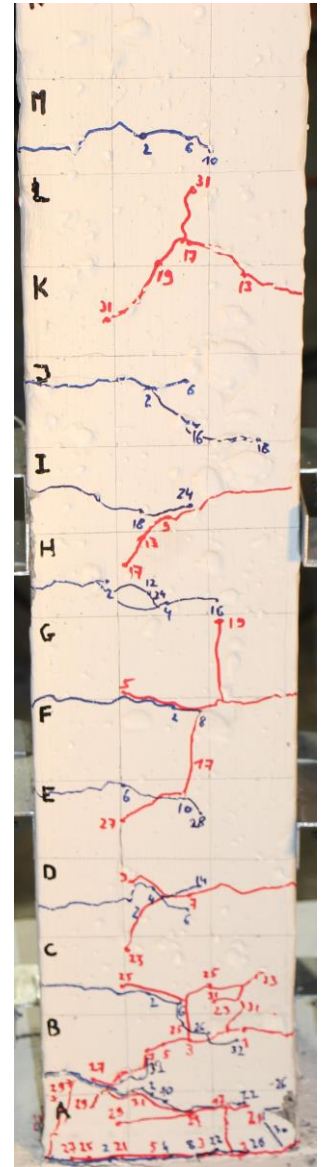


Figure 181 - Face avant C3C au LS32

L. Premières fissures de compression sur les faces latérales

L.1 Colonne C1A

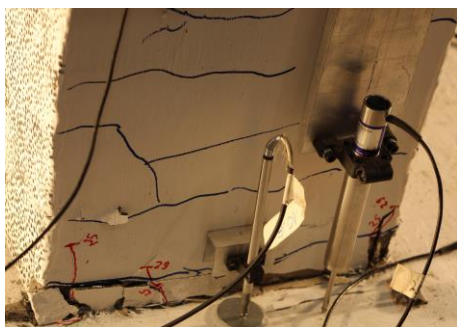


Figure 182 - Fissures verticales de compression sur la face latérale droite de la colonne C1A au LS31

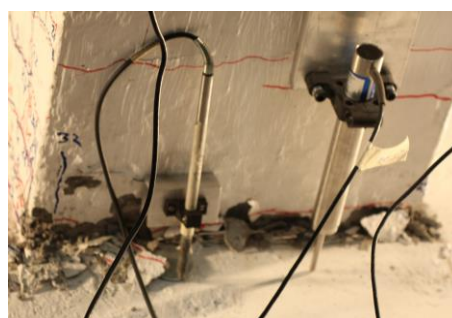


Figure 183 - Fissures verticales de compression sur la face latérale gauche de la colonne C1A au LS32

L.2 Colonne C1B



Figure 185 - Fissures verticales de compression sur la face latérale droite de la colonne C1B au LS31



Figure 184 - Fissures verticales de compression sur la face latérale gauche de la colonne C1B au LS32

L.3 Colonne C2A



Figure 187 - Fissures verticales de compression sur la face latérale droite de la colonne C2A au LS31

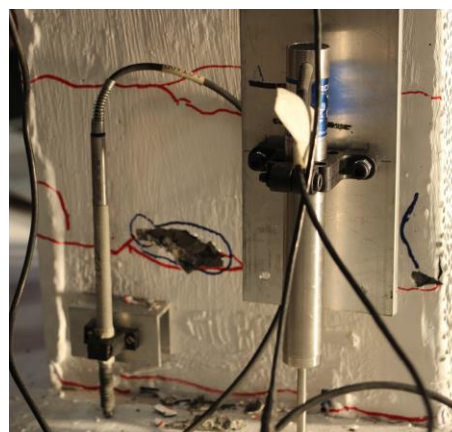


Figure 186 - Fissures verticales de compression sur la face latérale gauche de la colonne C2A au LS32

L.4 Colonne C2B

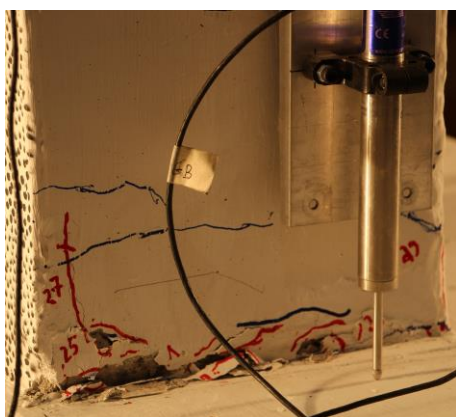


Figure 188 - Fissures verticales de compression sur la face latérale droite de la colonne C2B au LS31

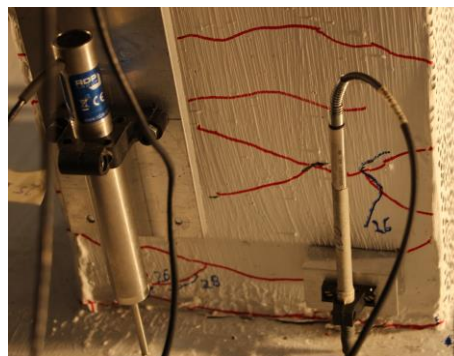


Figure 189 - Fissures verticales de compression sur la face latérale gauche de la colonne C2B au LS32

L.5 Colonne C2C



Figure 191 - Fissures verticales de compression sur la face latérale droite de la colonne C2C au LS31



Figure 190 - Fissures verticales de compression sur la face latérale gauche de la colonne C2C au LS32

L.6 Colonne C3A

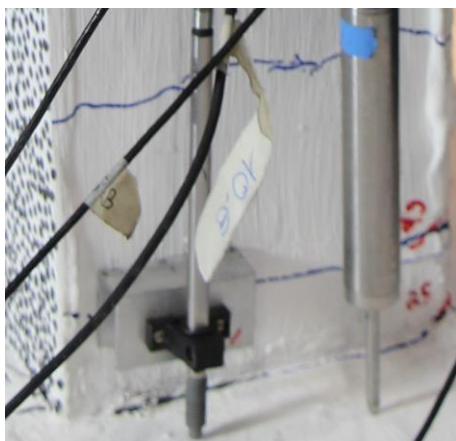


Figure 193 - Fissures verticales de compression sur la face latérale droite de la colonne C3A au LS31

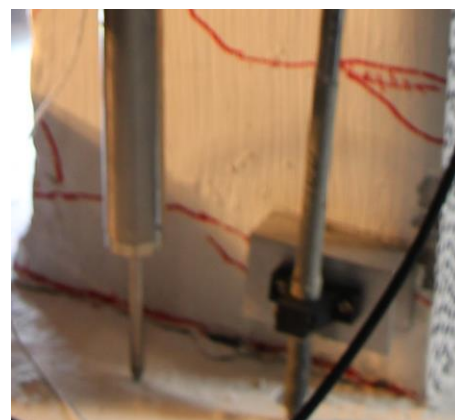


Figure 192 - Fissures verticales de compression sur la face latérale gauche de la colonne C3A au LS32

L.7 Colonne C3B

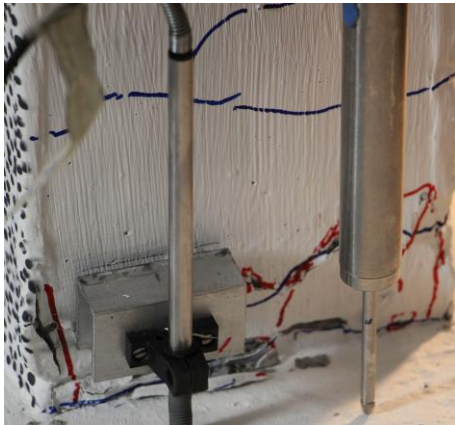


Figure 194 - Fissures verticales de compression sur la face latérale droite de la colonne C3B au LS31



Figure 195 - Fissures verticales de compression sur la face latérale gauche de la colonne C3B au LS32

L.8 Colonne C3C



Figure 196 - Fissures verticales de compression sur la face latérale droite de la colonne C3C au LS31

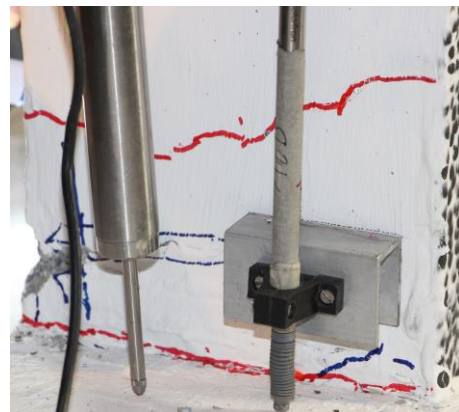


Figure 197 - Fissures verticales de compression sur la face latérale gauche de la colonne C3C au LS32

M. Fissuration à la base lors de la rupture (LS35)

M.1 Colonne à échelle 1:1

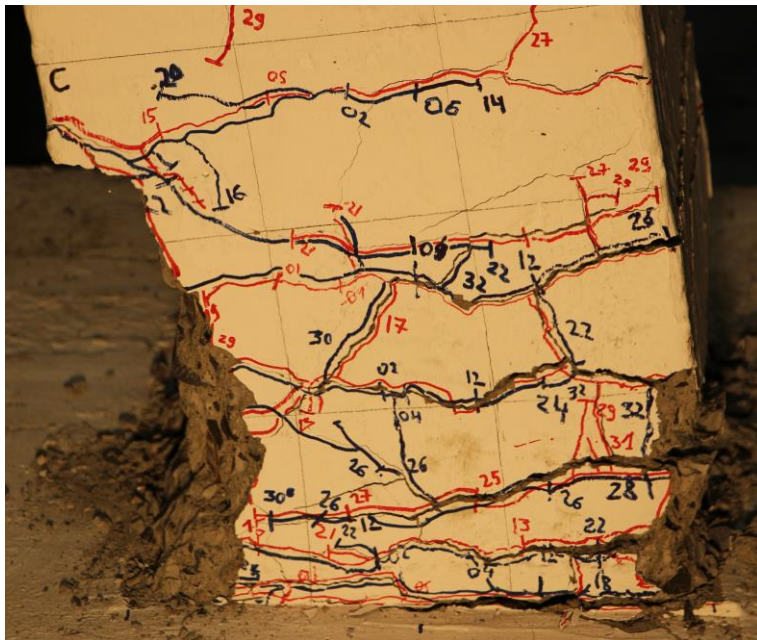


Figure 198 - Fissuration à la base de la colonne C1A lors de la rupture (LS35)



Figure 199 - Fissuration à la base de la colonne C1B lors de la rupture (LS35)

M.2 Colonne à échelle 3:4

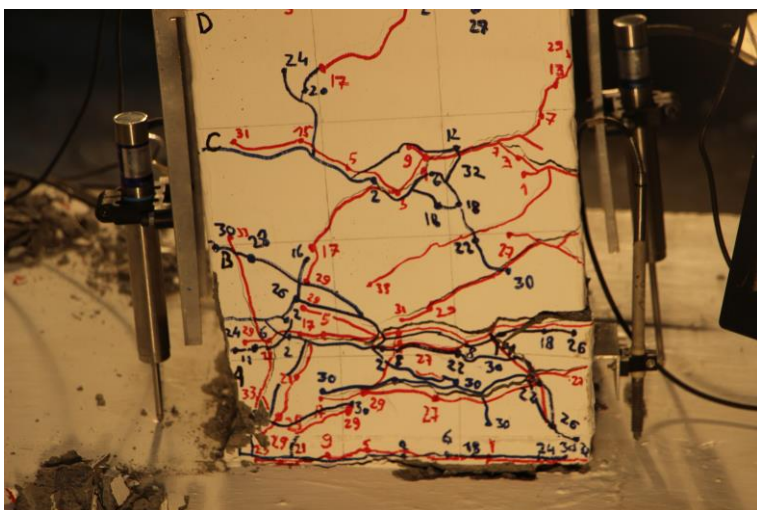


Figure 201 - Fissuration à la base de la colonne C2A lors de la rupture (LS35)

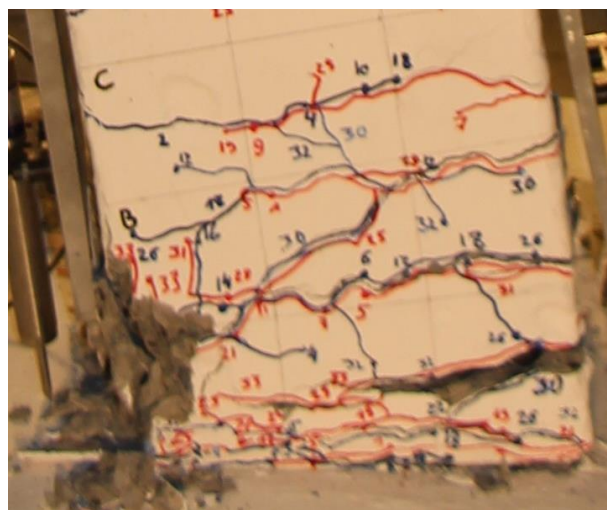


Figure 200 - Fissuration à la base de la colonne C2B lors de la rupture (LS35)



Figure 202 - Fissuration à la base de la colonne C2C lors de la rupture (LS35)

M.3 Colonne à échelle 1:2

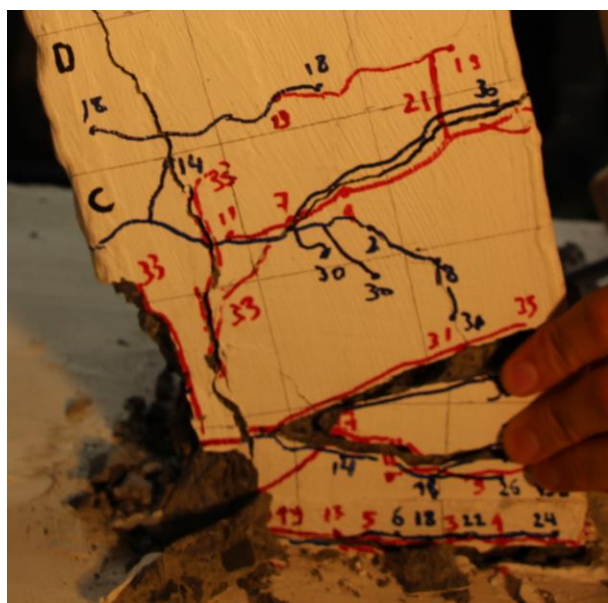


Figure 203 - Fissuration à la base de la colonne C3A lors de la rupture (LS35)

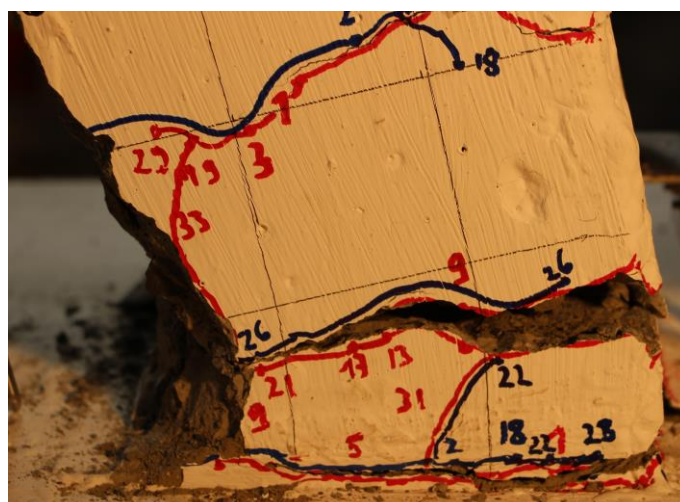


Figure 204 - Fissuration à la base de la colonne C3B lors de la rupture (LS35)



Figure 205 - Fissuration à la base de la colonne C3C lors de la rupture (LS35)

N. Ouvertures des fissures (LS31 et LS32)

Colonne	C1A		C1B		C2A		C2B		C2C		C3A		C3B		C3C	
Δ imposé	4 Δ y		4 Δ y		4 Δ y		4 Δ y		4 Δ y		4 Δ y		4 Δ y		4 Δ y	
Load Stage	LS32	LS31	LS32	LS31	LS30	LS31	LS32	LS31	LS32	LS31	LS32	LS31	LS32	LS31	LS32	LS31
Ouverture des fissures [mm]	0,067															
	0,175															
	0,153	0,056														
	0,153	0,119	0,071	0,114				0,091								
	0,293	0,182	0,144	0,147			0,054	0,136								
	0,211	0,211	0,056	0,109			0,036	0,252								
	0,182	0,258	0,248	0,197		0,064	0,143	0,054	0,107							
	0,134	0,166	0,27	0,326		0,144	0,12	0,217	0,127	0,123						
	0,166	0,381	0,277	0,186		0,184	0,233	0,12	0,191	0,216						
	0,074	0,399	0,273	0,328		0,751	0,216	0,109	0,09	0,155						
	0,398	0,382	0,204	0,243	0,096	0,25	0,074	0,13	0,394	0,274					0,078	
	0,334	0,352	0,295	0,412	0,196	0,05	0,288	0,071	0,392	0,385		0,073	0,123	0,087	0,226	
	0,28	0,252	0,04	0,076	0,196	0,064	0,125	0,12	0,158	0,039	0,134	0,056	0,196	0,215	0,229	
	1,2259	0,552	0,34	0,382	0,286	0,144	0,064	0,139	0,335	0,372	0,143	0,053	0,195	0,162	0,106	0,263
	0,171	0,541	0,268	0,04	0,356	0,318	0,268	0,256	0,119	0,141	0,206	0,072	0,255	0,078	0,177	0,367
	0,558	0,1	0,357	0,184	0,412	0,428	0,04	0,217	0,212	0,181	0,229	0,193	0,15	0,222	0,243	0,522
	0,241	2,658	0,793	0,447	0,396	0,177	0,323	0,393	0,202	0,239	0,248	0,256	0,166	0,258	0,15	0,249
2,032	0,781	2,612	2,178	0,679	0,572	0,109	0,995	1,061	1,207	0,073	0,283	0,38	0,213	0,249	0,087	
0,176	0,792	1,236	0,186	0,065	0,254	0,783	1,681	0,277	0,986	0,768	0,299	0,561	0,437	0,576	1,46	
3	3,51	0,25	2,82	2,749	3,473	2,4	2,34	3,84	2,462	1,512	2,014	0,915	1,526	1,66	0,412	
6,444	5,51	3,702	4,892	1,805	1,98	4,692	1,843	5,462	2,222	2,033	1,859	3,967	1,638	1,568	2,775	
Nb fissures	21	19	18	18	11	15	17	18	15	14	9	10	10	10	11	8

Tableau 40 - Ouvertures des fissures pour au LS31 et au LS32

O. Graphes force-déplacement convertis zoomés

O.3 Colonne à échelle 1:1

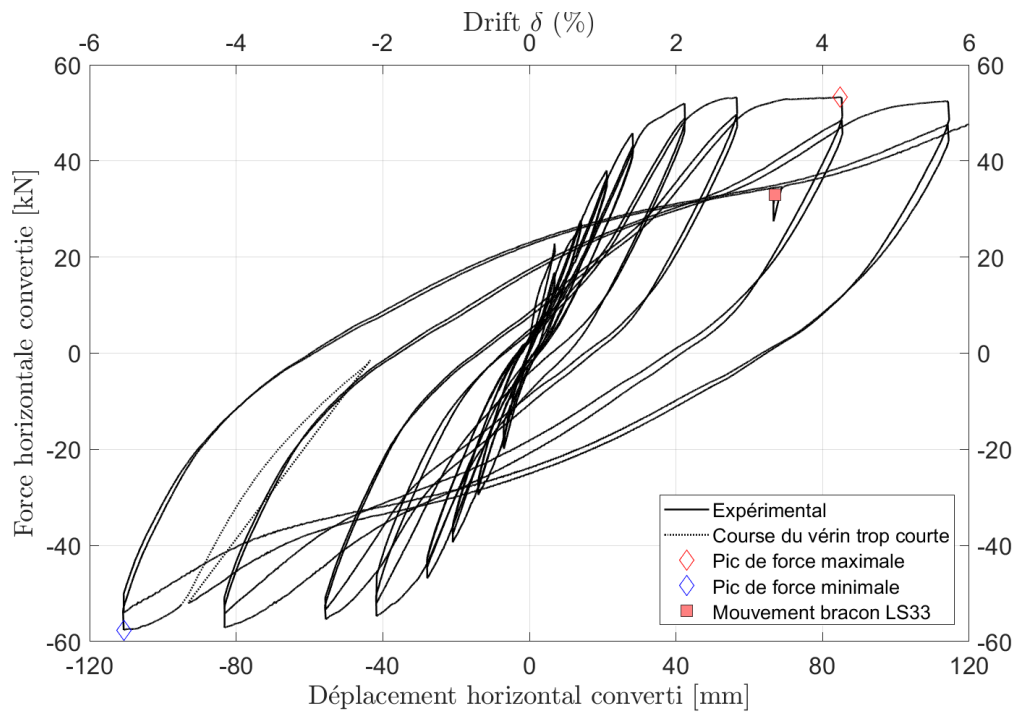


Figure 206 - Courbe d'hystérésis force-déplacement zoomé sur la partie cyclique (C1A)

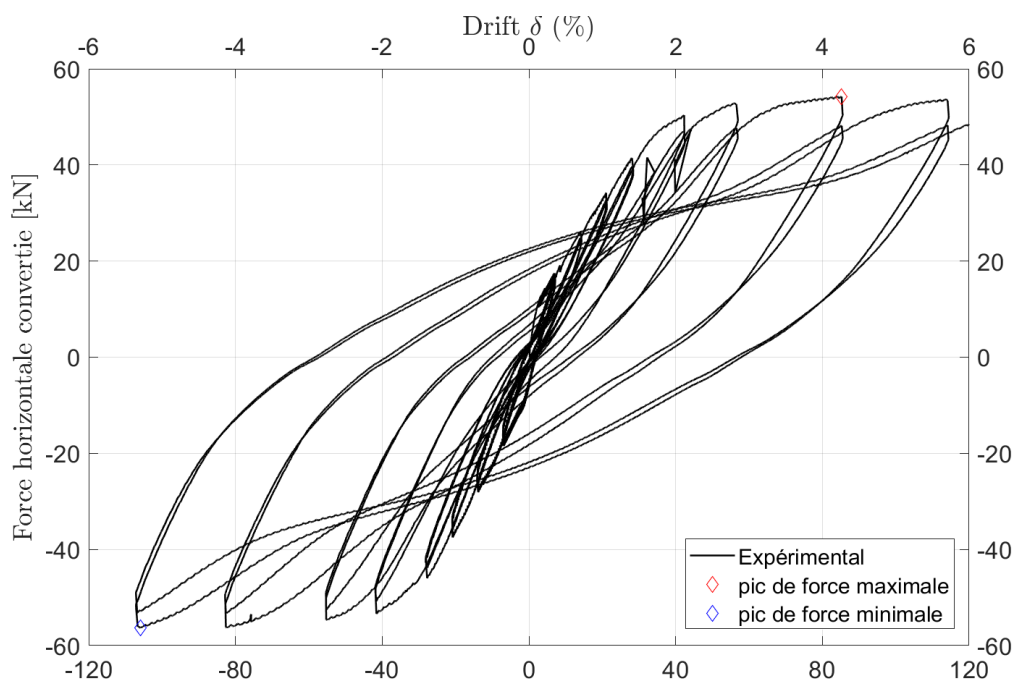


Figure 207 - Courbe d'hystérésis force-déplacement zoomé sur la partie cyclique (C1B)

O.3 Colonne à échelle 3:4

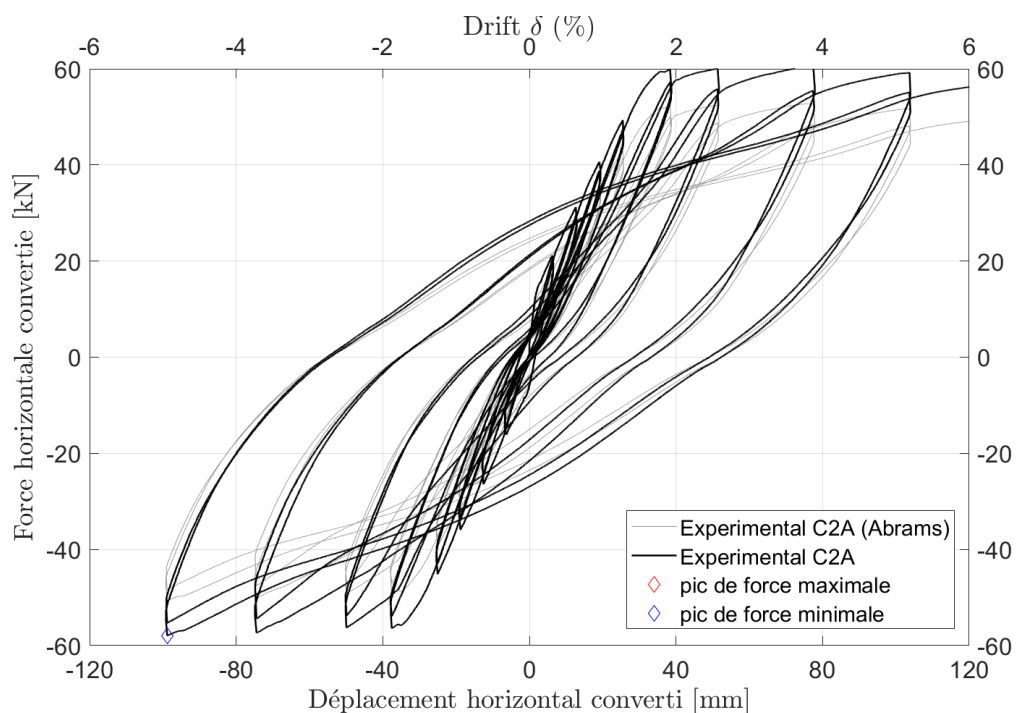


Figure 208 - Courbe d'hystérésis force-déplacement converti zoomé sur la partie cyclique (C2A)

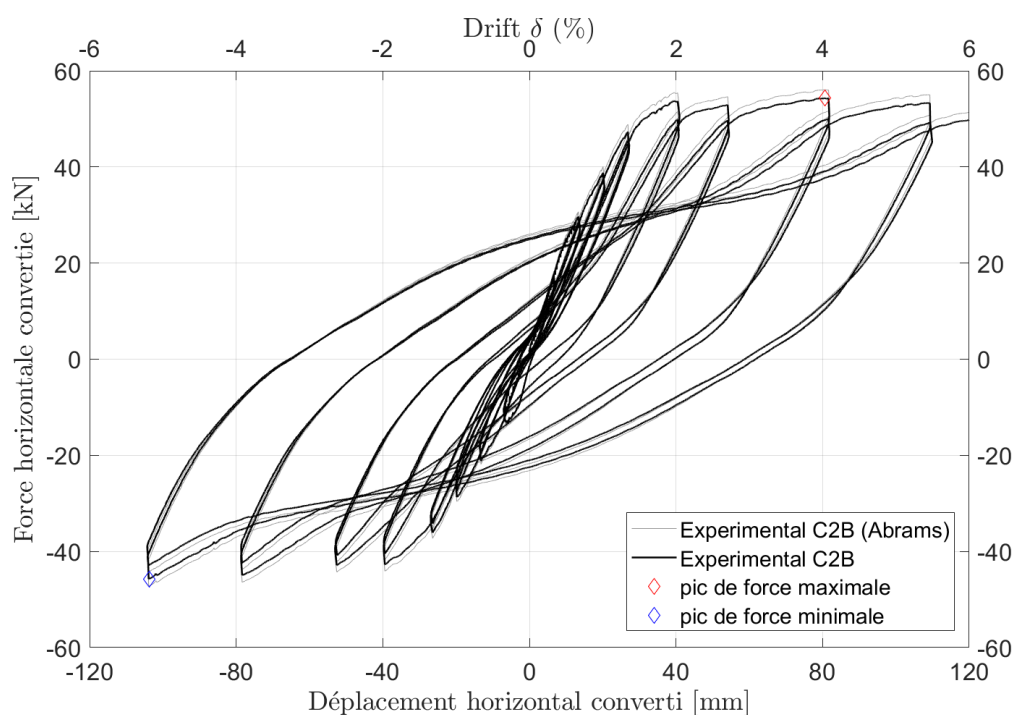


Figure 209 - Courbe d'hystérésis force-déplacement converti zoomé sur la partie cyclique (C2B)

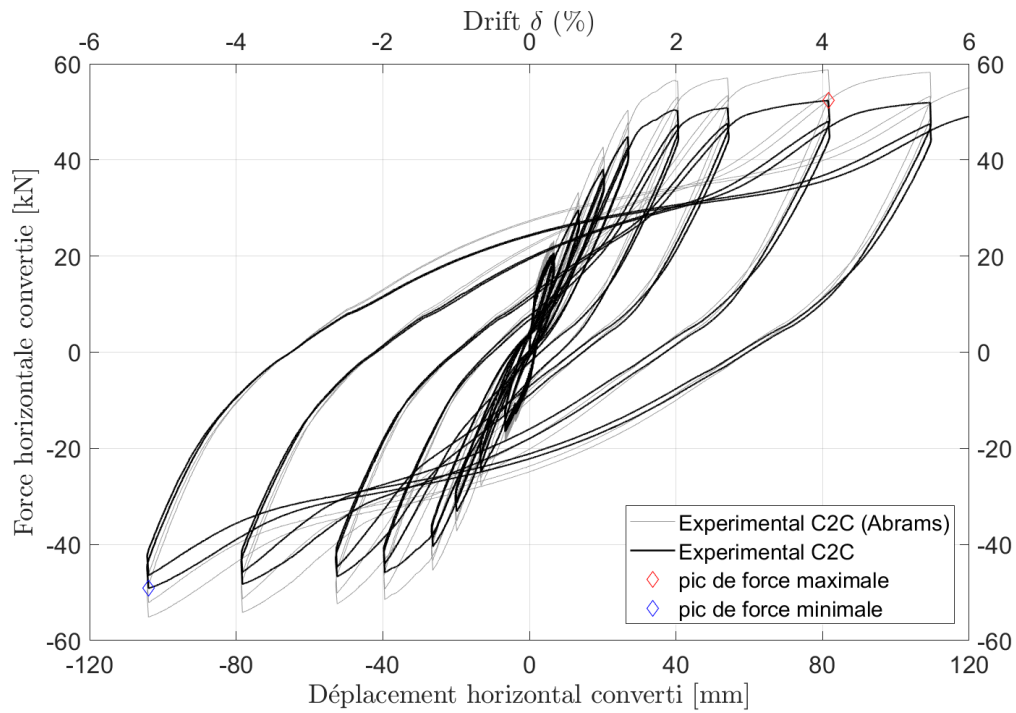


Figure 210 - Courbe d'hystérésis force-déplacement converti zoomé sur la partie cyclique (C2C)

0.3 Colonne à échelle 1:2

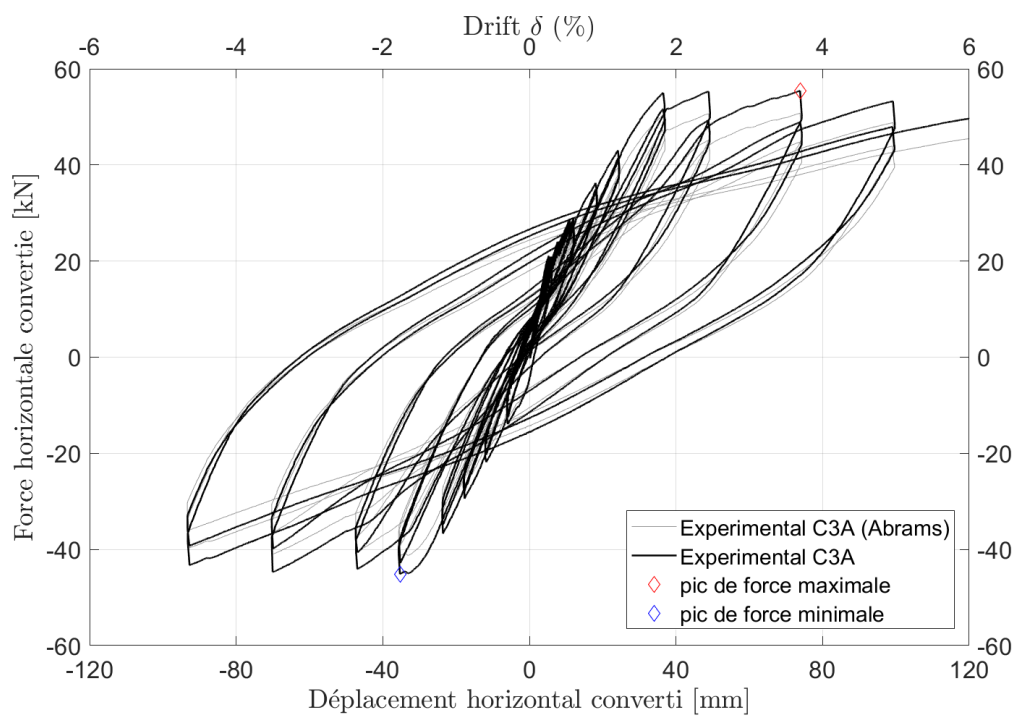


Figure 211 - Courbe d'hystérésis force-déplacement converti zoomé sur la partie cyclique (C3A)

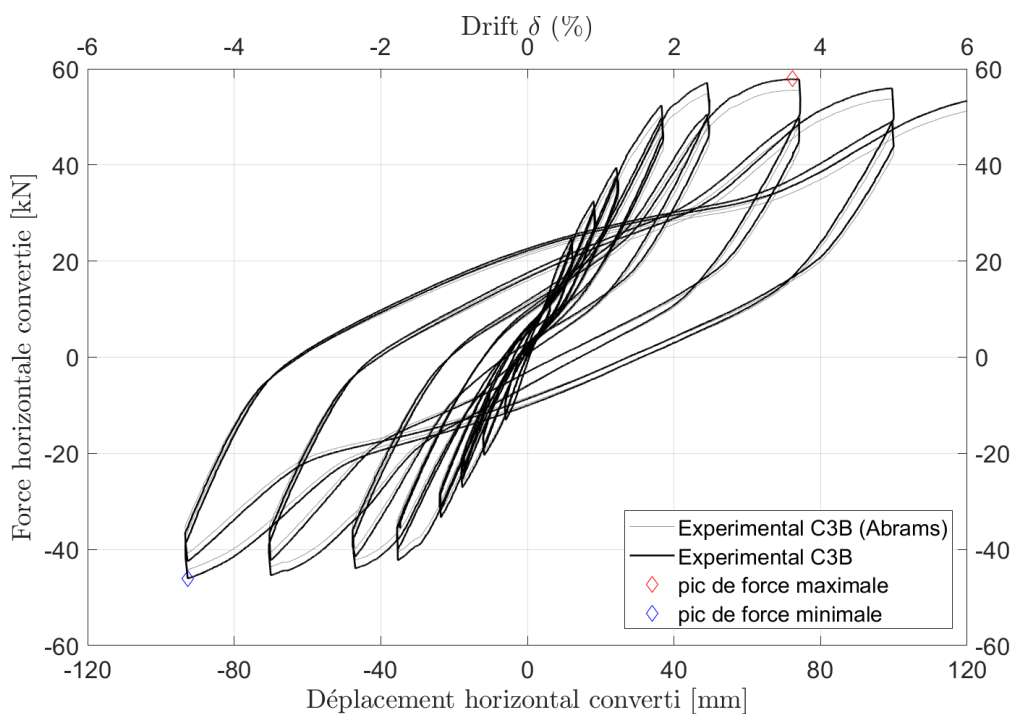


Figure 212 - Courbe d'hystérésis force-déplacement converti zoomé sur la partie cyclique (C3B)

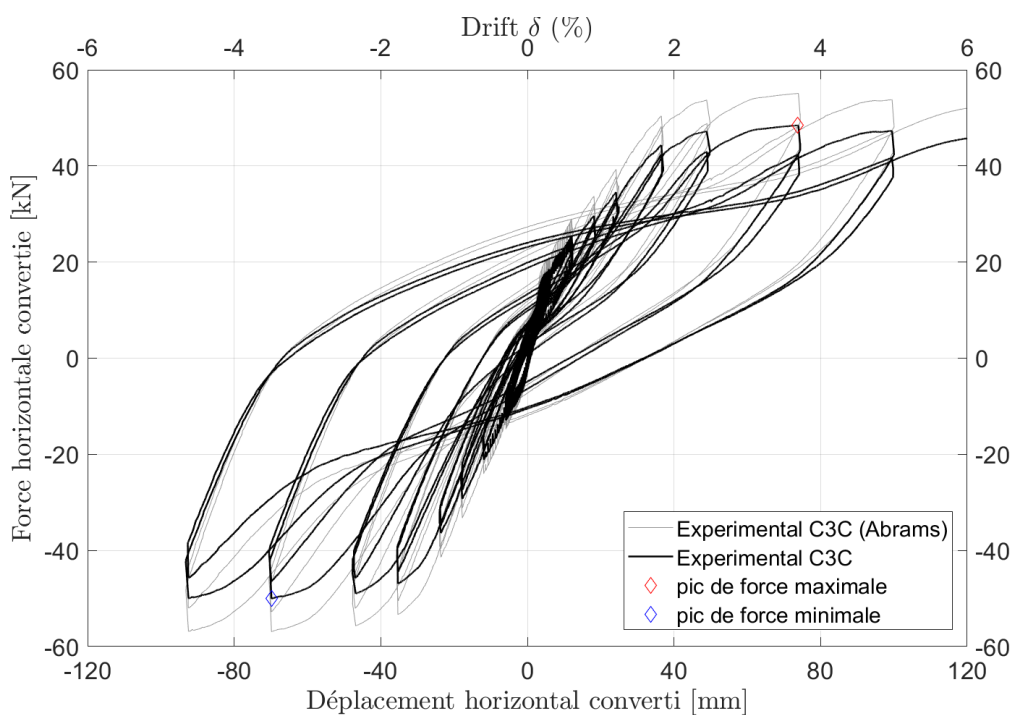


Figure 213 - Courbe d'hystérésis force-déplacement converti zoomé sur la partie cyclique (C3C)

P. Valeurs utilisées dans la formule d'Abrams

		C2A	C2B	C2C	C3A	C3B	C3B
Prototype	ρ [-]	0,0179	0,0179	0,0179	0,0179	0,0179	0,0179
	f_y [Mpa]	554,3	554,3	554,3	554,3	554,3	554,3
	f_c [Mpa]	43,4	43,4	43,4	43,4	43,4	43,4
Modèle	ρ [-]	0,0199	0,0179	0,0179	0,0201	0,0179	0,0179
	f_y [Mpa]	554,3	519,3	519,3	519,3	552,3	552,3
	f_c [Mpa]	44,7	44,87	41,3	45,03	45,36	38,3
Facteur correctif		1,55	1,84	1,99	3,66	3,84	4,55

8. Références bibliographiques

- Abrams, Daniel P. «Scale Relation for Reinforced Concrete Beam-Column Joints.» *ACI Structural Journal*, November-December 1987: 502-512.
- Adams, Christian, Joachim Bös, Elena Slomski, et Tobias Melz. «Scaling laws obtained from a sensitivity analysis and applied to thin vibrating structures.» *Mechanical Systems and Signal Processing*, 2018: 590-610.
- Adams, Christian, Joachim Bös, et Tobias Melz. «A scaling method for vibrating structures using global sensitivity analysis.» *Inter-Noise 2016 – 45th International Congress and Exposition on Noise Control Engineering – Towards a Quieter Future*. Hamburg, 2016. 5411–5420.
- Almeida, João. «LGCIV2046 - Earthquake engineering.» Louvain-la-Neuve: UCLouvain, 2020.
- Balawi, Shadi, Owais Shahid, et Mohammad Al Mulla. «Similitude and Scaling Laws - Static and dynamic behaviour beams and plates.» *Procedia Engineering, Elsevier*, 2015: 330-337.
- Belgin, C M, et S Sener. «Size effect on failure of overreinforced concrete beams.» *Engineering Fracture Mechanics, Elsevier*, 2008: 2308–2319.
- Bett, Bart J., et al. *Behavior of strengthened and repaired reinforced concrete columns under cyclic deformation*. Report on Research Project, University of Texas at Austin : Ferguson Structural Engineering Laboratory, Department of Civil Engineering, 1985.
- Bisch, P, et al. *Eurocode 8 : Seismic Design of Buildings Worked Example*. JRC Scientific and Technical Reports, European Commission : Joint Research Center (JRC), 2012.
- Cap, Jean-François. «LGCIV 1032 - Structures en béton armé.» Louvain-la-Neuve: Université Catholique de Louvain, 2018.
- Casaburo, Alessandro, et al. «A Review of Similitude Methods for Structural Engineering.» *Applied Mechanics Reviews, ASME*, May 2019.
- CEN. «Eurocode 2: Design of concrete structure - Part 1-1: General rules and rules for buildings.» *EN-1992-1-1*. CEN : European comitee for standardization, December 2003.
- . «Eurocode 8 : Design of structures for earthquake resistance - Part 1 : General rules, seismic actions and rules for buildings.» *EN 1998-1*. CEN : European Comitee for standardization, December 2004.
- CERIB. «Innovation - Bibliothèque des rapports, études et recherche.» *Guide de bonne pratique des essais de compression sur éprouvettes*. Fevrier 2006. <https://www.cerib.com/rapport/2006/> (accès le Juillet 12, 2020).
- Coutinho, Cristiano P, A. J Baptista, et J Dias Rodrigues. «Modular Approach to Structural Similitude.» *International Journal of Mechanical Sciences 135*, 2018: 294–312.
- Coutinho, Cristiano P., et al. «Reduced scale models based on similitude theory : A review up to 2015.» *Engineering Structures 119, Elsevier*, April 2016: 81-94.
- cstc.be. «Note d'Information techntique 260 : Le ferrailage du béton.» Bruxelles: Centre Scientifique et Technique de la Construction, Mars 2017.

- Dayez, Matthieu, et Timothée Mennig. *Résistance à l'impact vertical de colonnes en béton armé soumises à un effondrement progressif*. TFE, Louvain-la-Neuve: UCLouvain, 2020.
- Doneux, Catherine, et Olivier Vassart. «LG CIV2033- Steel and Composite Steel-Concrete Structures.» Louvain-la-Neuve: Université Catholique de Louvain, 2019.
- Fardis, Michael. *Seismic design, assesment and retrofitting of concrete buildings, based on EN-Eurocode 8*. Springer, 2009.
- Febelcem. «Fiche technique : Comment prescrire un béton?» Bruxelles: J.P. Jacobs, Fédération de l'Industrie cimentière Belge asbl, www.febelcem.be, Juillet 2005.
- Harris, Harry G., et Gajanan M. Sabnis. *Structural Modeling and Experimental Techniques, 2nd edition*. Boca Raton, Florida: CRC Press, 1999.
- Herrezeel, Tristan, et Fabrice Rigot. *Dimensionnement parasismique et performance de voiles en béton armé contenant des armatures en alliage à mémoire de forme*. TFE, Louvain-la-Neuve: UCLouvain, 2019.
- Inter-Beton. *Infos techniques/ Beton Benor*. 2020. <https://www.interbeton.be/fr/beton-benor> (accès le Mai 6, 2020).
- Kim, Nam-Sik, Young-Hak Kwak, et Sung-Pil Chang. «Modified Similitude Law for Pseudodynamic Test on Small-scale Steel Models.» *Earthquake Eng. Society of Korea, Vol. 7*, 2004: 49-57.
- Kim, W, A El-Attar, et R N White. *Small-scale modeling techniques for reinforced concrete structures under seismic loads*. Technical report, Cornell University, Ithaca, New York: Department of Structural Engineering School of Civil and Environmental Engineering, 1988.
- Kinoshita, Koji, et Shogo Yamamoto. «Analyses of RC columns in a variety of size.» *Procedia Engineering, Elsevier*, 2015: 1114-1120.
- Knappett, J A, et al. «Small-Scale Modeling of Reinforced Concrete Structural Elements for Use in a Geotechnical Centrifuge.» *Journal of structural engineering, ASCE*, 2011: 1263-1271.
- Kunnath, S K, et al. *Cumulative Seismic Damage of Reinforced Concrete Bridge Piers*. Technical Report, Buffalo, New York: National Center for Earthquake engineering research, 1997.
- Laefer, Debra F., et Aykut Erkal. «Selection, production and testing of scaled reinforced concrete models and their components.» *Construction and Building Materials, Elsevier*, 2016: 398-409.
- Lam, S.S.E. «Drift Capacity of Rectangular Reinforced Concrete Columns with Low Lateral Confinement and High-Axial Load.» *Journal of Structural Engineering, ASCE*, June 2003: 733-742.
- Langhaar, Henry L. *Dimensionless analysis and theory of models*. New-York: John, 1951.
- Lirola, Juan M, et al. «A review on experimental research using scale models for buildings : Application and methodologies.» *Energy and Buildings, Elsevier*, March 2017: 72-110.
- Litle, William A, et Mario Paparoni. «Size Effect in Small-Scale Models of Reinforced Concrete Beams.» *Journal of the American Concrete Institute*, November 1966.
- Lu, Y, et al. «Reinforced concrete scaled columns under cyclic action.» *Soil dynamics and Earthquake Engineering 18, Elsevier*, August 1998: 151-167.

- Luo, Zhong, You Wang, Yunpeng Zhu, Xueyan Zhao, et Deyou Wang. «The Similitude Design Method of Thin-Walled Annular Plates and Determination of Structural Size Intervals.» *Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part C: Journal of Mechanical Engineering Science*, 2015: 2158-2168.
- Moncraz, Piotr D, et Helmut Krawinkler. *Theory and Application of Experimental Model Analysis in Earthquake Engineering*. Report on a Research Project, Department of Civil and Environmental Engineering, Stanford University: Blume Earthquake Engineering Center, 1981.
- Nemecek, J, et Z Bittnar. «Experimental investigation and numerical simulation of post-peak behavior and size effect of reinforced concrete columns.» *Materials and Structure*, April 2004: 161-169.
- Ohtaki, Takeshi. «An Experimental Study on Scale Effects in Shear Failure of Reinforced Concrete Columns.» *12 WCEE 2000*. Auckland, New Zeland, 2000. 2181-2186.
- Paultre, P., et F. Légeron. «Confinement Reinforcement Design for Reinforced Concrete Columns.» *Journal of Structural Engineering*, May 2008: 738-749.
- Saatcioglu, Murat, et Salim R. Razvi. «Strength and Ductility of Confined Concrete.» *Journal of Structural Engineering*, 6 June 1992: 1590-1607.
- Sciume, Giuseppe. «Thermo-hygro-chemo-mechanical model of concrete at early ages and its extension to tumor growth numerical analysis.» PhD Thesis, Ecole Normale Supérieure de Cachan et Université de Padoue, 2013.
- Simitses, George. J, J. H Starnes Jr, et J Rezaeepazhand. «Structural Similitude and Scaling Laws for Plates and Shells: A Review.» *Proceedings of the 41st AIAA/ASME/ASCE/AHS/ASC Structures, Structural Dynamics, and Materials Conference and Exhibit, vol. 1*, 2000: 393-403.
- Simitses, George. J., et Jalil. Rezaeepazhand. *Structural similitude and scaling laws for laminated beam-plates*. Technical Report (NAG-1-1280), Hampton, Virginia: NASA Langley Research Center, 1992.
- Soarez Frazao, Sandra. «LGCIV1051 - Hydraulique.» Louvain-la-Neuve: Université Catholique de Louvain, 2017.
- Steinmetz, Martin, et Thomas Wyckmans. *Conception d'un dispositif expérimental pour des essais cycliques d'unités à grande échelle au LEMSC*. TFE, Louvain-la-Neuve: UCLouvain, 2019.
- Szucs, Ervin. *Similitude and modeling*. New-York: Elsevier, 1980.
- Taylor, Andrew W, et al. «A Summary of Cyclic Lateral Load Tests on Rectangular Reinforced Concrete Columns.» Gaithersburg, Maryland: National Institute of Standards and Technology, January 1997.
- Wikipédia. *Ecrouissage*. dernière modification 29 mai 2020. <https://fr.wikipedia.org/wiki/%C3%89crouissage> (accès le Aout 13, 2020).

i. Table des abréviations, indices et symboles

-	A_c :	[m ²]	Aire de béton
-	A_{dbw} :	[m ²]	Aire de l'acier transversal
-	A_s :	[m ²]	Aire d'acier
-	c :	[mm]	Enrobage des armatures
-	d :	[mm]	hauteur utile de la section de béton
-	d_{bl} :	[mm]	Diamètre des armatures longitudinales
-	d_{bw} :	[mm]	diamètre des armatures transversales
-	D_{max} :	[mm]	Diamètre du plus gros granulat dans le béton (granulométrie)
-	f_c :	[MPa]	Résistance à la compression du béton
-	f_{cc} :	[MPa]	Résistance à la compression du béton confiné
-	F_c :	[N]	Effort repris par le béton
-	f_{cm} :	[MPa]	Résistance moyenne du béton
-	F_s :	[N]	Effort repris par l'acier
-	f_t :	[MPa]	Résistance maximale à la traction
-	f_y :	[MPa]	Limite d'élasticité
-	f_{yd} :	[MPa]	Limite élastique de l'acier
-	$f_{w,yd}$:	[MPa]	Limite élastique de l'acier des étriers
-	h_c :	[mm]	Hauteur comprimée
-	l_c :	[mm]	Longueur de la région critique
-	LS :	[-]	Load stage ou stade de chargement
-	M :	[kNm]	Moment fléchissant
-	M_{Rd} :	[kNm]	Moment résistant
-	N :	[kN]	Effort normal
-	$s_{w,c}$:	[mm]	Espacement des étriers dans la région critique
-	$s_{w,nc}$:	[mm]	Espacement des étriers dans la région non-critique
-	V :	[kN]	Effort tranchant
-	V_{Ed} :	[kN]	Effort tranchant appliqué
-	V_{Rd} :	[kN]	Effort tranchant résistant
-	Z :	[mm]	Bras de levier
-	γ :	[mm ⁻¹]	Courbure
-	Δy :	[-]	Ductilité de déplacement
-	ϵ_{c1} :	[- ou %]	Taux de déformation du béton à effort maximal
-	ϵ_{cc1} :	[- ou %]	Taux de déformation du béton confiné à l'effort maximal
-	ϵ_{cu} :	[- ou %]	Taux de déformation du béton à la rupture
-	ϵ_{ccu} :	[- ou %]	Taux de déformation du béton confiné à la rupture
-	ϵ_y :	[- ou %]	Taux de déformation de l'acier à la limite élastique
-	η	[mm]	Elongation verticale
-	λ :	[-]	Facteur d'échelle
-	$v_{Rd,c}$:	[-]	Paramètre pour le calcul de l'effort tranchant résistant sans armatures
-	ρ_i :	[- ou %]	Taux de renforcement longitudinal
-	$\rho_{w,c}$:	[- ou %]	Taux de renforcement transversal dans la région critique
-	$\rho_{w,nc}$:	[- ou %]	Taux de renforcement transversal dans la région non-critique
-	ϕ :	[mm]	Diamètre

ii. Table des Figures

Figure 1 - Effets d'échelle pour un facteur de 1:2	7
Figure 2 - Relation entre la difficulté d'un projet et le cout de son étude (Lirola et al 2017, Fig 1)	9
Figure 3 - Prédiction du comportement structurel d'un prototype, basé sur les résultats expérimentaux d'un modèle à l'échelle (Coutinho, Baptista et Dias Rodrigues 2018, Fig 1, traduite)	10
Figure 4 - Courbe σ - ϵ pour le modèle et le prototype dans le cas d'une similarité complète (Harris et Sabnis 1999, Fig 2.4),	18
Figure 5 - Comportement en flexion d'un élément en béton armé (Cap 2018, pg 206)	22
Figure 6 - Courbes contraintes-déformations: béton, agrégats et pâte de ciment (Sciume 2013, Fig 2.12)	24
Figure 7 - Courbes contraintes-déformations: béton et micro-béton (Kim, El-Attar et White 1988, Fig. 2.7)	24
Figure 8 - Comportement en compression de béton et de micro-béton ayant une même résistance en traction (Lu et al. 1998, Fig. 2a)	25
Figure 9 - Courbes contrainte-déformation de plusieurs barres d'armatures (Lu et al. 1998, Fig 2b) ..	27
Figure 10 - Principes de l'interaction béton-acier (Moncraz et Krawinkler 1981, Fig. 7.26)	28
Figure 11 - Dispositif expérimental : Schéma des trois tailles de colonnes	29
Figure 12 - Vue du haut de la colonne 1:1	32
Figure 13 - Vue 3D de la colonne 1:1	32
Figure 14 - Placement des armatures longitudinales et transversales	32
Figure 15 - Diagrammes des forces, du moment fléchissant (M), de l'effort tranchant (V) et de l'effort normal (N)	39
Figure 16 - Déformée de la colonne	39
Figure 17 - Schéma de la Méthode « Stress Block »	40
Figure 18 - Diagramme d'interaction pour la colonne 1:1	42
Figure 19 - Etats de déformation et taux de déformation associé pour l'acier et le béton (Cap 2018). 42	42
Figure 20 - Résistance sans armatures d'effort tranchant : Valeur de $v_{Rd,c}$ en fonction du pourcentage d'armatures longitudinales (Cap 2018)	44
Figure 21 - Enveloppe du graphe force-déplacement converti, colonnes 3:4	47
Figure 22 - Enveloppe du graphe force-déplacement converti, colonnes 1:2	47
Figure 23 - Courbes contraintes déformation: Barres d'armatures BE500S de différents diamètres ...	52
Figure 24 - Courbes contraintes-déformations: béton confiné et non-confiné (Paultre et Légeron 2008, Fig. 1)	53
Figure 25 - Contraintes sur un élément de béton confiné (Herrezeel et Rigot 2019, Figure 4.12)	54
Figure 26 - Coffrage en bois et ferrailage	55
Figure 27 - Coffrage en bois baké et ferrailage	56
Figure 28 - Réserve dans le coffrage (tubes en PVC)	56
Figure 29 - Détails de l'écarteur	57
Figure 30 - Ecarteurs sur les armatures longitudinales : Colonnes 1:2	57
Figure 31 - Ecarteurs sur les étriers : Colonnes 1:1 et 3:4	57
Figure 32 - Test au cône d'Abrams - Béton $D_{max}=16mm$	58
Figure 33 - Test au cône d'Abrams - Béton $D_{max}=8mm$	58
Figure 34 - Bétonnage horizontal	59
Figure 35 - Soulèvement des colonnes pour le décoffrage	60
Figure 36 - C.3B : Les 3 ancrs pour le décoffrage en rouge	60
Figure 37 - Basculement des colonnes : Position horizontale (coulage du béton) à verticale (test)	60
Figure 38 - Position des 2 tiges M27 pour le déplacement	60

Figure 39 - Cisaillement dans les tiges filetées en phase de déplacement.....	61
Figure 40 - Force de compression sur le béton en phase de déplacement.....	62
Figure 41 - Force de traction sur la colonne en phase de déplacement.....	63
Figure 42 – Dispositif expérimental, vue globale.....	64
Figure 43 - Dispositif expérimental, vue de haut.....	65
Figure 44 - Dispositif expérimental, vue de face	65
Figure 45 - Dispositif expérimental réel.....	65
Figure 46 - Réservations pour les Dywidags (en vert), Plan: colonnes 1:1: Unités [mm].....	66
Figure 47 - Dispositif expérimental C.1A&B avec Dywidag pour l’ancrage en vert.....	66
Figure 48 - Protocole de chargement jusqu'à la rupture.....	67
Figure 49 - Plans pour le placement des LVDTs, vue de côté - Unités [mm]	68
Figure 50 - Détails du socle et de la rallonge : LVDT 25mm haut	69
Figure 51 - LVDTs placés sur la colonne	69
Figure 52 - Détail du placement des LVDTs en base de colonne	69
Figure 53 - Calcul de la courbure grâce aux LVDTs.....	70
Figure 54 - Potentiomètre trop proche de la colonne, apparition d'un angle (colonne C1A)	71
Figure 55 - Potentiomètre placé à 2,8m de la colonne	71
Figure 56 - Face de la colonne pour les mesures de la DIC	72
Figure 57 – Inclinomètre.	73
Figure 58 - Mesure d'angle (θ) par l'inclinomètre.	73
Figure 59 - Mitutoyo pour le glissement de la base.	74
Figure 60 - Mitutoyo pour le soulèvement de la base	74
Figure 61 - Dispositif expérimental vu du haut.....	75
Figure 62 – Fissuration horizontale de la colonne C1A au LS1	76
Figure 63 – Fissuration horizontale de la colonne C1A au LS2	76
Figure 64 - Fissuration horizontale de la colonne C1A au LS33	76
Figure 65 - Apparition de splitting crack dans la zone tendue à gauche au LS16 pour la colonne C1A. 77	
Figure 66 - Apparition de splitting crack dans la zone tendue à droite au LS13 pour la colonne C1A... 77	
Figure 67 - Fissures verticales de compression sur la face latérale gauche de la colonne C1A au LS25 77	
Figure 68 - Fissures verticales de compression sur la face latérale droite de la colonne C1A au LS32.. 77	
Figure 69 - Développement des fissures pour chaque colonne à la fin du LS33	78
Figure 70 - Schéma explicatif du moment de flexion créé	80
Figure 71 - Courbe d'hystérésis force - déplacement des colonnes C1A.....	83
Figure 72 - Rupture des armatures colonne C1A.....	84
Figure 73 - Ecrasement du béton colonne C1A	84
Figure 74 - Courbe d'hystérésis force - déplacement des colonnes C1B.....	84
Figure 75 - Ecrasement du béton colonne C1B	85
Figure 76 - Rupture des armatures colonne C1B.....	85
Figure 77 - Enveloppes des colonnes C1A et C1B.....	85
Figure 78 - Courbe d'hystérésis force - déplacement de la colonne C2A	86
Figure 79 - Ferrailage de la colonne C2A	86
Figure 80 - Ecrasement du béton C2A.....	87
Figure 81 - Rupture des armatures colonne C2A.....	87
Figure 82 - Courbe d'hystérésis force - déplacement de la colonne C2B	88
Figure 83 - Rupture des armatures colonne C2B.....	89
Figure 84 - Ecrasement du béton colonne C2B	89
Figure 85 - Courbe d'hystérésis force - déplacement de la colonne C2C	89
Figure 86 - Rupture des armatures colonne C2C.....	90

Figure 87 - Ecrasement du béton colonne C2C	90
Figure 88 - Enveloppes des courbes converties des colonnes C1 et C2 pour le premier cycle de chaque palier de ductilité	92
Figure 89 - Enveloppes des courbes converties des colonnes C1 et C2 pour le premier cycle de chaque palier de ductilité (avec facteur de correction d'Abrams)	93
Figure 90 - Ferrailage de la colonne C3A	94
Figure 91 - Courbe d'hystérésis force - déplacement de la colonne C3A	94
Figure 92 - Rupture des armatures colonne C3A.....	95
Figure 93 – Ecrasement du béton colonne C3A	95
Figure 94 - Courbe d'hystérésis force - déplacement de la colonne C3B	95
Figure 95 - Rupture des armatures colonnes C3B	96
Figure 96 - Ecrasement du béton colonne C3B	96
Figure 97 - Courbe d'hystérésis force - déplacement de la colonne C3C	97
Figure 98 - Rupture des armatures colonne C3C.....	98
Figure 99 - Ecrasement du béton colonne C3C	98
Figure 100 - Enveloppes des courbes converties des colonnes C1 et C3 pour le premier cycle de chaque palier de ductilité	99
Figure 101 - Enveloppes des courbes converties des colonnes C1 et C3 pour le premier cycle de chaque palier de ductilité (avec facteur de correction d'Abrams)	100
Figure 102 - Valeurs M et N pour les états de déformation : Colonnes 1:1	119
Figure 103 - C.2A : Valeurs M et N pour chaque état de déformation	119
Figure 104 - C.2A : Diagramme d'interaction	119
Figure 105 - C.2B et C.2C : Valeurs de M et N pour chaque état de déformation	120
Figure 106 - C.2B et C.2C : Diagramme d'interaction	120
Figure 107 - C.3A : Diagramme d'interaction	120
Figure 108 - C.3A: Valeurs de M et de N pour chaque état de déformation	120
Figure 109 - C.3B et C.3C : Valeurs de M et N pour les états de déformation.....	121
Figure 110 - C.3B et C.3C :Diagramme d'interaction	121
Figure 111 - Courbe force-déplacement colonne C2A (SeismoStruct)	121
Figure 112 - Courbe force-déplacement colonnes C1A/C1B (SeismoStruct).....	121
Figure 113 - Courbe force-déplacement colonne C3C (SeismoStruct)	122
Figure 114 - Courbe force-déplacement colonne C3B (SeismoStruct)	122
Figure 115 - Courbe force-déplacement colonne C3A (SeismoStruct)	122
Figure 116 - Courbe force-déplacement colonne C2C (SeismoStruct)	122
Figure 117 - Courbe force-déplacement colonne C2B (SeismoStruct)	122
Figure 118 - C.1A : Protocole de chargement et déplacement à la rupture.....	124
Figure 119 - C.1A: Graphe force-déplacement jusqu'à la rupture.....	124
Figure 120 - C.1A: Graphe force-déplacement (zoom sur la partie cyclique).....	125
Figure 121 - C.1A: Evolution de l'élongation de la colonne en fonction du déplacement horizontal..	125
Figure 122 - C.1A: Evolution de la courbure en fonction de la hauteur, faibles dérives latérales.	126
Figure 123 - C.1A: Evolution de la courbure en fonction de la hauteur, grandes dérives latérales.....	126
Figure 124 - C.1A: Graphe de la courbure à la base en fonction du moment en base de colonne	126
Figure 125 - C.1B : Protocole de chargement et déplacement à la rupture	129
Figure 126 - C.1B: Graphe force-déplacement jusqu'à la rupture	129
Figure 127 - C.1B: Graphe force-déplacement (zoom sur la partie cyclique).....	130
Figure 128 - C.1B: Evolution de l'élongation de la colonne en fonction du déplacement horizontal..	130
Figure 129 - C.1B: Evolution de la courbure en fonction de la hauteur, faibles dérives latérales	131
Figure 130 - C.1B: Evolution de la courbure en fonction de la hauteur, grandes dérives latérales.....	131

Figure 131 - C.1B: Graphe de la courbure à la base en fonction du moment en base de colonne.....	131
Figure 132 - C.2A : Protocole de chargement et déplacement à la rupture.....	133
Figure 133 - C.2A: Graphe force-déplacement jusqu'à la rupture.....	133
Figure 134 - C.2A: Graphe force-déplacement (zoom sur la partie cyclique).....	134
Figure 135 - C.2A: Evolution de l'élongation de la colonne en fonction du déplacement horizontal. .	134
Figure 136 - C.2A: Evolution de la courbure en fonction de la hauteur, faibles dérives latérales.	135
Figure 137 - C.2A: Evolution de la courbure en fonction de la hauteur, grandes dérives latérales.....	135
Figure 138 - C.2A: Graphe de la courbure à la base en fonction du moment en base de colonne.	135
Figure 139 - C.2B : Protocole de chargement et déplacement à la rupture	137
Figure 140 - C.2B: Graphe force-déplacement jusqu'à la rupture	137
Figure 141 - C.2B: Graphe force-déplacement (zoom sur la partie cyclique).	138
Figure 142 - C.2B: Evolution de l'élongation de la colonne en fonction du déplacement horizontal. .	138
Figure 143 - C.2B: Evolution de la courbure en fonction de la hauteur, faibles dérives latérales.	139
Figure 144 - C.2B: Evolution de la courbure en fonction de la hauteur, grandes dérives latérales.....	139
Figure 145 - C.2B: Graphe de la courbure à la base en fonction du moment en base de colonne.....	139
Figure 146 - C.2C : Protocole de chargement et déplacement à la rupture	141
Figure 147 - C.2C: Graphe force-déplacement jusqu'à la rupture	141
Figure 148 - C.2C: Graphe force-déplacement (zoom sur la partie cyclique).	142
Figure 149 - C.2C: Evolution de l'élongation de la colonne en fonction du déplacement horizontal. .	142
Figure 150 - C.2C: Evolution de la courbure en fonction de la hauteur, faibles dérives latérales.	143
Figure 151 - C.2C: Evolution de la courbure en fonction de la hauteur, grandes dérives latérales.....	143
Figure 152 - C.2C: Graphe de la courbure à la base en fonction du moment en base de colonne.....	143
Figure 153 - C.3A : Protocole de chargement et déplacement à la rupture.....	145
Figure 154 - C.3A: Graphe force-déplacement jusqu'à la rupture.....	145
Figure 155 - C.3A: Graphe force-déplacement (zoom sur la partie cyclique).....	146
Figure 156 - C.3A: Evolution de l'élongation de la colonne en fonction du déplacement horizontal. .	146
Figure 157 - C.3A: Evolution de la courbure en fonction de la hauteur, faibles dérives latérales.	147
Figure 158 - C.3A: Evolution de la courbure en fonction de la hauteur, grandes dérives latérales.....	147
Figure 159 - C.3A: Graphe de la courbure à la base en fonction du moment en base de colonne.	147
Figure 160 - C.3B : Protocole de chargement et déplacement à la rupture.....	149
Figure 161 - C.3B: Graphe force-déplacement jusqu'à la rupture.....	149
Figure 162 - C.3B: Graphe force-déplacement (zoom sur la partie cyclique).	150
Figure 163 - C.3B: Evolution de l'élongation de la colonne en fonction du déplacement horizontal. .	150
Figure 164 - C.3B: Evolution de la courbure en fonction de la hauteur, faibles dérives latérales.	151
Figure 165 - C.3B: Evolution de la courbure en fonction de la hauteur, grandes dérives latérales.....	151
Figure 166 - C.3B: Graphe de la courbure à la base en fonction du moment en base de colonne.....	151
Figure 167 - C.3C : Protocole de chargement et déplacement à la rupture.....	153
Figure 168 - C.3C: Graphe force-déplacement jusqu'à la rupture.....	153
Figure 169 - C.3C: Graphe force-déplacement (zoom sur la partie cyclique).	154
Figure 170 - C.3C: Evolution de l'élongation de la colonne en fonction du déplacement horizontal. .	154
Figure 171 - C.3C: Evolution de la courbure en fonction de la hauteur, faibles dérives latérales.	155
Figure 172 - C.3C: Evolution de la courbure en fonction de la hauteur, grandes dérives latérales.....	155
Figure 173 - C.3C: Graphe de la courbure à la base en fonction du moment en base de colonne.....	155
Figure 174 - Face avant C1B au LS32	157
Figure 175 - Face avant C2B au LS32	157
Figure 176 - Face avant C1A au LS32	157
Figure 177 - Face avant C2A au LS32	157
Figure 178 - Face avant C2C au LS32	158

Figure 179 - Face avant C3B au LS32.....	158
Figure 180 - Face avant C3A au LS32.....	158
Figure 181 - Face avant C3C au LS32.....	158
Figure 182 - Fissures verticales de compression sur la face latérale droite de la colonne C1A au LS31	159
Figure 183 - Fissures verticales de compression sur la face latérale gauche de la colonne C1A au LS32	159
Figure 184 - Fissures verticales de compression sur la face latérale gauche de la colonne C1B au LS32	159
Figure 185 - Fissures verticales de compression sur la face latérale droite de la colonne C1B au LS31	159
Figure 186 - Fissures verticales de compression sur la face latérale gauche de la colonne C2A au LS32	159
Figure 187 - Fissures verticales de compression sur la face latérale droite de la colonne C2A au LS31	159
Figure 188 - Fissures verticales de compression sur la face latérale droite de la colonne C2B au LS31	160
Figure 189 - Fissures verticales de compression sur la face latérale gauche de la colonne C2B au LS32	160
Figure 190 - Fissures verticales de compression sur la face latérale gauche de la colonne C2C au LS32	160
Figure 191 - Fissures verticales de compression sur la face latérale droite de la colonne C2C au LS31	160
Figure 192 - Fissures verticales de compression sur la face latérale gauche de la colonne C3A au LS32	160
Figure 193 - Fissures verticales de compression sur la face latérale droite de la colonne C3A au LS31	160
Figure 194 - Fissures verticales de compression sur la face latérale droite de la colonne C3B au LS31	161
Figure 195 - Fissures verticales de compression sur la face latérale gauche de la colonne C3B au LS32	161
Figure 196 - Fissures verticales de compression sur la face latérale droite de la colonne C3C au LS31	161
Figure 197 - Fissures verticales de compression sur la face latérale gauche de la colonne C3C au LS32	161
Figure 198 - Fissuration à la base de la colonne C1A lors de la rupture (LS35)	162
Figure 199 - Fissuration à la base de la colonne C1B lors de la rupture (LS35)	162
Figure 200 - Fissuration à la base de la colonne C2B lors de la rupture (LS35)	162
Figure 201 - Fissuration à la base de la colonne C2A lors de la rupture (LS35)	162
Figure 202 - Fissuration à la base de la colonne C2C lors de la rupture (LS35)	163
Figure 203 - Fissuration à la base de la colonne C3A lors de la rupture (LS35)	163
Figure 204 - Fissuration à la base de la colonne C3B lors de la rupture (LS35)	163
Figure 205 - Fissuration à la base de la colonne C3C lors de la rupture (LS35)	163
Figure 206 - Courbe d'hystérésis force-déplacement zoomé sur la partie cyclique (C1A)	165
Figure 207 - Courbe d'hystérésis force-déplacement zoomé sur la partie cyclique (C1B)	165
Figure 208 - Courbe d'hystérésis force-déplacement converti zoomé sur la partie cyclique (C2A)	166
Figure 209 - Courbe d'hystérésis force-déplacement converti zoomé sur la partie cyclique (C2B)	166
Figure 210 - Courbe d'hystérésis force-déplacement converti zoomé sur la partie cyclique (C2C)	167

Figure 211 - Courbe d'hystérésis force-déplacement converti zoomé sur la partie cyclique (C3A)	167
Figure 212 - Courbe d'hystérésis force-déplacement converti zoomé sur la partie cyclique (C3B)	168
Figure 213 - Courbe d'hystérésis force-déplacement converti zoomé sur la partie cyclique (C3C)	168

iii. Table des Tableaux

Tableau 1 – Dimensions de grandeurs physiques et correspondance dans le SI.....	12
Tableau 2 - Lois de similitude conventionnelles	20
Tableau 3- Récapitulatif de la composition des bétons des modèles dans différents articles	23
Tableau 4 - Résumé des dimensions et de la composition des colonnes	38
Tableau 5 - Valeurs des résistances sans armatures d'effort tranchant, colonnes 3:4 et 1:2	45
Tableau 6 - Forces résistantes maximales positives et négatives (Seismostruct et analytiques).....	46
Tableau 7 - Métré du programme expérimental	48
Tableau 8 - Résistances moyennes à la compression des échantillons de béton	50
Tableau 9 - Résultats des essais de fendage et résistances moyennes en traction des échantillons	51
Tableau 10 - Critères pour la classification des aciers (barres de renforcement).....	52
Tableau 11 - Valeurs moyenne des paramètres mécaniques des armatures testées en traction	53
Tableau 12 - Résistance à la traction des colonnes 1:2 et 3:4, en phase de déplacement.....	63
Tableau 13 - Valeur des ductilités de déplacement Δy pour chaque type de colonne	67
Tableau 14 - Recensement des LS d'apparition des premières splitting cracks.....	77
Tableau 15 - Recensement des LS d'apparition des premières fissures de compression	78
Tableau 16 - Évolution du nombre de fissures pour chaque colonne au cours du test.....	79
Tableau 17 - Facteurs d'échelle	82
Tableau 18 - Résumé des valeurs particulières de force et déplacement pour les colonnes C1 et C2..	91
Tableau 19 - Résumé des valeurs particulières de force et déplacement pour les colonnes C1 et C3..	98
Tableau 20 - Pourcentages de renforcement dans divers programmes expérimentaux.....	118
Tableau 21 - Résistance à la compression des échantillons	123
Tableau 22 - Résultats des essais de fendage pour les échantillons testés	123
Tableau 23 - Paramètres mécaniques de chaque échantillon d'acier soumis à la traction	123
Tableau 24 - C.1A: Valeurs particulières de forces et déplacements.	125
Tableau 25 - C.1A: Ouverture des fissures principales	127
Tableau 26 - C.1B: Valeurs particulières de forces et déplacements.....	130
Tableau 27 - C.1B: Ouverture des fissures principales	132
Tableau 28 - C.2A: Valeurs particulières de forces et déplacements.	134
Tableau 29 - C.2A: Ouverture des fissures principales	136
Tableau 30 - C.2B: Valeurs particulières de forces et déplacements.....	138
Tableau 31 - C.2B: Ouverture des fissures principales.	140
Tableau 32 - C.2C: Valeurs particulières de forces et déplacements.....	142
Tableau 33 - C.2C: Ouverture des fissures principales.	144
Tableau 34 - C.3A: Valeurs particulières de forces et déplacements.	146
Tableau 35 - C.3A: Ouverture des fissures principales.	148
Tableau 36 - C.3B: Valeurs particulières de forces et déplacements.....	150
Tableau 37 - C.3B: Ouverture des fissures principales.	152
Tableau 38 - C.3C: Valeurs particulières de forces et déplacements.....	154
Tableau 39 - C.3C: Ouverture des fissures principales.	156
Tableau 40 - Ouvertures des fissures pour au LS31 et au LS32	164

UNIVERSITÉ CATHOLIQUE DE LOUVAIN
École polytechnique de Louvain

Rue Archimède, 1 bte L6.11.01, 1348 Louvain-la-Neuve, Belgique | www.uclouvain.be/epl