



HAL
open science

Simulation du comportement de structures "steel-concrete-steel" sous chargement mécanique

Robine Calixte

► **To cite this version:**

Robine Calixte. Simulation du comportement de structures "steel-concrete-steel" sous chargement mécanique. Génie civil. Université de Nanterre - Paris X, 2021. Français. NNT : 2021PA100094 . tel-03654133

HAL Id: tel-03654133

<https://theses.hal.science/tel-03654133v1>

Submitted on 28 Apr 2022

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

Membre de l'université Paris Lumières

Robine CALIXTE

Simulation du comportement de structures " Steel-Concrete-Steel " sous chargement mécanique

Thèse présentée et soutenue publiquement le 13 octobre 2021
en vue de l'obtention du doctorat de Génie informatique, mécanique, génie civil de
l'Université Paris Nanterre
sous la direction de M. Luc DAVENNE (Université Paris Nanterre)
et de M. Ludovic JASON

Jury :

Rapporteur :	M. Frédéric RAGUENEAU	Professeur des Universités, ENS Paris Saclay
Rapporteur :	M. Mohammed HJIAJ	Professeur des Universités, INSA Rennes
Membre du jury :	M. Frédéric DUFOUR	Professeur des Universités, Grenoble INP-Ense3
Membre du jury :	M. Cédric GIRY	Maitre de conférences, ENS Paris Saclay
Membre du jury :	Mme Sylvie MICHEL-PONNELLE	Ingénieure Docteure, EDF R&D
Membre du jury :	M. Ludovic JASON	Ingénieur Chercheur HDR, CEA Saclay, Co-directeur de thèse
Membre du jury :	M. Luc DAVENNE	Professeur des Universités, Université Paris Nanterre, Co-directeur de thèse
Invité :	M. Julien NIEPCERON	Ingénieur, EDF DT

À ma mère, mon roc, ma force et ma raison...

SIMULATION DU COMPORTEMENT DE STRUCTURES « STEEL – CONCRETE – STEEL » SOUS CHARGEMENT MECANIQUE

RESUME

Les structures « Steel-Concrete-Steel » (SCS) sont des structures composites combinant des plaques d'acier et un cœur de béton à l'aide d'un système de connexion. Leur fortes résistance, rigidité, durabilité, étanchéité et leur modularité en font un choix de structure de plus en plus concurrentiel pour la construction d'immeubles de grande hauteur, des tunnels submergés ou encore dans le domaine du nucléaire. Pour permettre leur utilisation et afin de mieux comprendre, caractériser et prédire leurs comportements, des études numériques sont réalisées. Ces travaux présentent une méthodologie fine de modélisation des structures SCS. La stratégie développée permet entre autres, de reproduire finement la réponse du béton autour des connecteurs, zone dans laquelle ce matériaux subit d'importantes sollicitations de compression et cisaillement localisées, ainsi que le cisaillement des connecteurs, l'un des phénomènes à l'origine de la ruine de la zone de connexion. Appliquée dans un premier temps à des essais push-out, puis à des poutres SCS en flexion, ces modélisations permettent d'observer les variations de comportement observables entre des structures SCS à action composite complète et partielle. À partir de cette modélisation fine, une stratégie de modélisation simplifiée est également développée et appliquée à l'étude de jonction d'ossature SCS. Cette étude permet d'analyser la réponse et d'identifier les points faibles de ce type de structure complexe.

Mots-clés :

Structures composite Steel-Concrete-Steel, poutres SCS, jonction d'ossature SCS, essai push-out, degré d'interaction, action composite complète, action composite partielle, modélisations numériques

MODELLING OF THE BEHAVIOR OF « STEEL – CONCRETE – STEEL » STRUCTURES UNDER MECHANICAL LOAD

ABSTRACT

Steel-Concrete-Steel (SCS) structures are sandwich composite structures combining steel plates and a concrete core through a connection system. Their high strength, stiffness, durability, sustainability and modularity make them an increasingly competitive choice of structure for the construction of high-rise buildings, submerged tunnels or even in the nuclear field. To enable their use and to better understand, characterize and predict their behavior, numerical studies are conducted. This work presents a refined methodology to modelling SCS structures. The developed strategy allows, among other, to finely reproduce the response of the concrete around the connectors, an area in which this material is exposed to significant localized compression and shear stresses, as well as the shear behavior of the connectors, one of the phenomena at the origin of the failure of the connection system. Applied first to a push-out test, then to SCS beams in bending, these modelling allow to observe the variations of behavior that can be seen between full and partial composite action SCS structures. Based on this refined modelling, a simplified modelling strategy is also developed and applied to the study of SCS structural connection. This study allows to analyze the response and to identify the weak points of this type of complex structure.

Keywords:

Steel-Concrete-Steel composite structures, SCS beams, SCS structural connection, push-out test, composite action degree, full composite action, partial composite action, numerical modelling

REMERCIEMENTS

Et c'est la fin de cette aventure... non de cette épopée ! Ces trois années ont été ponctuées de nombreux hauts et bas, de difficultés et de réussites. Et c'est pourquoi, j'en suis à la fois triste et heureuse. Triste, car j'ai apprécié chaque minute à travailler sur ce sujet et dans ce laboratoire. Mais heureuse car c'est aussi l'aboutissement d'un long chemin. Je tiens donc à remercier tous ceux qui m'ont aidé dans ce projet.

Dans un premier temps, je tiens à remercier Frédéric Ragueneau et Mohammed Hjjaj, mes deux rapporteurs, qui ont pris le temps de lire mon travail et de relever plusieurs points d'intérêts dans mes études. Leurs avis d'expert ont soulevé de nouvelles réflexions et perspectives liées à mes études. Merci à Frédéric Dufour pour m'avoir fait l'honneur de présider ce jury, ainsi qu'à l'ensemble des membres du jury : Cédric Giry, Sylvie Michel-Ponnelle, Ludovic Jason, Luc Davenne et Julien Niepceron. Je vous remercie pour vos questions pertinentes, l'intérêt porté à mes recherches et les échanges instructifs sur mon travail.

Je tiens particulièrement à remercier mes directeurs de thèse Luc Davenne et Ludovic Jason. Merci d'avoir accepté de diriger cette thèse, d'avoir toujours été disponibles et attentifs mais surtout de m'avoir supporté pendant ces trois années malgré les incertitudes rencontrées. Nos échanges et vos connaissances m'ont toujours aidé à avancer et vous m'avez montré l'exemple d'une recherche rigoureuse, riche et surtout très intéressante.

Ma reconnaissance va également à l'équipe EDF. Sylvie Michel-Ponnelle, Jean-Luc Fléjou, Anaëlle Torre, Julien Niepceron, Guillaume Hervé-Secourgeon et tous ceux qui ont participé au projet, merci pour nos échanges et vos retours favorisant les réflexions et l'avancement de mes recherches.

Je remercie mes collègues du LM2S du CEA de Saclay pour m'avoir accueilli pendant ces trois ans. En particulier, merci à Jean-Charles pour les précieux conseils et les enrichissantes discussions qui m'ont beaucoup aidé à avancer. Merci à François, Bertrand, Clément, Claude, Thibault et Olivier pour m'avoir aidé lors de mes blocages avec Cast3M et m'avoir orienté vers les solutions adaptées à mes difficultés. Sans vous et vos connaissances, je n'y serais pas arrivé. Je remercie aussi Séverine, Sabine, Matthieu, Ali, Quentin, Paul, David, Francis, Antoine, Joel, Pierre, Alain, Serge, Jean-Baptiste, Isabelle, et Bénédicte, nos échanges m'ont souvent aiguillé dans mes recherches mais surtout m'ont fait apprécier travailler dans ce laboratoire.

Enfin je remercie ma famille et mes amis qui m'ont tout donné : le courage, l'envie et la force d'aller jusqu'au bout. Maman, Papa, Samuel, Ondine et Yoel, cette réussite est aussi la vôtre. Merci !

SOMMAIRE

Résumé	iii
Abstract.....	iv
Remerciements.....	v
Sommaire	vi
Table des figures	viii
Liste des tableaux.....	xvii
Introduction	1
CHAPITRE 1. Les structures SCS : présentation et état de l'art	4
Introduction au chapitre 1.....	4
1.1. Principes des structures « Steel-Concrete-Steel ».....	4
1.1.1. Description du SCS.....	4
1.1.2. Intérêts des structures SCS.....	8
1.1.3. Utilisation du SCS dans le monde.....	11
1.2. État de l'art et comportements mécaniques.....	13
1.2.1. État de l'art des études sur les structures SCS.....	13
1.2.2. Comportements mécaniques des structures SCS.....	14
1.3. Intérêt de la connexion.....	22
1.3.1. Degré d'interaction.....	22
1.3.2. Comportement de la connexion – Essai push-out.....	23
1.3.3. État de l'art sur l'étude de l'essai push-out.....	25
Conclusions du chapitre 1.....	31
CHAPITRE 2. Etude du comportement local de la connexion en cisaillement	34
Introduction au chapitre 2.....	34
2.1. Modélisation d'un essai push-out.....	34
2.1.1. Présentation de l'essai étudié.....	34
2.1.2. Modélisation d'un essai push-out.....	37
2.2. Etude du modèle de comportement du béton.....	45
2.2.1. Etat de sollicitation du béton de l'essai push-out.....	45
2.2.2. Analyse du modèle de comportement du béton et dépendance au maillage.....	46
2.2.3. Proposition d'une méthode de régularisation du modèle en compression.....	47
2.3. Modélisation du cisaillement de connecteur.....	53
2.3.1. Comportement en cisaillement d'un goujon.....	54
2.3.2. Etude du cisaillement pur d'une barre soudée à une plaque.....	56
2.3.3. Proposition d'une méthode de modélisation de la liaison goujon – plaque.....	62
2.4. Stratégie fine de modélisation du système de connexion de structures SCS.....	72
2.4.1. Application à l'essai push-out étudié.....	72
2.4.2. Nouvelle stratégie de modélisation.....	84
Conclusion du chapitre 2.....	93
CHAPITRE 3. Applications industrielles et études de structures SCS.....	96
Introduction au chapitre 3.....	96
3.1. Etudes de poutres SCS en flexion 3 points.....	96
3.1.1. Présentation des poutres étudiées.....	96
3.1.2. Modélisations fines de poutres SCS en flexion 3 points.....	100
3.1.3. Calcul analytique de la réponse et impact du glissement sur la flèche de poutres SCS.....	114

3.1.4.	Influence du degré d'interaction.....	118
3.2.	Stratégie de modélisation simplifiée et étude d'une jonction d'ossature SCS.....	127
3.2.1.	Stratégie de modélisation simplifiée de structure SCS.....	127
3.2.2.	Modélisations d'une jonction d'ossature SCS.....	134
	Conclusion du chapitre 3.....	148
	Conclusions et recommandations pour des travaux futurs.....	151
	Annexe A - Étude de la sensibilité au maillage de la modélisation du comportement en cisaillement pur d'une barre en acier.....	155
	Annexe B - Résolutions analytiques de poutres SCS.....	160
B.1.	Hypothèses générales et système étudié.....	160
B.2.	Sans interaction.....	160
B.3.	Adhérence parfaite.....	162
B.4.	Adhérence partielle.....	164
	Bibliographie.....	169

TABLE DES FIGURES

Figure 1-1 Schéma d'une poutre SCS.....	4
Figure 1-2 Module de stockage d'huile avec parois SCS (Yan, et al., 2015).....	4
Figure 1-3 (a) Modules de plancher en « Steel Brick » ; (b) Module de voile « Steel Brick » avec béton (Burgan & Bingham, 2017).....	5
Figure 1-4 (a) Système de connexion cohésive (Yan, et al., 2015) ; (b) Schéma d'un tunnel submergé DSC (Wright, et al., 1991a).....	6
Figure 1-5 Système DSC: (a) goujons à tête d'ancrage (Liew, et al., 2017); (b) Illustration de la fermeture de fissure par des goujons à chevauchement (Yan, 2012).....	7
Figure 1-6 (a) Connexion Bi-Steel (CEI, 2021) ; (b) Connexion J-hook (Liew, et al., 2017).....	7
Figure 1-7 Systèmes de connexion par (a) bandes ondulées (Leekitwattana, et al., 2010); (b) plaques perforées Y (Kim, et al., 2013); (c) connecteurs inclinés V (Shariati, et al., 2016) ; (d) connecteurs U et câbles (Liew, et al., 2017); (e) plaques perforées ; (f) connecteurs en angle (Yan, et al., 2015).....	8
Figure 1-8 Connexions mixtes (a) J-hook et goujons longs (Zhang, et al., 2020); (b) goujons et tirants (Takeuchi, et al., 1998)	8
Figure 1-9 Comparaison du planning de construction d'un voile en béton armé ou en SCS (DOE, 2004)	9
Figure 1-10 Exemples d'utilisation des structures SCS (a) Rainer Square Tower à Seattle (Wright Runstad & Company, 2021) ; (b) Tunnel du projet Sharq Crossing de Doha Qatar (Calatrava, 2013) ; (c) Module de confinement du réacteur AP1000 (Lohani, 2016).....	11
Figure 1-11 Répartition des études sur le SCS dans le monde à partir d'une base de données de 122 articles	13
Figure 1-12 Répartition des études sur le SCS par continent à parti d'une base de données de 122 articles	14
Figure 1-13 Efforts internes et diagramme élastique des déformations dans la section d'une poutre SCS à action composite complète.....	15
Figure 1-14 Modes de ruine de poutres SCS en flexion : (a) ruine de flexion ; (b) ruine de cisaillement ; (c) ruine mixte cisaillement et flexion (Yan, et al., 2015).....	17
Figure 1-15 Comportement d'une plaque SCS sous chargement concentré : (a) Courbe effort – flèche généralisée ; (b) Réponse de la plaque sous la charge (Yan, et al., 2016a).....	17
Figure 1-16 Ruine d'un voile SCS sous cisaillement cyclique dans le plan : (a) résultats expérimentaux ; (b) résultats de la modélisation numérique (Nguyen & Whittaker, 2017)	19
Figure 1-17 Efforts internes et diagramme élastique des déformations dans la section d'une poutre SCS à action composite partielle.....	19
Figure 1-18 Modes de ruine de poutres SCS à action composite partielle: (a) ruine en cisaillement avec glissement interfacial ; (b) ruine par glissement interfacial (Zhang, et al., 2020)	21
Figure 1-19 Stratégie de modélisation (a) pour des goujons à chevauchement (Huang & Liew, 2015) ; (b) pour des Bi-steel (Foundoukos & Chapman, 2008)	22
Figure 1-20 Influences du degré d'interaction (a) sur la plaque supérieure ; (b) sur la plaque inférieure (Wright, et al., 1991a), y est la flèche de la poutre, γ_b et γ_t sont les glissements au interface basse et haute respectivement et τ_b et τ_t sont les degrés d'interaction au interface basse et haute	23

Figure 1-21 (a) Schéma de la réponse d'un goujon à tête d'ancrage soudé à une plaque et noyé dans du béton soumis à du cisaillement (Bujnak, 2012) ; (b) Ruine d'une poutre SCS Bi-steel en flexion (Foundoukos, 2005).....	23
Figure 1-22 (a) Éprouvette pour un essai push-out normalisé (CEN, 2005a) ; (b) Courbe effort – glissement de l'essai push-out (modifiée de (Xu & Liu, 2019)).....	24
Figure 1-23 Modes de ruine des essais push-out (Shim, et al., 2004).....	25
Figure 1-24 Comparaison essais/normes des résistances en cisaillement de la connexion.....	27
Figure 1-25 Courbe effort – glissement idéalisée d'un goujon à tête d'ancrage selon (Oehlers & Bradford, 1995).....	28
Figure 1-26 Comparaison des courbes effort - glissement analytiques et expérimentales.....	29
Figure 1-27 Stratégies de modélisation d'essais push-out (a) (Bouchair, et al., 2012); (b) (Yan , 2015)	31
Figure 1-28 Résultats des modélisations numériques de (a) (Zhang, et al., 2014); (b) (Yan, et al., 2016b)	31
Figure 2-1 Schémas d'une éprouvette d'essai push-out.....	35
Figure 2-2 (a) Courbes effort – glissement des essai ST25-A; (b) Faciès de ruine par rupture en cisaillement des tiges des goujons (Shim, et al., 2004).....	37
Figure 2-3 Maillages (a) du bloc de béton ; (b) du profilé métallique ; (c) d'un connecteur ; (d) du ferrailage	38
Figure 2-4 (a) Maillage de l'essai push-out ; (b) maillage du système coupé au droit des goujons (coupe)	38
Figure 2-5 Courbe de comportement de l'acier du profilé	39
Figure 2-6 Courbe de comportement de l'acier des goujons.....	39
Figure 2-7 Courbe de comportement de l'acier des armatures.....	39
Figure 2-8 Influence des paramètres Ac et Bc du modèle de Mazars sur l'allure du comportement du béton (Mazars, 1984)	40
Figure 2-9 Courbe de comportement en traction du béton.....	41
Figure 2-10 Courbe de comportement en compression du béton	41
Figure 2-11 Conditions limites de la modélisation de l'essai push-out.....	42
Figure 2-12 Conditions de liaison de la modélisation de l'essai push-out	42
Figure 2-13 Comparaison des courbes effort – glissement ramenée à un goujon de l'essai push-out modélisé	43
Figure 2-14 Evolution du faciès d'endommagement du bloc de béton de l'essai push-out modélisé (bloc entier et coupe au droit des connecteurs)	44
Figure 2-15 Faciès des déformations plastiques cumulées finales de la modélisation numérique (a) du profilé ; (b) des goujons	44
Figure 2-16 Déformations verticales (ϵ_{zz}) dans le béton localement autour d'un goujon	45
Figure 2-17 Déformations horizontales (ϵ_{yy}) dans le béton localement autour d'un goujon.....	45
Figure 2-18 Déformations de cisaillement dans le plan dans le béton (γ_{yz}) localement autour d'un goujon.....	45
Figure 2-19 Conditions limites et chargement des cubes élémentaires de béton en traction et compression	46

Figure 2-20 Conditions limites et chargement des cubes élémentaires de béton en cisaillement.....	46
Figure 2-21 Courbes contraintes – déplacements des cubes de béton en traction, compression et cisaillement (en traction et compression les courbes sont décalées pour que les déplacements au pic soient les mêmes).....	47
Figure 2-22 Modes de propagation de la fissure en mécanique de la rupture (Aubrée, 2014).....	48
Figure 2-23 (a) Courbes contrainte - déformation des essais de (van Mier, 1984); (b) Courbes contrainte - déplacement post-pic des essais de (van Mier, 1984).....	48
Figure 2-24 (a) Courbe de référence du comportement en compression du béton de l'essai push-out de (Shim, et al., 2004); (b) Modèle de détermination des énergies pré-pic (Apre) et post-pic (Apost) du béton en compression (Jansen & Shah, 1997).....	49
Figure 2-25 Courbes contraintes – déplacements des cubes de béton en compression de dimensions différentes avec différentes valeurs de A_c et B_c	50
Figure 2-26 Lois d'évolution des paramètres A_c et B_c en fonction de l_e pour le modèle de comportement du béton en compression.....	50
Figure 2-27 Courbes contraintes - déplacements et contraintes - déformations des cubes de béton en cisaillement avec le nouveau modèle de comportement.....	51
Figure 2-28 Courbe efforts – glissements de l'essai push-out de la modélisation numérique 2.....	52
Figure 2-29 Evolution du faciès d'endommagement du bloc de béton de la modélisation 2 de l'essai push-out (bloc entier et coupe au droit des connecteurs).....	52
Figure 2-30 Faciès des déformations plastiques cumulées finales de la modélisation numérique 2 (a) du profilé ; (b) des goujons.....	53
Figure 2-31 (a) Montage d'essai de cisaillement d'une tôle mince ; (b) Relation force – déplacement d'une tôle en cisaillement sous chargement quasi-statique (Gary & Nowacki, 1994).....	54
Figure 2-32 (a) Montage d'essai de cisaillement d'un goujon ; (b) Courbe effort – déplacement du goujon en cisaillement ; (c) Surface de rupture en cisaillement de la tige du goujon (Shauwecker, et al., 2018).....	54
Figure 2-33 Essai de cisaillement pur d'une barre soudée à une plaque d'acier (a) schéma du montage de l'essai; (b) éprouvette de l'essai (Foundoukos, et al., 2007).....	55
Figure 2-34 Résultats des essais de cisaillement pur de barres soudées à une plaques : (a) courbes efforts de cisaillement – glissement des plaques ; (b) ruine partielle d'une barre en cisaillement ; (c) ruine totale d'une barre en cisaillement (Foundoukos, 2005).....	56
Figure 2-35 (a) Maillage de l'essai de cisaillement pur d'une barre soudée à une plaque ; (b) maillage du système coupé au centre de la barre.....	57
Figure 2-36 Conditions limites de l'essai de cisaillement d'une barre.....	57
Figure 2-37 Conditions de liaison de l'essai de cisaillement d'une barre.....	58
Figure 2-38 Courbe effort – glissement de la modélisation de l'essai de cisaillement d'une barre soudée à une plaque.....	58
Figure 2-39 Evolution de la plastification des aciers dans la modélisation de l'essai de cisaillement d'une barre soudée à une plaque.....	59
Figure 2-40 Influence des dimensions du maillage sur la courbe effort – glissement de l'essai de cisaillement d'une barre soudée à une plaque.....	61
Figure 2-41 Faciès de plastification de la barre modélisée avec le maillage 6.....	61
Figure 2-42 Faciès de plastification de la plaque modélisée avec le maillage 6.....	61

Figure 2-43 Evolution des efforts dans le système à $\Delta L = 2mm$ pour différents maillages pour la modélisation de l'essai de cisaillement pur d'une barre soudée à une plaque.....	62
Figure 2-44 Représentation d'un élément de jonction JOI1 reliant deux nœuds superposés.....	63
Figure 2-45 (a) Schéma des cas tests d'un élément de jonction	66
Figure 2-46 Courbes efforts – glissements dans l'élément de jonction pour les cas test dans (a) la direction y ; (b) la direction z	66
Figure 2-47 Principe de la pondération des éléments de jonction d'une section d'interface.....	67
Figure 2-48 Répartition des coefficients de pondération des paramètres des éléments de jonction en fonction de leur surface de reprise	68
Figure 2-49 Conditions de liaison de la modélisation 2 de l'essai de cisaillement pur d'une barre soudée à une plaque.....	68
Figure 2-50 Courbe effort – glissement de la nouvelle modélisation de l'essai de cisaillement d'une barre soudée à une plaque	69
Figure 2-51 Plastification finale avec la nouvelle modélisation (a) Plaque; (b) Barre.....	69
Figure 2-52 Projection sur la surface d'interface des déformations plastiques cumulées dans les éléments de jonction de l'essai de cisaillement d'un barre soudée à une plaque	70
Figure 2-53 Influence de la raideur élastiques $Ks1$ des éléments de jonction sur la courbe efforts - glissement de l'essai de cisaillement de la barre soudée à la plaque.....	71
Figure 2-54 Influence des dimensions du maillage sur la courbe effort – glissement de la modélisation avec des éléments de jonction de l'essai de cisaillement d'une barre soudée à une plaque.....	72
Figure 2-55 Conditions de liaison de la modélisation de l'essai push-out avec des éléments de jonction en interface goujons - plaque.....	73
Figure 2-56 (a) Courbe effort ramené à un goujon – glissement du profilé ; (b) faciès d'endommagement final du béton avec la modélisation numérique 3 (bloc entier et coupe).....	74
Figure 2-57 Répartitions des déformations plastiques cumulées dans les éléments de jonction aux interfaces goujons – profilé de la modélisation 3 de l'essai push-out pour un glissement $\delta = 3,85 mm$	74
Figure 2-58 (a) Faciès de plastification finale du profilé; (b) faciès de plastification finale des goujons avec la modélisation numérique 3.....	75
Figure 2-59 Repérage des dimensions des maillages étudiés	76
Figure 2-60 Influence des dimensions du maillage sur les courbes effort ramené à un goujon – glissement du profilé de l'essai push-out avec la nouvelle stratégie de modélisation.....	76
Figure 2-61 Faciès d'endommagement final du bloc de béton avec la nouvelle stratégie de modélisation pour (a) le maillage 2 (grossier) ; (b) le maillage 4 (fin).....	77
Figure 2-62 Faciès de plastification final des goujons avec la nouvelle stratégie de modélisation pour (a) le maillage 2 (grossier) ; (b) le maillage 4 (fin).....	77
Figure 2-63 Influence des dimensions du maillage sur les courbes effort ramené à un goujon – glissement du profilé de l'essai push-out avec la nouvelle stratégie de modélisation avec des aciers élastiques... ..	78
Figure 2-64 Faciès d'endommagement final du bloc de béton de l'essai push-out avec la nouvelle stratégie de modélisation et avec des aciers élastiques pour différents maillages	78
Figure 2-65 Influence des dimensions du maillage sur les courbes effort ramené à un goujon – glissement du profilé de l'essai push-out avec des aciers élastiques et sans régularisation du comportement en compression du béton.....	79

Figure 2-66 Influence des dimensions du maillage sur les courbes effort ramené à un goujon – glissement du profilé de l’essai push-out avec la nouvelle stratégie de modélisation avec le béton élastique	80
Figure 2-67 Influence des dimensions du maillage sur les courbes effort ramené à un goujon – glissement du profilé de l’essai push-out avec la nouvelle stratégie de modélisation avec le béton élastique et sans éléments de jonction en interface goujons - plaque	80
Figure 2-68 Influence des dimensions de maillage sur la modélisation de l’essai push-out (a) influence de l_{xp} et (b) influence de l_{xb1}	81
Figure 2-69 Influence de la dimension $lyz, minb2$ du maillage du bloc de béton proche des goujons sur la modélisation de l’essai push-out	82
Figure 2-70 Influence de la dimension $lyz, minb2$ sur le faciès d’endommagement final du bloc de béton de la modélisation de l’essai push-out	82
Figure 2-71 Influence de la dimension lxg du maillage sur la modélisation de l’essai push-out	83
Figure 2-72 Influence de la dimension lxg sur le faciès d’endommagement final du bloc de béton de la modélisation de l’essai push-out	83
Figure 2-73 Influence de la dimension lxg sur le faciès de plastification final des goujons de la modélisation de l’essai push-out	84
Figure 2-74 Stratégie de modélisation du comportement en cisaillement d’un système de connexion de structure mixte acier - béton	84
Figure 2-75 Maillage total et coupé au droit des goujons de l’essai push-out de (An & Cederwall, 1996)	86
Figure 2-76 Courbes contraintes – déplacements de l’étude de cubes élémentaires de béton en compression de l’essai push-out de (An & Cederwall, 1996)	86
Figure 2-77 Courbe effort ramené à un goujon – glissement du profilé de la modélisation de l’essai push-out NSC 11 de (An & Cederwall, 1996)	87
Figure 2-78 (a) Faciès d’endommagement final du bloc de béton (bloc entier et coupe) ; (b) Faciès de plastification final des goujons de l’essai push-out de (An & Cederwall, 1996)	87
Figure 2-79 Caractéristiques en compression des bétons des essais push-out de (Lam & El-Lobody, 2005) et (Wang, et al., 2011)	88
Figure 2-80 Maillages des modélisation des essais push-out de (a) (Lam & El-Lobody, 2005); (b) (Wang, et al., 2011)	88
Figure 2-81 Résultats de la modélisation de l’essai push-out de (Lam & El-Lobody, 2005)(a) Courbes efforts de cisaillement ramené à un goujon - glissement du profilé; (b) Faciès d’endommagement final du béton; (c) Faciès de plastification final du goujon	89
Figure 2-82 Résultats de la modélisation de l’essai push-out de (Lam & El-Lobody, 2005) avec un $Pult = Pexp$ (a) courbe effort – glissement et (b) faciès d’endommagement final du béton	89
Figure 2-83 Résultats de la modélisation de l’essai push-out de (Wang, et al., 2011) (a) Courbes efforts de cisaillement ramené à un goujon - glissement du profilé; (b) Faciès d’endommagement final du béton; (c) Faciès de plastification final du goujon	90
Figure 2-84 Schémas de l’essai de cisaillement du système de connexion de structure mixte sandwich de (Foundoukos, 2005)	91
Figure 2-85 (a) Courbes efforts de cisaillement – glissement du béton et (b) ruine des essais de cisaillement d’un système de connexion de structure mixte de (Foundoukos, 2005)	91
Figure 2-86 Conditions limites de l’essai de cisaillement du système de connexion de structure mixte de (Foundoukos, 2005)	92

Figure 2-87 Courbe effort de cisaillement sur la barre – glissement du cœur de béton de la modélisation de cisaillement du système de connexion de structure mixtes sandwich de (Foundoukos, 2005).....	92
Figure 2-88 Faciès d'endommagement du cœur de béton de l'essai de cisaillement du système de connexion de structure mixte sandwich de (Foundoukos, 2005).....	93
Figure 2-89 (a) Faciès de plastification final de la plaque ; (b) faciès de plastification de la barre de l'essai de cisaillement du système de connexion de structure mixte sandwich de (Foundoukos, 2005).....	93
Figure 3-1 Schémas de la poutre SP1-1	97
Figure 3-2 Courbes effort – flèche des essais de flexion de poutres SCS présentés dans (Varma, et al., 2011a).....	98
Figure 3-3 Evolutions des déformations longitudinales des plaques des poutres en flexion (a) SP1-1; (b) SP1-2 de (Sener, et al., 2016).....	99
Figure 3-4 Faciès de rupture des poutres (a) SP1-1 ; (b) SPA-2 de (Varma, et al., 2011a).....	99
Figure 3-5 Maillages des poutres (a) SP1-1 ; (b) SP1-2 ; (c) Maillage d'une plaque d'acier (poutre SP1-2) ; (d) Maillage d'un goujon	100
Figure 3-6 Repérage des dimensions de maillage des poutres SP1	101
Figure 3-7 Résultats de l'étude de cubes de béton des essais SP1 en compression de dimensions différentes (a) courbes contraintes – déplacements ; (c) paramètres Ac et Bc identifiés.....	102
Figure 3-8 Conditions limites de la modélisation des poutres SP1 en flexion	103
Figure 3-9 Conditions de liaison de la modélisation des poutres SP1	103
Figure 3-10 Courbe effort – flèche de la modélisation de la poutre SP1-1	104
Figure 3-11 Evolution du faciès d'endommagement du béton de la modélisation de la poutre SP1-1	105
Figure 3-12 Déformations longitudinales des plaques le long de la poutre de la modélisation de la poutre SP1-1.....	106
Figure 3-13 Faciès de plastification de goujons de la modélisation de la poutre SP1-1	107
Figure 3-14 Evolution des efforts de cisaillement dans les goujons en fonction de la flèche de la poutre SP1-1.....	108
Figure 3-15 Evolution du glissement le long de la demi-portée de la modélisation de la poutre SP1-1	109
Figure 3-16 Courbe effort – flèche de la modélisation de la poutre SP1-2	110
Figure 3-17 Evolution du faciès d'endommagement du béton de la modélisation de la poutre SP1-2	111
Figure 3-18 Déformations longitudinales des plaques le long de la poutre de la modélisation de la poutre SP1-2.....	112
Figure 3-19 Faciès de plastification de goujons de la modélisation de la poutre SP1-2.....	112
Figure 3-20 Evolution des efforts de cisaillement dans les goujons en fonction de la flèche de la poutre SP1-2 (a) goujons soudés à la plaque supérieure ; (b) goujons soudés à la plaque inférieure.....	113
Figure 3-21 Evolution du glissement le long de la demi-portée de la poutre SP1-2 modélisée	114
Figure 3-22 Diagrammes des déformations et des contraintes normales et de cisaillement d'une section de poutre SCS sous hypothèse d'adhérence parfaite cœur – plaque sous une force $F = 50\text{ kN}$	115
Figure 3-23 Flèche de la poutre SP1 pour une force appliquée $F = 50\text{ kN}$ calculée sous théorie d'adhérence parfaite	116
Figure 3-24 Diagrammes des déformations et des contraintes normales d'une section de poutre SCS sous hypothèse d'adhérence partielle cœur – plaque sous une force $F = 50\text{ kN}$	116

Figure 3-25 Glissement analytique en interface basse le long des poutres SP1-1 et SP1-2 pour un chargement $F = 50 \text{ kN}$	118
Figure 3-26 Exemples de maillages de poutres SP1 en flexion.....	119
Figure 3-27 Courbes effort - flèche des poutres SCS avec différents espacements de connecteurs : $S = 308,4 \text{ mm}$ à $S = 190,5 \text{ mm}$	120
Figure 3-28 Courbes effort - flèche des poutres SCS avec différents espacements de connecteurs : de $S = 190,5 \text{ mm}$ à $S = 127 \text{ mm}$	120
Figure 3-29 Déformations longitudinales le long de la plaque inférieure pour une flèche $f = 13,9 \text{ mm}$ pour les poutres SCS avec différents espacements de connecteurs : (a) $S = 304,8 \text{ mm}$ à $S = 190,5 \text{ mm}$; (b) $S = 190,5 \text{ mm}$ à $S = 127 \text{ mm}$	121
Figure 3-30 Faciès d'endommagement du béton des modélisations des poutres SP1 avec différents espacements de goujons pour une flèche $f = 13,9 \text{ mm}$	122
Figure 3-31 Evolution du glissement horizontal en interface basse au niveau de bord de l'appui en fonction de l'espacement des connecteurs S	123
Figure 3-32 Diagramme de distribution plastique des contraintes normales et forces résultantes de la section de charge d'une poutre SCS en flexion	124
Figure 3-33 Comparaison du degré d'interaction minimal pour assurer une action composite complète selon l'étude numérique et les réglementations.....	127
Figure 3-34 (a) Maillage de l'essai push-out avec connecteurs 1D ; (b) maillage du système coupé au droit des goujons.....	128
Figure 3-35 Conditions de liaison de la modélisation avec connecteurs 1D de l'essai push-out	128
Figure 3-36 (a) Courbe effort ramené à un goujon – glissement du profilé ; (b) faciès d'endommagement final du béton avec la modélisation numérique 1D (bloc entier et coupe au droit des connecteurs) ...	129
Figure 3-37 (a) Schéma du cas test sur l'élément de jonction ; (b) Courbe effort – glissement d'un élément de jonction non-linéaire soumis à du cisaillement dans la direction z	130
Figure 3-38 (a) Courbe effort ramené à un goujon – glissement du profilé ; (b) faciès d'endommagement final du béton (bloc total et coupe) avec la modélisation numérique 1D avec loi de Ollgaard et al. (1071) imposée aux éléments de jonction	131
Figure 3-39 Position des connecteurs 1D : (a) aux nœuds du maillage ; (b) au centre des éléments...	131
Figure 3-40 Courbe effort – glissement des modélisations 1D avec éléments de jonction à comportement non-linéaire de Ollgaard et al. (1971) avec différentes configurations du maillage de béton	132
Figure 3-41 Maillages des poutres SP1-1 (a) et SP1-2 (b) modélisées selon la stratégie simplifiée 1D	132
Figure 3-42 Courbes effort – flèche des modélisations simplifiées 1D des poutres SP1-1 (a) et SP1-2 (b)	134
Figure 3-43 Faciès d'endommagement finaux du béton des modélisations simplifiées 1D des poutres SP1-1 (a) et SP1-2 (b).....	134
Figure 3-44 Déformations longitudinales des plaques le long de la poutre de la modélisation simplifiée 1D de la poutre SP1-1 pour une flèche de $f = 13,4 \text{ mm}$ (a) et de la poutre SP1-2 pour une flèche de $f = 24,3 \text{ mm}$ (b).....	134
Figure 3-45 Jonctions voile - voile: (a) intersection T de (Seo & Varma, 2019); intersection L de (Seo & Varma, 2015).....	135
Figure 3-46 Jonction voile SC – plancher BA de (Seo & Varma, 2017)	136
Figure 3-47 Types de connexion voile SCS - fondation BA de (Tsuda, et al., 2001).....	136

Figure 3-48 Schéma de la jonction SCS voile – voile dans le plan xz (SCIENCE, 2017).....	138
Figure 3-49 Schémas de la jonction SCS voile – voile dans les plans yz et xy (SCIENCE, 2017)....	139
Figure 3-50 Schémas du détail de la jonction (SCIENCE, 2017).....	140
Figure 3-51 Courbes effort appliqué – temps (noir) et déplacement du point d’application de la charge - temps (bleu) de l’essai de flexion de la jonction SCS voile – voile (SCIENCE, 2017).....	141
Figure 3-52 Rupture de la jonction SCS voile –voile en flexion : (a) fissuration finale du béton ; (b) voilement de la plaque comprimée et rupture des connecteurs du voile discontinu ; (c) rupture des tirants de la plaque tendue du voile discontinu (SCIENCE, 2017)	141
Figure 3-53 Maillage de la jonction SCS voile - voile: (a) maillage complet; (b) maillage des plaques et des connecteurs	143
Figure 3-54 Conditions limites de l'essai de flexion d'une jonction SCS voile - voile	143
Figure 3-55 Courbes effort – déplacement du point d’application du chargement de l’essai de flexion de la jonction SCS voile – voile	145
Figure 3-56 Faciès d’endommagement du béton de l’essai de flexion de la jonction SCS voile -voile	145
Figure 3-57 Contraintes normales dans la plaque comprimée du voile discontinu pour un déplacement imposé de $uz = -74,4 \text{ mm}$	146
Figure 3-58 Contraintes équivalentes finales de von Mises des connecteurs (a) ; des plaques de 8mm d’épaisseur (b) et des plaques de 12 mm d’épaisseur (c)	147
Figure A - 1 Influence de la dimension lx des éléments de barre sur le courbe effort – glissement de l’essai de cisaillement d’une barre soudée à une plaque	156
Figure A - 2 Faciès de plastification de la barre modélisée avec des éléments de dimension $lx = 0,5 \text{ mm}$	156
Figure A - 3 Influence de la dimension lx des éléments de plaque sur le courbe effort – glissement de l’essai de cisaillement d’une barre soudée à une plaque	157
Figure A - 4 Faciès de plastification de la plaque modélisée avec des éléments de dimension $lx = 0,30 \text{ mm}$	157
Figure A - 5 Influence de la dimension lyz des éléments sur la courbe effort – glissement de l’essai de cisaillement d’une barre soudée à une plaque	158
Figure A - 6 Faciès de plastification de la barre modélisée avec des éléments de dimension $lyz = 0,5 \text{ mm}$	159
Figure A - 7 Faciès de plastification de la plaque modélisée avec des éléments de dimension $lyz = 0,5 \text{ mm}$	159
Figure B - 1 Diagramme des efforts internes: (a) effort tranchant; (b) moment fléchissant.....	160
Figure B - 2 Diagramme des déformations et contraintes de la section à mi-portée de la poutre SP1 sans connexion soumis à une flexion de $F=50 \text{ kN}$	162
Figure B - 3 Diagramme des déformations et contraintes de la section à mi-portée de la poutre SP1 soumis à une flexion de $F=50 \text{ kN}$ sous hypothèse d’adhérence parfaite.....	163
Figure B - 4 Flèche de la poutre SP1 sous un chargement de $F=200 \text{ kN}$	164
Figure B - 5 Schéma des efforts internes dans une longueur élémentaire d'une poutre SCS	164

Figure B - 6 Glissement analytique le long de la poutre SP1-1167

Figure B - 7 Diagrammes des déformations et contraintes longitudinales de la poutre mixte calculée avec adhérence partielle168

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1-1 Comparaison des caractéristiques d'une plaque d'acier à une plaque SCS (Liew, et al., 2017)	10
Tableau 1-2 Comparaison des portées admissibles d'un tunnel en béton armé, béton précontraint, acier ou SCS (Bekarlar, 2016)	10
Tableau 1-3 Influence des paramètres des poutres SCS sur leur comportement	15
Tableau 1-4 Effet des coefficients d'interaction (Wright & Oduyemi, 1991).....	20
Tableau 1-5 Calcul de la résistance en cisaillement de connexion de structure mixte selon 7 normes (sans prise en compte des coefficients de sécurité).....	26
Tableau 2-1 Paramètres géométriques de l'essai push-out de (Shim, et al., 2004).....	35
Tableau 2-2 Caractéristiques des aciers de l'essai push-out de (Shim, et al., 2004).....	36
Tableau 2-3 Caractéristiques du béton de l'essai push-out de (Shim, et al., 2004)	36
Tableau 2-4 Résultats des essais push-out de (Shim, et al., 2004).....	36
Tableau 2-5 Dimensions des éléments finis et nombre de nœuds dans le maillage de l'essai push-out	37
Tableau 2-6 Paramètres du modèle de comportement du béton	41
Tableau 2-7 Paramètres du nouveau modèle de comportement du béton	51
Tableau 2-8 Dimensions des éléments finis et nombre de nœuds dans le maillage de l'essai de cisaillement d'une barre	56
Tableau 2-9 Caractéristiques des matériaux de l'essai de cisaillement d'une barre soudée à une plaque	57
Tableau 2-10 Dimensions des éléments des maillages étudiés de la modélisation de l'essai de cisaillement pur d'une barre soudée à une plaque	60
Tableau 2-11 Paramètres du modèle des cas tests d'élément de jonction élasto-plastiques.....	66
Tableau 2-12 Paramètres du modèle des éléments de jonction élasto-plastiques de l'essai de cisaillement pur de la barre soudée à une plaque	68
Tableau 2-13 Dimensions des maillages étudiés de la modélisation de l'essai de cisaillement d'une barre avec des éléments de jonction en interface barre - plaque.....	71
Tableau 2-14 Paramètres d'une jonction goujon – profilé de l'essai push-out de (Shim, et al., 2004).	73
Tableau 2-15 Dimensions des maillages de la modélisation de l'essai push-out étudiée.....	75
Tableau 2-16 Paramètres géométriques de l'essai push-out de (An & Cederwall, 1996).....	85
Tableau 2-17 Caractéristiques des matériaux de l'essai push-out de (An & Cederwall, 1996).....	86
Tableau 2-18 Paramètres du modèle de comportement du béton	86
Tableau 2-19 Caractéristiques des matériaux de l'essai de cisaillement du système de connexion de structure mixte 10S de (Foundoukos, 2005).....	91
Tableau 3-1 Paramètres géométriques des essais de flexion des poutres SP1-1 et SP1-2 de (Sener, et al., 2016)	97
Tableau 3-2 Caractéristiques des aciers des essais de flexion des poutres SP1-1 et SP1-2 de (Sener, et al., 2016).....	98

Tableau 3-3 Caractéristiques du béton des essais de flexion des poutres SP1-1 et SP1-2 de (Sener, et al., 2016)	98
Tableau 3-4 Efforts caractéristiques des comportements expérimentaux des poutres SP1-1 et SP1-2 en flexion (Sener, et al., 2016)	99
Tableau 3-5 Dimensions caractéristiques du maillage des poutres SP1.....	101
Tableau 3-6 Nombre de nœuds des modélisations numériques des poutres SP1-1 et SP1-2	101
Tableau 3-7 Paramètres du modèle de comportement du béton des poutres SP1	102
Tableau 3-8 Paramètres du modèle des éléments de jonction élasto-plastique des essais des poutres SP1	103
Tableau 3-9 Formules de calcul du critère d'action composite complète selon différentes normes....	125
Tableau 3-10 Calcul du critère d'action composite complète selon différentes normes.....	126
Tableau 3-11 Temps de calcul des études de poutres SCS (sur un pc de calcul possédant 64 Go de RAM et 2 Intel Xeon E5-2670 v3 (à 2.30GHz) et 12 cœurs par processeurs)	127
Tableau 3-12 Paramètres des éléments de jonctions goujon – profilé de l'essai push-out de (Shim, et al., 2004)	128
Tableau 3-13 Configurations des maillages étudiés avec la modélisation simplifiée 1D de l'essai push-out	132
Tableau 3-14 Comparaison des temps de calcul des modélisations des poutres SP1-1 et SP1-2 (sur un pc de calcul possédant 64 Go de RAM et 2 Intel Xeon E5-2670 v3 (à 2.30GHz) et 12 cœurs par processeurs)	133
Tableau 3-15 Caractéristiques des aciers de l'essai de jonction SCS voile – voile (SCIENCE, 2017)	140
Tableau 3-16 Caractéristiques du béton de l'essai de jonction SCS voile – voile (SCIENCE 2017) ..	140
Tableau 3-17 Paramètres du modèle de comportement du béton de l'essai de flexion de la jonction SCS voile - voile.....	143
Tableau 3-18 Résistance en cisaillement des connecteurs	143

INTRODUCTION

Les exigences en termes de résistance, rigidité et durabilité des constructions en Génie Civil ne cessent d'augmenter. En lien avec l'évolution des normes, les ouvrages doivent résister à plus de sollicitations internes ou externes, durer plus longtemps et être plus sûrs mais aussi plus légers, simples et économiques à construire. Dans cette optique, la recherche se porte sur de nouveaux matériaux structurels proposant des performances supérieures. Cependant, les développements et recherches sur ces matériaux peuvent être longs et coûteux. Une solution alternative est le développement de nouvelles topologies structurelles combinant les matériaux déjà existant dans une utilisation optimisée de leurs qualités.

La topologie la plus connue et utilisée dans les ouvrages de Génie Civil est le béton armé : du béton dans lequel des armatures d'acier sont noyées. Développé en France dans les années 1850 et étudié depuis, le béton armé reprend les qualités du béton : sa grande résistance en compression, sa forme modulable et adaptable à tous type de structure et sa densité raisonnable (comparée à celle de l'acier) et le combine à l'acier dans le but d'améliorer ses performances. La résistance en traction de l'acier permet de compenser la faible résistance en traction du béton. De plus, la mise en place de l'acier sous forme de barres enrobées dans le béton permet de limiter la densité de la structure par rapport à une structure tout en acier, tout en protégeant l'acier des attaques du milieu extérieur (corrosion due à l'oxygène présent dans l'air). De nombreuses études sur le béton armé visent à mieux comprendre, connaître et prédire ses comportements et ses caractéristiques. Cependant, pour des ouvrages à exigences élevées (ouvrage de grandes dimensions, sous sollicitations particulières ou avec une sécurité renforcée), les performances limitées du matériau en traction, sa faible étanchéité ou encore des contraintes de dimensionnement poussent au développement d'autres topologies combinant le béton et l'acier. À l'image des poutres et dalles mixtes acier – béton utilisées pour la construction de planchers et poutres de grandes portées, c'est dans cette catégorie que se situent les structures « Steel-Concrete-Steel » (SCS).

En 1975, (Montague, 1975) développe une structure sandwich acier – béton – acier pour la conception de parois de coques cylindriques de stockage d'huile en eau profonde. Les études ont montré que l'utilisation de ce matériau permet de diminuer l'épaisseur de la paroi tout en assurant une étanchéité importante pour le stockage en eau profonde. Cependant, une absence de comportement d'ensemble du béton et de l'acier a été identifiée, limitant les performances de la structure mixte. C'est par la suite, avec les études de (Solomon, et al., 1976) qu'un système de connexion entre les composants a été mis en place, assurant une action composite et l'optimisation du travail du béton et de l'acier.

Les structures Steel-Concrete-Steel sont alors des structures composites composées d'un cœur de béton pris en sandwich entre deux peaux (plaques fines) d'acier et reliés par un système de connexion assurant le transfert d'effort entre le béton et les plaques. Ces quinze dernières années, de nombreuses recherches ont été menées afin de mieux comprendre leur comportement et ont mené au développement de nouvelles réglementations sur le sujet afin de faciliter leur utilisation. Aujourd'hui on retrouve des structures SCS dans divers ouvrages tels que des immeubles, des ponts ou des structures de stockage.

Ce type de structure intéresse particulièrement dans le domaine du nucléaire. Pour la construction d'enceintes de confinement des centrales nucléaires de nouvelle génération, les exigences en termes de contraintes de charge, de planning et coût de construction et de sécurité ne cessent d'augmenter et limitent l'utilisation du béton armé traditionnellement utilisé (difficultés de construction due à la quantité importante d'acier nécessaire, temps de construction sur chantier important). La solution des structures SCS permet d'assurer la résistance, la rigidité et l'étanchéité nécessaires tout en facilitant la construction grâce à sa modularité. Après les États-Unis et l'Asie, l'Europe et plus particulièrement la France multiplie les études pour une utilisation du SCS dans les futures générations de centrales nucléaires.

En effet, bien que la viabilité économique et la faisabilité sont vérifiés, des études approfondies du comportement mécanique de structures SCS sont nécessaires. Un certain nombre d'essais et d'études

numériques de caractérisation du comportement sous différentes sollicitations, pour différentes structures et à différentes échelles ont été réalisés. Ils permettent de mieux comprendre le comportement mais aussi les phénomènes le caractérisant. Cependant, des questions subsistent sur les caractéristiques mécaniques de certains éléments tels que les structures avec un système de connexion plus faible ou des jonctions d'ossature. La composition des structures, les interactions entre les éléments mais aussi les caractères non linéaires de chaque composant illustrent la complexité de ce type de structure et appuient les besoins en modélisations numériques fines permettant de reproduire le plus fidèlement le comportement réel.

C'est en collaboration avec EDF, déjà engagé depuis quelques années dans l'étude de structures SCS (projet Steel Concrete for Industrial Energy and Nuclear (SCIENCE, 2017)), que les travaux de cette thèse ont été réalisés. Ils ont pour objectifs le développement d'un modèle de simulation numérique de structures élémentaires SCS applicable à des structures plus grandes et plus complexes. Les développements visent également à proposer un lien entre l'approche fine et une approche plus globale permettant une application plus opérationnelle de la méthodologie.

Pour répondre à la problématique, les travaux de cette thèse se décomposent en trois grands chapitres.

Le premier chapitre présente les structures SCS, leurs avantages et inconvénients ainsi que leur utilisation dans le monde. En se basant sur la littérature, un état de l'art sur le comportement de structures SCS développe les études déjà réalisées sur le sujet et expose les différents comportements identifiés lors d'essais et d'études numériques. Deux comportements principaux sont soulignés : les structures à action composite complète et celles à action composite partielle, différenciés par leur degré d'interaction. Les études montrent que l'identification du type de comportement des structures SCS est nécessaire afin de bien déterminer les caractéristiques de la structure. De plus, le comportement complexe des systèmes de connexion mis en place entre le cœur de béton et les plaques d'acier incite à l'étude d'un essai push-out caractérisant le comportement en cisaillement du système de connexion. La définition de cette zone élémentaire permet alors de mieux reproduire la réponse d'une structure sandwich. Et c'est en se basant sur cette approche qu'une stratégie de modélisation de structure SCS a été développée.

Cette stratégie de modélisation est développée dans le chapitre 2. À partir de l'étude d'un essai push-out présenté dans la littérature, une simulation est proposée. L'identification de limites à une modélisation « classique » a mené au développement d'améliorations de la simulation tant pour le modèle de comportement du béton choisi que pour la méthode de modélisation du cisaillement pur des connecteurs soudés aux plaques. Une stratégie fine de modélisation du comportement en cisaillement d'un système de connexion béton – acier en est alors dégagée et appliquée à différents essais push-out.

La stratégie de modélisation développée pour le système de connexion est ensuite appliquée, dans le chapitre 3, à la simulation fine de poutres SCS en flexion 3 points. Les études se portent, dans ce chapitre, sur deux poutres SCS en flexion possédant la même géométrie mais avec des degrés de connexion différents. Ainsi, l'une des poutres, fortement goujonnée, présente une action composite complète alors que la deuxième, faiblement goujonnée, est, elle, à action composite partielle. La reproduction de ces deux comportements ouvre la perspective d'identification d'un point de transition numérique entre une action complète ou partielle mis en parallèle à des recommandations réglementaires. Finalement, une application industrielle par l'étude d'une jonction d'ossature SCS est réalisée. Le nombre études limité disponibles dans la littérature révèle des comportements particuliers fonction du type d'élément reliés, de leurs comportements mais aussi du degré de connexion de la jonction. Cependant, les dimensions importantes de ces structures mènent au besoin du développement d'une stratégie de modélisation simplifiée moins couteuse en moyens et temps. Également développée à partir d'un essai push-out, cette stratégie simplifiée est appliquée aux poutres SCS et à une jonction SCS voile – voile.

CHAPITRE 1. LES STRUCTURES SCS : PRESENTATION ET ETAT DE L'ART

INTRODUCTION AU CHAPITRE 1

Les structures sandwich SCS sont des structures composites composées d'un cœur de béton pris en sandwich entre deux plaques d'acier et reliés par un système de connexion (Figure 1-1). Les structures ainsi constituées offrent les avantages du béton armé en plus d'une étanchéité, d'une durabilité et d'une modularité supérieures. Les structures SCS sont un choix concurrentiel pour la construction de divers ouvrages dans des environnements particuliers.

Ce chapitre vise dans une première partie à présenter les structures SCS, leurs intérêts et leurs utilisations dans le monde. Un point sera également fait sur les réglementations et guides de conception existant pour ce type de structure. Par l'analyse d'études expérimentales et numériques présentées dans la littérature, la deuxième partie de ce chapitre expose deux principaux comportements des structures SCS distinguables par le type d'action composite développée dans l'élément. À l'origine de l'efficacité des structures SCS, le degré d'interaction va définir le type d'action composite. La troisième partie de ce chapitre présente un état de l'art des études sur l'essai push-out, caractérisant le comportement en cisaillement du système de connexion entre le cœur de béton et les plaques d'acier. Finalement, à partir des éléments développés dans ce chapitre, les problématiques et manques visibles dans la littérature et les réglementations actuelles sont identifiés et orientent les travaux de cette thèse.

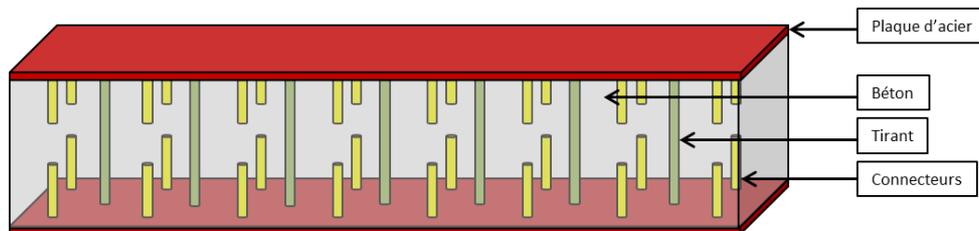


Figure 1-1 Schéma d'une poutre SCS

1.1. PRINCIPES DES STRUCTURES « STEEL-CONCRETE-STEEL »

1.1.1. Description du SCS

Les premières recherches sur les structures sandwich Steel-Concrete-Steel ont été menées en 1975 par (Montague, 1975) pour le développement de cylindres de stockage d'huile en eaux profondes (Figure 1-2). Les matériaux composant cette structure sont le béton structural et deux plaques d'acier de construction.

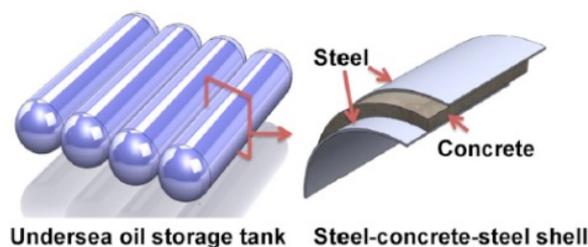


Figure 1-2 Module de stockage d'huile avec parois SCS (Yan, et al., 2015)

1.1.1.1. Le cœur de béton

Le béton sert de matériau rigidifiant et résistant. Ses performances intéressantes en compression, sa rigidité et son ouvrabilité en font le premier matériau utilisé dans le domaine du Génie Civil. Ainsi dans les structures SCS, le béton participe directement à la définition de la résistance ultime et du mode de ruine. Bien que plus performant en compression, son côté massif et continu permet également sa

participation à la reprise des efforts tranchant dans la structure. De plus, ses bonnes caractéristiques au feu vont encourager le choix du SCS pour des ouvrages soumis à des sollicitations thermiques importantes à la place de structures entièrement en acier (Booth, et al., 2015).

De nombreuses recherches visent à étudier les effets de la nature du cœur de béton dans le comportement de la structure. Le choix d'une résistance plus élevée ou encore la mise en place d'armatures ou de fibres permettent d'améliorer les caractéristiques du béton, en particulier en ralentissant l'apparition de fissures dans le cœur et en assurant son intégrité sous des chargements plus importants. Les travaux de (Yan, et al., 2014), (Yan, et al., 2015) et (Yan, et al., 2016a) montrent également que l'utilisation de béton léger (avec une résistance de 30 MPa et une densité de 1450 kg/m^3) ou ultra performant léger (avec une résistance de 65 MPa et une densité de 1450 kg/m^3 contre une résistance d'environ 30 MPa et une densité d'environ 2500 kg/m^3 pour du béton classique) permet de diminuer la masse et d'optimiser les performances sous pression hydrostatique. (Varma, et al., 2015) montrent quant à eux que l'utilisation d'un béton vert permet de réduire l'impact environnemental de la structure en augmentant sa recyclabilité tout en assurant une bonne durabilité à l'ouvrage.

1.1.1.2. Les plaques d'acier

La principale différence entre le béton armé (BA) et le SCS est la présence de plaques d'acier en fibres extérieure de la structure. Ces peaux métalliques remplissent plusieurs rôles. Premièrement, à l'instar des armatures dans le béton armé, elles contribuent à reprendre les efforts de traction et vont renforcer la résistance de la structure comparée à une structure en béton seul. (Wright, et al., 1991a) montrent que le système équivaut à un béton doublement armé avec des armatures créant un renfort biaxiale. Leur position en fibre extérieure va également augmenter le bras de levier de l'acier par rapport à l'axe neutre de la section et ainsi améliorer la rigidité et la ductilité de la structure ((Niousha, et al., 2007), (Chen, et al., 2015), (Nie, et al., 2013)). De plus, le ratio d'acier, qui n'est plus limité par l'encombrement de la section de béton, et le confinement du béton entre les deux plaques vont permettre d'augmenter la résistance de la structure en compression et en traction ((Bishoff & Perry, 1991), (Roberts, 1995)). La forte résistance, la rigidité importante et la ductilité de ces structures sont des caractéristiques importantes pour la résistance sous chargements statiques et dynamiques.

Le deuxième rôle des peaux en acier est l'amélioration de l'étanchéité et de la protection du béton contre l'environnement extérieur (Shanmugam & Kumar, 2005). L'acier est un matériau moins poreux que le béton ce qui va limiter les attaques provenant de l'extérieur (eau, sel, importantes variations de température, etc...), diminuer les phénomènes d'écaillage et de fissuration et ainsi augmenter la durabilité de la structure.

Le troisième apport des plaques en fibres extérieures est la possibilité de les utiliser entant que coffrage perdu lors du coulage du béton. Préfabriquées en usine et directement mises en place sur chantier, les plaques d'acier permettent de diminuer la durée des travaux sur terrain. C'est ce côté modulaire que (Burgan & Bingham, 2017) reprennent dans leurs travaux en proposant une nouvelle génération de construction modulaire SCS : les « Steel Brick ». Ce système de brique d'acier remplie de béton reprend le principe des structures SCS en adaptant la conception afin de faciliter leur fabrication et manipulation dans une optique d'utilisation pour les nouvelles générations de centrale nucléaire (Figure 1-3).



Figure 1-3 (a) Modules de plancher en « Steel Brick » ; (b) Module de voile « Steel Brick » avec béton (Burgan & Bingham, 2017)

1.1.1.3. Les systèmes de connexion

Les études sur les structures sandwichs de (Montague, 1975) ont montré que l'absence de liaison entre les composants entraînait une faible action composite ne permettant pas le travail d'ensemble du béton et de l'acier. C'est en 1976 pour la conception d'un tablier de pont SCS que (Solomon, et al., 1976) proposent de coller une dalle de béton à deux plaques d'acier avec une résine époxy (Figure 1-4 (a)). Le système de connexion cohésive est alors le premier type de connexion proposé entre le cœur de béton et les plaques d'acier des structures SCS.

La mise en place d'un système de connexion permet d'assurer la liaison entre les membres de la structure tout en autorisant un glissement interfacial afin de limiter la concentration de contraintes. La connexion peut également participer à la réduction du risque de voilement des plaques d'acier ((Liew, et al., 2017), (Yan, et al., 2015)).

Une connexion cohésive permet une liaison continue des composants sur toute la surface de contact. Les risques de concentration de contraintes sont plus limités (Thomann, 2005). Cependant, les tests de flexion montrent un mode de ruine fragile par rupture en cisaillement du béton. L'absence de renfort de cisaillement transversal en acier peut de plus mener à une faible résistance en cisaillement de la structure, provenant uniquement de la contribution du béton non renforcé (Yan, et al., 2015).

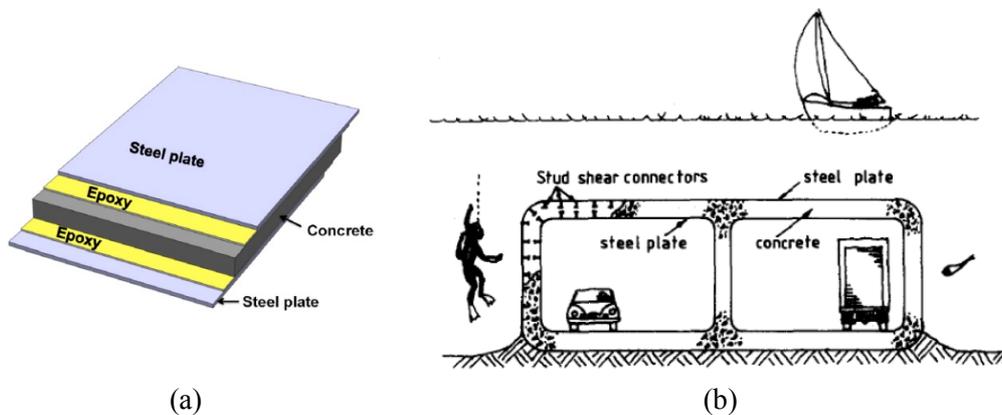


Figure 1-4 (a) Système de connexion cohésive (Yan, et al., 2015) ; (b) Schéma d'un tunnel submergé DSC (Wright, et al., 1991a)

C'est en 1987 que les premières recherches sur des systèmes de connexion mécanique pour structures SCS sont réalisées. Les travaux de (Tomlison, et al., 1989), (Narayanan, et al., 1987), (Narayanan, et al., 1988) et (Wright, et al., 1991a) développent un système de connexion avec des goujons de cisaillement soudés aux plaques et ancrés dans le béton. Cette connexion ponctuelle permet d'améliorer la résistance sous effort tranchant tout en assurant un comportement plus ductile à la structure. De plus, leur fabrication et soudage peuvent être réalisés en usine, facilitant le montage et réduisant les temps de construction sur chantier. La première structure double skin composite (DSC) est alors créée avec pour objectif la conception du tunnel submergé du fleuve de Conwy au Royaume Unis (Leekitwattana, et al., 2010) (Figure 1-4 (b)). Bien que cette solution n'ait pas été retenue (dû à des difficultés de construction sur site), les recherches sur les connexions mécaniques se sont poursuivies et ont mené au développement de plusieurs technologies.

Le type de connecteur mécanique le plus utilisé pour les structures SCS est le système double skin composite (DSC) composé de goujons à tête d'ancrage. Les goujons sont des cylindres métalliques lisses possédant une tête de diamètre plus important améliorant leur ancrage lorsqu'ils sont noyés dans le béton (Figure 1-5 (a)). Ces connecteurs sont couramment employés dans la construction mixte acier-béton et peuvent être dimensionnés directement à partir de réglementations existantes (EC4 (CEN, 2005a), PCI (Anderson & Meinheit, 2007), BS 5400 (British Standards Institution, 1979)). Pour les DSC, des goujons sont soudés à chacune des plaques d'acier de manière répartie et leur ancrage dans le cœur de béton assure la liaison entre les deux composants (Roberts, et al., 1996). Ces barres métalliques vont également participer à la reprise des efforts tranchants du système en renfort du béton (équivalent à la présence d'armatures d'effort tranchant). Une configuration de DSC propose de renforcer cette

participation en augmentant la hauteur des goujons entrainant un chevauchement avec les goujons soudés à la plaque opposée (Shanmugam & Kumar, 2005) (Figure 1-5 (b)). Les connecteurs fonctionnent alors par paire et créent une connexion sur toute l'épaisseur de béton. Un transfert d'effort de cisaillement à l'interface des goujons s'ajoute améliorant également la répartition des efforts dans la section.

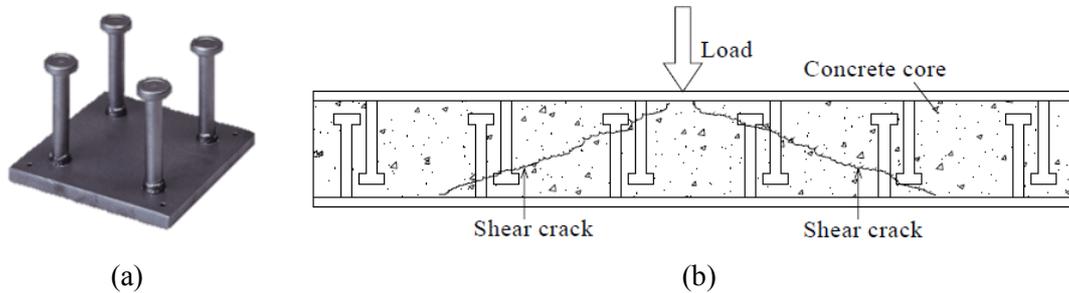


Figure 1-5 Système DSC: (a) goujons à tête d'ancrage (Liew, et al., 2017); (b) Illustration de la fermeture de fissure par des goujons à chevauchement (Yan, 2012)

Ce principe de connexion sur toute l'épaisseur de béton est repris par le système de connexion Bi-Steel, développé par British Steel (plus tard CORUS) (Bowerman, et al., 2002) (Figure 1-6 (a)). Cette technique de connexion se caractérise par deux plaques parallèles fixées à leurs positions respectives par une série de barres transversales soudées aux plaques par un soudage par friction. Les barres sont positionnées avec une pression axiale et leur mise en rotation rapide crée une friction entre leurs extrémités et les plaques. La température du matériau va augmenter jusqu'à la température de soudage et donc fixer les barres aux plaques. Ce système permet une flexibilité de construction facilitant le montage de la structure: il peut être fait soit avant soit après sa mise en place sur site. Une construction en usine permet de réduire les tolérances et d'augmenter la modularité du système. La connexion permet également d'améliorer la résistance aux explosions et aux impacts des structures SCS. De plus, dans ses recherches, (Foundoukos, 2005) montre que la structure obtenue possède une bonne rigidité même sans béton ainsi qu'une haute capacité en traction, à l'effort tranchant et au cisaillement longitudinal. Cependant, cette technique de soudage limite l'épaisseur de béton et donc de la structure SCS.

Afin de réduire l'épaisseur du tablier de plateformes offshores, (Liew & Sohel, 2009) développent en 2009 le système de connexion J-hook. Ce système repose sur la mise en flexion de barre pour qu'elle prenne la forme d'un J. Les barres sont alors soudées aux plaques et accrochées deux par deux au travers du crochet (Figure 1-6 (b)). Cette technique permet d'avoir une très haute capacité en traction en plus du confinement du béton qui va améliorer ses performances. Ainsi, la connexion par connecteur J-hook possède de bonnes caractéristiques sous des chargements d'impact, d'explosion ou même de fatigue. De plus, la mise en place ne nécessite que des outils simples et disponibles sur chantier et facilite le montage des plaques et le coulage du béton.



Figure 1-6 (a) Connexion Bi-Steel (CEI, 2021) ; (b) Connexion J-hook (Liew, et al., 2017)

Plusieurs autres technologies de connexion ont été développées au cours des quinze dernières années. (Leekitwattana, et al., 2010) proposent, par exemple, la mise en place d'une série de bandes de tôles ondulées orientées dans les directions longitudinale et transversale (Figure 1-7 (a)). La structure SCS est alors composée d'un cœur structurel avec un système de connexion/renfort bidirectionnel améliorant sa rigidité même sans cœur de béton. La connexion peut également être réalisée par des plaques perforées droites ou en Y (Kim, et al., 2013), des équerres, des profilés T ou U, des câbles (Yan, et al., 2015), des connecteurs en angles en V ou encore en C (Shariati, et al., 2016) (Figure 1-7).

De plus en plus, c'est le mélange de techniques qui est choisi : J-hook et goujons longs ou tirants (Zhang, et al., 2020) Figure 1-8 (a) ou encore profilés et goujons. Ces systèmes permettent de combiner les avantages de différentes technologies afin d'optimiser les caractéristiques de la connexion. La combinaison la plus commune pour les structures SCS est le système regroupant des goujons et des tirants (Figure 1-8 (b)). Cette connexion permet à la fois d'assurer l'adhérence acier/béton et la résistance au voilement, avec les goujons de petite hauteur et assez proches, et de reprendre l'effort tranchant et de maintenir l'assemblage grâce aux tirants séparés par des espacements plus importants. Le mélange des deux techniques permet alors de faire des économies de matériau et de diminuer le poids propre de la structure (Takeuchi, et al., 1998).

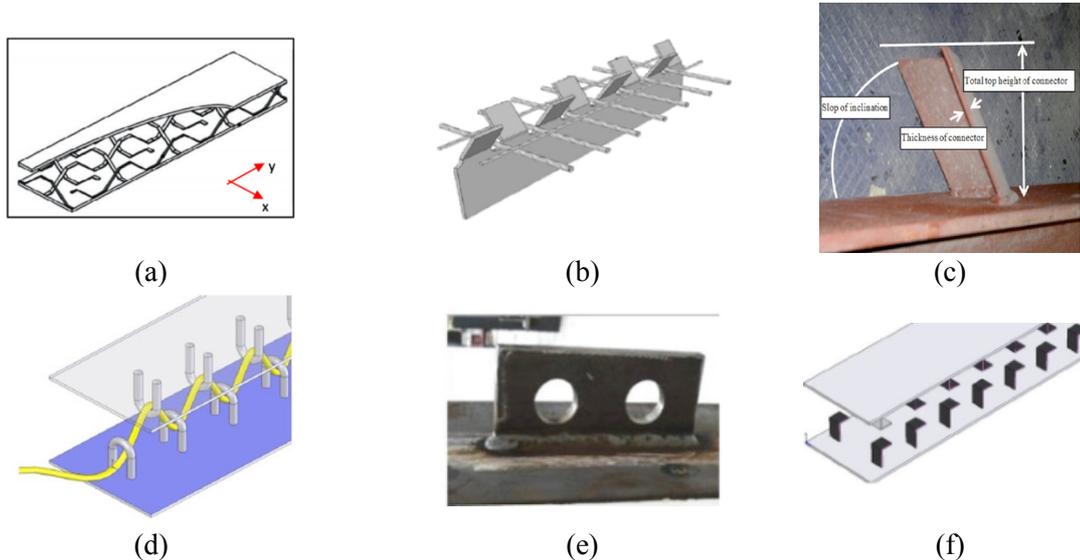


Figure 1-7 Systèmes de connexion par (a) bandes ondulées (Leekitwattana, et al., 2010); (b) plaques perforées Y (Kim, et al., 2013); (c) connecteurs inclinés V (Shariati, et al., 2016); (d) connecteurs U et câbles (Liew, et al., 2017); (e) plaques perforées; (f) connecteurs en angle (Yan, et al., 2015)

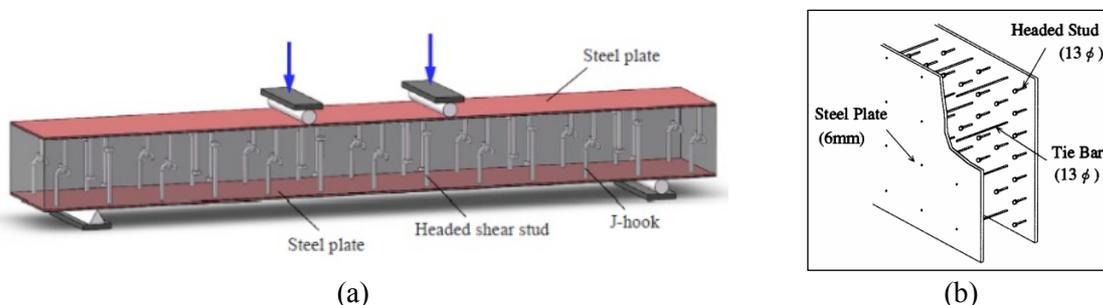


Figure 1-8 Connexions mixtes (a) J-hook et goujons longs (Zhang, et al., 2020); (b) goujons et tirants (Takeuchi, et al., 1998)

1.1.2. Intérêts des structures SCS

Les structures SCS ainsi constituées par un cœur de béton relié à deux peaux d'acier par un système de connexion présentent plusieurs avantages. Dans un premier temps, comme pour le BA, le béton et l'acier sont utilisés de manière optimisée : le béton travaille essentiellement en compression alors que l'acier le renforce en traction et participe à la résistance en compression. La présence des plaques en fibres extérieures de la structure permet en plus l'amélioration de la résistance (il n'y a plus de limitation sur le ratio d'acier) mais aussi de la rigidité et de la ductilité du système (Oduyemi & Wright, 1989). Cette ductilité peut aussi être augmentée par la présence d'un système de connexion flexible et ductile. Ces caractéristiques font des structures SCS un système adapté à des sollicitations statiques ou dynamiques extrêmes (impact, explosions, fatigue, séismes, haute pression, etc.). L'augmentation de l'étanchéité et de la durabilité favorise également son utilisation dans des ouvrages de stockage (gaz, liquide, déchets radioactifs, etc.). Enfin, le côté modulaire du SCS, par la préfabrication et l'utilisation des plaques entant que coffrage perdu du béton, rend cette structure plus simple, moins coûteuse et plus rapide à construire qu'une structure en béton armé classique. Le DOE (U.S. Department Of Energy) (DOE, 2004) estime

un gain de temps de 30% sur le coulage du béton et d'environ 4% sur le temps total de construction. En effet, le temps de construction d'un voile peut être réduit de moitié comparé à une solution en béton armé : le coffrage et le ferrailage étant déjà fait au préalable, il ne reste plus qu'à mettre en place des plaques d'acier et à couler le béton une fois sur chantier. La Figure 1-9 montre que l'utilisation de SCS permet de réduire à 14 jours le montage d'un voile sur chantier contre 28 jours pour un voile en béton armé classique.

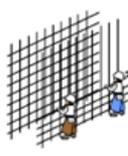
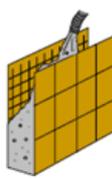
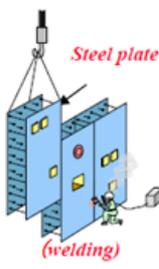
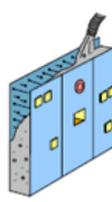
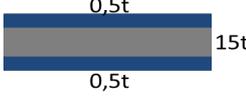
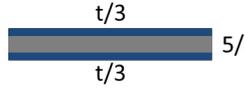
Work Structure	Rebar arrangement	Form work (assembling)	Placing concrete	Form work (removal)
RC		 <i>Wooden form</i>		
28days	13days	7days	4days	4days
SC	—	 <i>Steel plate</i> <i>(welding)</i>		—
14days	—	10days	4days	—

Figure 1-9 Comparaison du planning de construction d'un voile en béton armé ou en SCS (DOE, 2004)

La comparaison d'une construction en SCS à une structure en acier a été réalisée par (Liew, et al., 2017). Traditionnellement construites avec des plaques d'acier à rigidité conventionnelle (structure métallique), des plateformes offshore et des coques de bateau construites en SCS présentent les avantages suivants:

- La construction avec les SCS ne nécessite pas l'utilisation de poutrelles secondaires. En effet, le béton apporte suffisamment de rigidité à la structure pour ne pas avoir besoin d'ajouter de renforts supplémentaires. Il y a donc moins d'acier à souder sur le chantier ce qui permet d'augmenter la productivité,
- La présence de béton permet aussi de diminuer la surface d'acier en contact avec l'environnement par rapport à une structure en acier seul et donc de diminuer la corrosion de ce matériau,
- L'ajout du béton permet d'augmenter l'isolation acoustique et thermique ainsi que la protection au feu de la structure,
- Les performances face à des sollicitations d'impact, d'explosion ou de fatigue sont augmentées pour une même quantité d'acier,
- Pour une même quantité d'acier, on augmente de près de 90% le poids propre de la structure mais pour une rigidité et une résistance équivalente, la quantité d'acier nécessaire est diminuée et le poids propre est abaissé de 33% (Tableau 1-1).

Tableau 1-1 Comparaison des caractéristiques d'une plaque d'acier à une plaque SCS (Liew, et al., 2017)

Comparaison	Structure a plaque d'acier	Plaque sandwich SCS	
	 t	 0,5t 15t 0,5t	 t/3 5/3t t/3
Quantité d'acier	1,0	1,0	0,67
Poids total	1,0	1,92	0,44
Moment résistant	1,0	12	1,0
Rigidité	1,0	200	1,03

C'est pour une application dans des tunnels submergés que (Bekarlar, 2016) propose une comparaison d'une solution SCS à des solutions en béton armé, en béton précontraint (BP) et en acier. L'auteur justifie l'utilisation du SCS pour la construction de tunnels présentant de grandes portées. En effet, son étude montre qu'en terme de performance, seule l'utilisation du SCS permettrait d'atteindre des tronçons (entre deux parties d'un tunnel) supérieurs à 28 m. La portée maximale d'un tronçon de tunnel en BA ne doit pas dépasser 19 m car elle est limitée par l'épaisseur des fissures dans le béton afin de maintenir une étanchéité acceptable. Les études montrent aussi qu'une solution en BP de portée supérieure à 27 m n'est pas faisable car la section de béton ne pourrait résister aux forces axiales, au moment de flexion et au cisaillement engendrés par la précontrainte. De plus, les systèmes d'ancrage seraient trop grands et irréalisables. Concernant une solution en acier, l'auteur montre que les tronçons de ce type de tunnel peuvent atteindre les 28 m. Cependant, bien que plus coûteuse, une solution en SCS pour des tronçons compris entre 19 et 28 m présente une capacité en moment de flexion, en cisaillement ainsi qu'une ductilité supérieure rendant la solution plus intéressante dans le cas de structures sous sollicitations externes changeantes ou accidentelles (exemple : séismes, explosion, impact de bateau sur le tunnel, chargement supplémentaire dû à de la sédimentation, érosion, etc.). Les résultats de l'étude sont résumés dans le Tableau 1-2.

Tableau 1-2 Comparaison des portée admissibles d'un tunnel en béton armé, béton précontraint, acier ou SCS (Bekarlar, 2016)

Longueur de portée	Tunnel en béton armé	Tunnel en coque d'acier	Tunnel SCS
< 19 m	Solution idéale	Non idéal	Non idéal
19 – 28 m	Non réalisable	Solution idéale	Solution idéale
> 28m	Non réalisable	Non réalisable	Seule solution possible

Bien que les structures SCS sont prometteuses pour la construction d'ouvrages, la présence des plaques d'acier en fibre extérieure entraîne également des risques de voilement local en compression dus à la baisse de la protection assurée par le béton. Les plaques ne sont reliées au béton que par les connecteurs qui doivent donc être suffisamment rapprochés pour limiter ces instabilités ((Zhang, et al., 2014), (Roberts, et al., 1996)). Des protections anticorrosion et contre le feu doivent également être mise en place alors que pour du BA, le béton protège les aciers de ces phénomènes. Un autre point d'attention pour les structures SCS est la mise en place des connecteurs qui nécessite parfois des techniques particulières. En effet, le système de connexion est le garant de l'efficacité de la structure, il doit assurer la liaison entre le béton et l'acier. Une mauvaise mise en œuvre peut entraîner une diminution de l'adhérence entre les composants et donc réduire les performances du système ((Qin, et al., 2015), (Yan, et al., 2019)).

1.1.3. Utilisation du SCS dans le monde

Les avantages des structures SCS en font un choix de plus en plus concurrentiel pour la construction de nouveaux ouvrages soumis à des chargements exceptionnels. Ainsi, ces structures sandwich sont utilisées pour la construction de tabliers de ponts ((Yan, et al., 2015), (El-Bahey, et al., 2012)), de bâtiments de grandes hauteurs (Figure 1-10 (a)) (AISC, 2017), d'ouvrages de stockage d'huile ou de gaz, de plateformes offshore ((Yan, et al., 2016a), (Yan & Zhang, 2017)), de murs de protection contre les impacts ou explosions ou encore de murs de contreventement ((Liew, et al., 2017), (Leekitwattana, 2011)).

Aujourd'hui, le SCS est également couramment employé pour la construction de tunnels submergés tels que le tunnel ferroviaire d'Osaka Yumeshima, au Japon, achevé en 2009 et possédant un plafond et des voiles en SCS ou le tunnel routier d'Okinawa Naha achevé en 2010, également au Japon, entièrement en SCS (plafond, voiles et plancher) (Bekarlar, 2016). A Doha au Qatar, le projet de tunnels routiers du Sharq Crossing prévoit aussi d'employer le SCS pour l'un des deux tunnels immergés (Calatrava, 2013) (Figure 1-10 (b)).

Concernant le domaine du nucléaire, c'est le côté modulaire, la facilité de construction, l'étanchéité, la résistance et la sûreté vis-à-vis de chargements accidentels qui justifient l'emploi des structures SCS dans des ouvrages des centrales nucléaires de 3^{ème} génération. Le SCS est retrouvé, par exemple, pour les murs des structures internes de confinement de l'AP1000 et l'US-APWR construites en Chine (Sanmen et Haiyang) et aux Etats Unis (Vogtle en Géorgie et V.C Summer en Caroline du Sud) (Figure 1-10 (c)) ((Lohani, 2016), (Bhardwaj, et al., 2017), (Varma, et al., 2015)) ou encore la centrale de traitement de déchets de la centrale nucléaire Kashiwazaki-Kariwa au Japon (Niousha, et al., 2007). Ce type de structure est également étudié pour la construction des SMRs (Smalls Modular Reactors) et des ALWRs (Advanced Light Water Reactors) (Burgan & Bingham, 2017), (Konsowa & Mosallam, 2012), (WEC, 2021), (IAEA, 2021), (KEPCO, 2021), (MHI, 2013)). L'utilisation du SCS pour des centrales nucléaires en Europe est actuellement en cours d'étude ((SCIENCE, 2017), (Sauvageon, 2016))



(a)



(b)



(c)

Figure 1-10 Exemples d'utilisation des structures SCS (a) Rainier Square Tower à Seattle (Wright Runstad & Company, 2021) ; (b) Tunnel du projet Sharq Crossing de Doha Qatar (Calatrava, 2013) ; (c) Module de confinement du réacteur AP1000 (Lohani, 2016)

L'augmentation de l'utilisation du SCS a conduit à l'élaboration de guides de conception dédiés. Les premiers développements de réglementation remontent à 1992 au Japon avec les travaux du JSCE (JSCE, 1992). Un premier guide pour la construction en SCS est alors proposé pour une utilisation en parallèle du JSCE n°15 (JSCE, 2007). Par la suite, c'est en Asie et aux Etats-Unis que des

réglementations pour la conception de structure SCS dans le domaine du nucléaire ou soumises à des séismes ont été rédigées :

- *Technical code for seismic design of steel plate reinforced concrete structures*, rédigé en 2009 par le Nuclear Standards Committee de la Japanese Electric Association (JEAC, 2009) au Japon;
- *Specification for safety-related steel structures for nuclear facilities* écrit par le (KEPIC, 2010) rédigé en 2010 en Corée du Sud;
- *Specification for safety-related steel structures for nuclear facilities* rédigé en 2010 et réédité en 2015 par l'American Institute of Steel Construction (AISC, 2015) (annexe 9 de l'AISC N690 supplément N°1).

Plus récemment, en 2017 (Bhardwaj, et al., 2017) rédigent un guide d'exigences minimales pour la conception de murs SCS pour le domaine du nucléaire à utiliser en parallèle de l'annexe 9 de l'AISC N690 (AISC, 2015).

Une documentation européenne pour la construction en SCS existe également. Elle a été développée par (Narayanan, et al., 1994) en 1994 pour l'Institut de Construction Métallique anglaise (SCI). Utilisé en parallèle de l'Eurocode 4 (CEN, 2005a), ce guide permet le dimensionnement de structures en SCS. Suite aux recherches sur la connexion Bi-Steel démarrées en 1995, c'est un guide pour la conception de structure SCS avec ce système de connexion qui a été écrit, également au Royaume-Uni par CORUS (Bowerman & Burgan, 2003). (Burgan & Bingham, 2017) présentent les conclusions du projet SCIENCE (Steel Concrete for Industrial Energy and Nuclear) achevé en 2017 et regroupant de nombreuses sociétés et laboratoires universitaires d'Europe. Ce projet avait pour but la rédaction d'un guide commun en Europe sur les structures SCS à partir d'essais et études numériques portant sur différentes structures (poutres, planchers, voile et jonction d'ossature) soumises à des chargements mécaniques et thermiques. Un rapport final a été rédigé et résume les résultats des études et des recommandations pour le dimensionnement (SCIENCE, 2017). Actuellement, bien que des guides et recommandations existent, aucune norme européenne ou française n'a été éditée pour réglementer la construction de structures en SCS.

Pour la majorité de ces guides, le principe de dimensionnement des structures SCS repose sur le travail d'ensemble du béton et des plaques. Ce phénomène est assuré par une action composite permise par le système de connexion. Ainsi, les résistances en compression, sous moment fléchissant et sous efforts combinés sont déterminées en prenant en compte les participations des deux composants (béton et plaques d'acier). Par exemple, l'AISC (AISC, 2015) propose de réaliser l'analyse d'une voile SCS sous condition thermique classique en considérant sa rigidité de flexion effective EI_{eff} définie telle que :

$$EI_{eff} = (E_s I_s + c_2 E_c I_c) \geq E_s I_s \quad (1.1)$$

Avec E_s et I_s le module d'Young et le moment d'inertie des plaques, E_c et I_c le module d'Young et le moment d'inertie du béton et $c_2 = 0,48\rho' + 0,10$ une constante de calibration pour la détermination de la rigidité de flexion effective où $\rho' = \rho n$ avec ρ le ratio d'armature et $n = E_s/E_c$

En revanche, comme pour les poutres mixtes, la faible résistance en traction et la présence de fissures dans le béton conduisent à négliger sa participation à la reprise des efforts de traction. La résistance de la structure sous effort axial de traction ne dépend alors que de la résistance des plaques renforcées par les goujons. De même, la faible raideur des plaques dans la direction de cisaillement hors-plan limite leur participation à la résistance sous effort tranchant de la section SCS. Elle est déterminée uniquement à partir de la résistance du béton et du renfort apporté par les goujons et tirants avec une méthodologie similaire à celle d'un calcul de structure BA.

En plus du calcul de la réponse de la structure à l'ELU (État Limite Ultime pour la résistance ultime) et à l'ELS (État Limite de Service, pour le comportement en service), des exigences supplémentaires sont mentionnées dans les guides. Par exemple, sur les plaques, le JEAC (JEAC, 2009) et l'AISC (AISC, 2015) préconisent une épaisseur minimale afin d'assurer i) un bon comportement lors de la fabrication et de la manutention des plaques ; ii) la résistance lors du coulage du béton (reprise de la poussée hydraulique du béton frais) ; iii) la diminution des risques de voilement local. Le guide obtenu suite au

projet (SCIENCE, 2017) recommande également de prendre en compte le soudage des connecteurs dans le choix des dimensions des plaques.

Des exigences sont aussi imposées sur le système de connexion. Afin d'assurer une action composite complète, les guides limitent le choix du type de connexion, leur espacement maximal et leur nombre minimal. Des recommandations sur les espacements des connecteurs ont également pour but d'ajouter une protection contre le voilement local des plaques.

1.2. ÉTAT DE L'ART ET COMPORTEMENTS MECANIQUES

1.2.1. État de l'art des études sur les structures SCS

L'identification du comportement des structures SCS et la proposition de méthodes de dimensionnement proviennent de recherches présentées dans la littérature. Depuis 1975, les recherches sur le SCS n'ont cessé d'augmenter en lien avec l'intérêt grandissant pour ce type de structure. Ainsi, plusieurs groupes de recherches sur le SCS se sont développés aux Etats-Unis, au Royaume-Uni ou encore en Chine. Sur une base de données non exhaustive de 122 articles scientifiques publiés entre 1975 et 2020 portant sur l'étude du comportement de structures SCS, la Figure 1-11 montre qu'une grande partie des études est réalisée 1) au Etats-Unis, 2) au Royaume-Uni, pays d'origine du SCS et 3) à Singapour. À l'échelle des continents, la Figure 1-12 révèle que la majorité des recherches sur le SCS sont réalisées en Asie.

Le niveau de recherches d'un pays est en lien direct avec l'intérêt porté historiquement au SCS par chaque pays pour la construction de nouveaux ouvrages. Ainsi, aux Etats-Unis, le SCS est étudié pour la construction de centrales nucléaires et de bâtiments commerciaux. (Varma, et al., 2015), montrent ainsi que la construction SCS est un choix de plus en plus concurrentiel car sa modularité, sa durabilité et sa résistance et rigidité répondent aux besoins grandissant d'ouvrages plus sûrs, abordables et résistants à des sollicitations extrêmes et nouvelles (impacts d'avion commercial, de véhicule personnel ou catastrophes naturelles). Dans un contexte d'augmentation des besoins énergétiques et de construction d'ouvrage pour la production d'énergie, l'Asie a étudié le SCS pour la construction de nouvelles centrales nucléaires. Cette solution plus rapide et économique à construire permet de satisfaire les exigences en termes de résistance au séisme et d'optimisation de la construction (modularité, gains économiques et gains de temps de construction) (Liew, et al., 2017).

En Europe et plus particulièrement en France, le nombre d'études sur les structures SCS est plus limité. En effet, les problématiques de séismes ou de construction d'ouvrages de grandes dimensions sont moins importantes. Cependant, depuis quelques années, un nouvel intérêt pour cette solution existe en lien avec la demande de bâtiments plus sûrs et soumis à des exigences nouvelles (durabilité supérieure, risques d'impacts et d'explosions liés à la sécurité, contraintes environnementales) (Sauvageon, 2016).

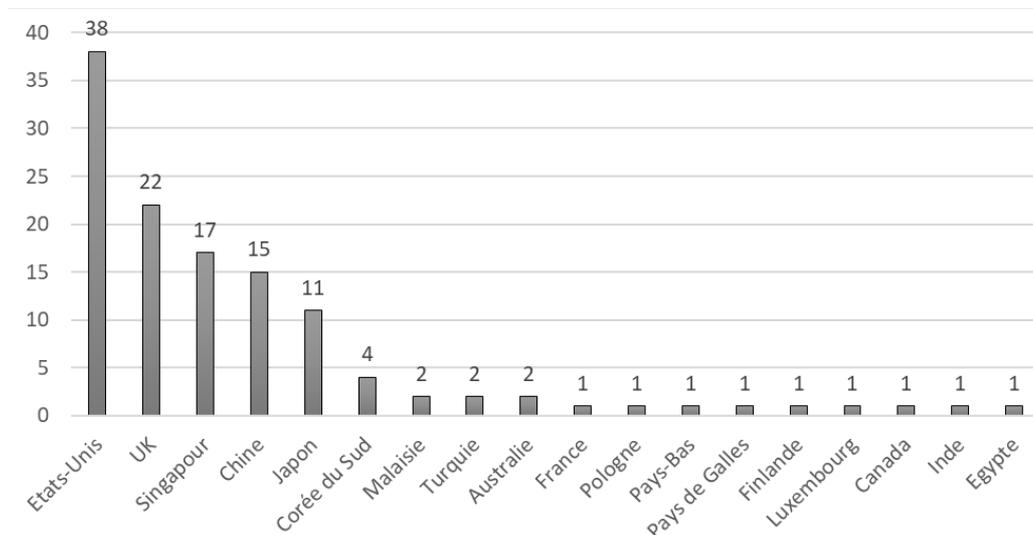


Figure 1-11 Répartition des études sur le SCS dans le monde à partir d'une base de données de 122 articles

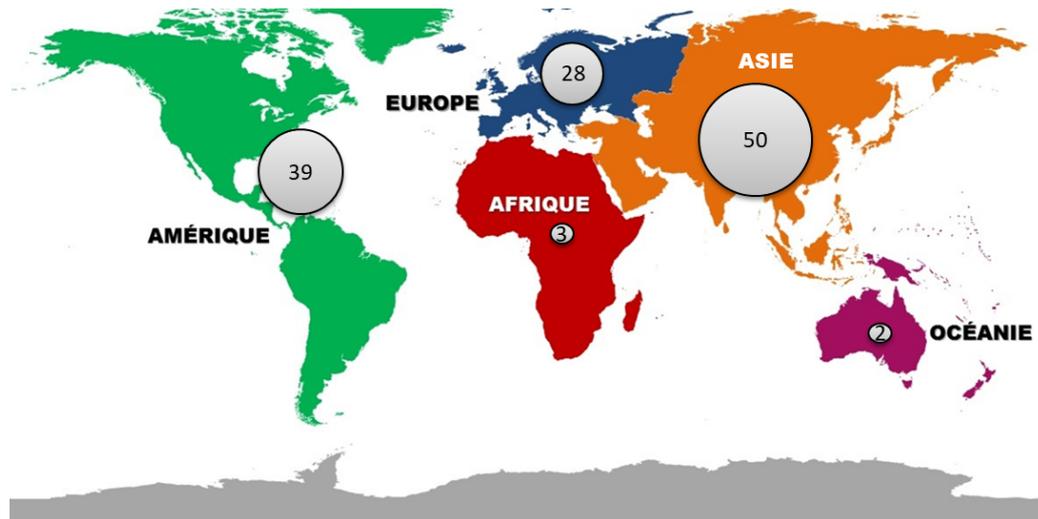


Figure 1-12 Répartition des études sur le SCS par continent à parti d'une base de données de 122 articles

1.2.2. Comportements mécaniques des structures SCS

De nombreuses études sont disponibles dans la littérature et peuvent porter sur des structures diverses avec des échelles différentes telles que des poutres ou des structures à échelle réduite. Ces systèmes peuvent aussi être soumis à des sollicitations variées : chargements mécaniques statiques ou dynamiques, de fatigue ou des chargements thermiques. Par exemple, des études expérimentales, analytiques et numériques ont été réalisées sur des plaques SCS soumises à des charges concentrées (Shanmugam, et al., 2002) et (Yan, et al., 2016a)), sur des voiles en cisaillement ou compression (Epackachi & Whittaker, 2016), (Nguyen & Whittaker, 2017) et (Zhang, et al., 2014)), sur des jonctions planchers-voiles (Seo & Varma, 2017) et (Thaker, 2016)) ou encore des plaques soumises à des températures très élevées (Sauvageon, 2016) ou très basses (Yan, et al., 2016b) et (Yan, et al., 2016c)).

L'intérêt de ces études est alors de pouvoir :

- 1) Observer les comportements de structures SCS soumises à divers chargements pour mieux comprendre leurs réponses dans des ouvrages complets
- 2) Identifier les phénomènes qui influencent ce comportement afin de définir les paramètres qui le caractérisent
- 3) Prédire ce comportement et identifier une technique de détermination des performances de la structure SCS

Les essais ainsi que les modélisations numériques permettent de mettre en situation des structures afin de définir leurs caractéristiques telles que le comportement global, la résistance ultime et les déplacements maximaux, la plastification des plaques, des connecteurs ou encore l'évolution des fissures dans le béton et les modes de ruine de la structure. Des tendances et paramètres influant peuvent alors être identifiés et permettent de définir un modèle analytique ou numérique de prédiction du comportement. Le Tableau 1-3 présente des exemples de tendances observées lors d'essais de flexion de poutres faisant varier divers paramètres ((Yan, et al., 2014), (Wright, et al., 1991a), (Varma, et al., 2011a), (Sener, et al., 2016), (Oduyemi & Wright, 1989), (Roberts, et al., 1996), (Sener & Varma, 2014), (Dogan & Roberts, 2010), (Leng & Song, 2016), (Yan, et al., 2020), (Zhang, et al., 2020)). Une tendance en particulier permet de diviser le comportement des structures SCS en deux catégories : le nombre de connecteur ou leur espacement. En effet, les essais de poutres en flexion (également caractéristiques du comportement en cisaillement hors-plan de voiles ou planchers) montrent que les comportements observés et les modes de ruine vont changer en fonction du nombre de connecteurs présent. Si leur nombre est suffisamment élevé, la structure va développer une action composite complète entre le cœur de béton et les plaques d'acier, alors que s'il est trop bas, la structure aura une action composite partielle.

Tableau 1-3 Influence des paramètres des poutres SCS sur leur comportement

Paramètres variables	Effets sur le comportement
Épaisseur des plaques	L'augmentation de l'épaisseur des plaques tend à augmenter la rigidité et la résistance du système.
Résistance du béton	Plus la résistance du béton augmente et plus la rigidité initiale et la capacité de charge ultime augmentent.
Portée de cisaillement λ	Ce rapport influence directement la capacité de chargement. Plus il augmente et plus la structure est capable de supporter des charges et sa ductilité diminue
Espacement et nombre des connecteurs	L'espacement des connecteurs a peu d'effet sur la rigidité élastique de la structure mais va fortement influencer la résistance du système. L'augmentation du nombre de goujons va augmenter la liaison entre le béton et les plaques et ainsi la capacité de la poutre. Le mode de ruine de la poutre va également changer en fonction du nombre de goujons
Longueur des connecteurs ou présence de tirants	L'augmentation de la longueur des connecteurs ou la présence de tirants permet de diminuer les risques d'arrachement des connecteurs au béton. Le système est aussi plus ductile et la résistance à l'effort tranchant augmente.
Type de connecteurs	Les systèmes de connexion possédant des connecteurs traversant le cœur de béton présentent de meilleures performances que les connexions avec des connecteurs de hauteur plus limitée. La mise en place d'un système de connexion mixte permet d'avoir des performances intermédiaires.
Présence d'armatures	Les renforts longitudinaux permettent d'améliorer la capacité de flexion de poutres SCS

avec $\lambda = \frac{V_u H}{M_u}$ où V_u et M_u sont respectivement la résistance ultime à l'effort tranchant et au moment fléchissant de la poutre et H sa hauteur.

1.2.2.1. Structures à action composite complète

Les développements de (Wright & Oduyemi, 1991) démontrent qu'une action composite complète correspond à un comportement d'ensemble du cœur de béton et des plaques d'acier assuré par le système de connexion. La liaison entre ces deux composants est suffisamment importante pour autoriser un bon transfert d'effort et limiter le glissement interfacial. Les performances de la structure ne sont alors pas impactées par ce glissement. (Dogan & Roberts, 2010) montrent que dans le cas d'une action composite complète, la répartition des déformations dans la section mixte peut être considérée comme linéaire, aucune discontinuité des déformations n'est observable aux interfaces (Figure 1-13). Le travail du béton et de l'acier est alors optimisé : le béton va résister aux efforts de compression et l'acier va le renforcer en traction et compression. La structure présente les avantages liés à une structure composite : contraintes diminuées dans la section et rigidité supérieure, associés aux avantages propres à une structure SCS : bonne résistance, rigidité, étanchéité et modularité. La présence d'un système de connexion mécanique de raideur limitée va également entraîner une augmentation de la ductilité du système, favorable pour sa résistance aux sollicitations dynamiques (séisme, impact et explosion) (Wright & Oduyemi, 1991).

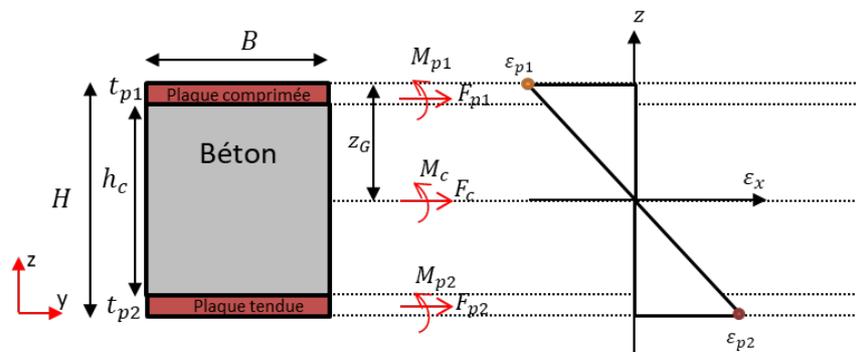


Figure 1-13 Efforts internes et diagramme élastique des déformations dans la section d'une poutre SCS à action composite complète

Plusieurs études sur les structures SCS à action composite complète ont permis de proposer des méthodes de résolution analytique pour déterminer leur comportement. (Wright, et al., 1991b) proposent par exemple de se baser sur des normes déjà existantes pour déterminer le moment ultime d'une section de poutre SCS. Les capacités de reprise des efforts dans le béton et dans les plaques sont calculées à partir des normes anglaises BS 8110 (British Standards Institution, 1997) et BS 5400 (British Standards Institution, 1979) respectivement pour le calcul de structure en béton armé et en acier. Les formules proposées dans ces réglementations permettent d'obtenir les efforts résistants du béton de la zone comprimée F_c et des plaques soumises à leur contrainte de plastification (F_{p1} pour la plaque comprimée et F_{p2} pour la plaque tendue) (Équations (1.2) et (1.3)).

$$F_c = 0,45 f_{cu} B * 0,9 z_G \quad (1.2)$$

$$F_{p1} = 0,93 f_{yp} B t_{p1} \text{ et } F_{p2} = 0,93 f_{yp} B t_{p2} \quad (1.3)$$

où B est la largeur de la poutre mixte, z_G la hauteur de l'axe neutre, f_{cu} la résistance en compression du cube de béton et f_{yp} la limite élastique des plaques. Une analyse du diagramme des contraintes et efforts équivalents permet alors de déterminer la position de l'axe neutre plastique et de calculer le moment ultime de la section critique de la poutre SCS (Figure 1-13).

(Dogan & Roberts, 2010) proposent de calculer la flèche d'une poutre en supposant les hypothèses suivantes : i) l'acier et le béton ont un comportement élastique linéaire, ii) le béton en traction est négligé, iii) la connexion de cisaillement entre le béton et les plaques est suffisamment rigide pour négliger le glissement interfacial, iv) les sections planes restent planes. Ainsi, à partir de la distribution linéaire des déformations dans la section (Figure 1-13), une équation différentielle des déplacements transversaux y est proposée (Équation (1.4)).

$$y(x) = -\frac{1}{\sum EI(1+\alpha)} \int (\int M dx) dx + C_1 x + C_2 \quad (1.4)$$

Avec $\sum EI(1+\alpha)$ la rigidité de flexion de la poutre composite (E est le module d'Young des composants de la poutre, I est leur moment d'inertie et α est un facteur de la rigidité composite), M le moment fléchissant le long de la poutre et C_1 et C_2 des constantes d'intégration. Un détail de calcul du comportement d'une poutre SCS à action composite complète sera présentée dans le chapitre 3.

Les caractéristiques des structures SCS peuvent aussi être identifiées à partir d'études expérimentales présentées dans la littérature. Pour l'étude d'un mur sandwich SCS sollicité en cisaillement hors-plan, (Sener & Varma, 2014) proposent d'étudier des poutres SCS en flexion. Ils regroupent dans leur article une base de données d'essais de poutres sandwich en SCS avec goujons et armatures d'effort tranchant, sollicitées en flexion selon 4 configurations différentes : flexion 3 points, flexion 4 points avec deux positions des charges différentes ou flexion 6 points. Ces poutres ont été testées dans différents laboratoires : 13 poutres testées au Japon (Takeuchi, et al., 1998), 9 testées en Corée du Sud (KEPRI, 2006) et 5 poutres testées en Chine (Chu, et al., 2013). L'auteur présente également 13 poutres testées en flexion 3 et 4 points aux Etats-Unis par (Varma, et al., 2011a). L'inventaire de ces 40 essais a permis de mettre en évidence que les poutres SCS possédant une action composite complète présentent un comportement dépendant des caractéristiques du cœur de béton (armé ou pas) et des plaques. Ainsi les auteurs identifient trois modes de ruine en fonction de la résistance à l'effort tranchant (ou cisaillement hors-plan) de la section :

- Si la portée de la poutre est importante et/ou sa largeur est faible ou si la résistance à l'effort tranchant du cœur de béton est importante, une ruine en flexion peut être observée. Elle est caractérisée par des microfissures verticales en fibre inférieure du béton. Elles vont ensuite se propager dans la hauteur de la poutre (Figure 1-14 (a)). Un voilement local de la plaque d'acier comprimée, une plastification de celle tendue ainsi qu'un écrasement du béton comprimé peuvent aussi être visibles
- Si la portée de la poutre est faible et/ou sa largeur est importante ou si le cœur à une faible résistance en cisaillement, une ruine sous effort tranchant est observable. Elle est caractérisée

par la présence dans le béton de larges fissures inclinées à 45° et reliant la fibre inférieure de la poutre aux points d'application du chargement (Figure 1-14 (b)).

- Pour une poutre présentant des caractéristiques intermédiaires, une ruine mixte de flexion et cisaillement sera présente. Ce mode de ruine montre dans un premier temps des microfissures en partie inférieure de la poutre puis après un certain seuil, de larges fissures diagonales de cisaillement apparaissent et causent la ruine de la poutre (Figure 1-14 (c))

Les études sur des plaques de (Yan, et al., 2016a) peuvent également être citées. Ces recherches portent sur 8 plaques carrées en DSC à goudons chevauchants et cœur de ciment composite ultra-léger (ULCC). Les plaques sont simplement appuyées et soumises à une charge ponctuelle concentrée au centre. Ces essais ont pour objectif de caractériser cette structure en faisant varier différents paramètres tels que l'épaisseur des plaques d'acier, l'espacement des connecteurs ou encore la composition et la résistance du cœur de béton. Des mesures de l'effort, de la flèche, du glissement interfacial ainsi qu'une observation de la propagation de la fissuration et du voilement des plaques d'acier ont été réalisées pour ces essais. Les observations ont permis de mettre en évidence les bonnes caractéristiques en flexion de la plaque SCS ainsi que son haut comportement ductile. De plus, elles ont confirmé la participation des connecteurs dans la reprise des efforts tranchants en plus du transfert d'efforts aux interfaces cœur béton – plaques d'acier. L'importance de la résistance du cœur de béton sur la résistance ultime de la structure a également été mise en évidence. Finalement, les analyses de (Yan, et al., 2016a) montrent la présence de deux pics d'effort P_1 et P_2 dans la courbe de comportement du système. Ces pics correspondent pour P_1 à la ruine en cisaillement du cœur de béton et pour P_2 à la ruine en cisaillement de la plaque d'acier supérieure ou à la ruine en flexion de la plaques SCS (Figure 1-15). Les études mènent à la proposition d'un modèle théorique de calcul de la résistance ultime de la plaque comme étant la résistance à ces deux pics.

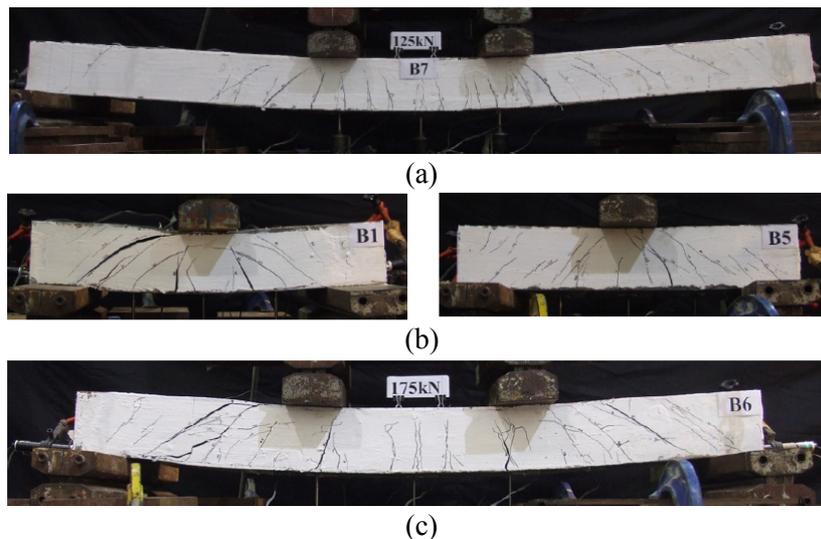


Figure 1-14 Modes de ruine de poutres SCS en flexion : (a) ruine de flexion ; (b) ruine de cisaillement ; (c) ruine mixte cisaillement et flexion (Yan, et al., 2015)

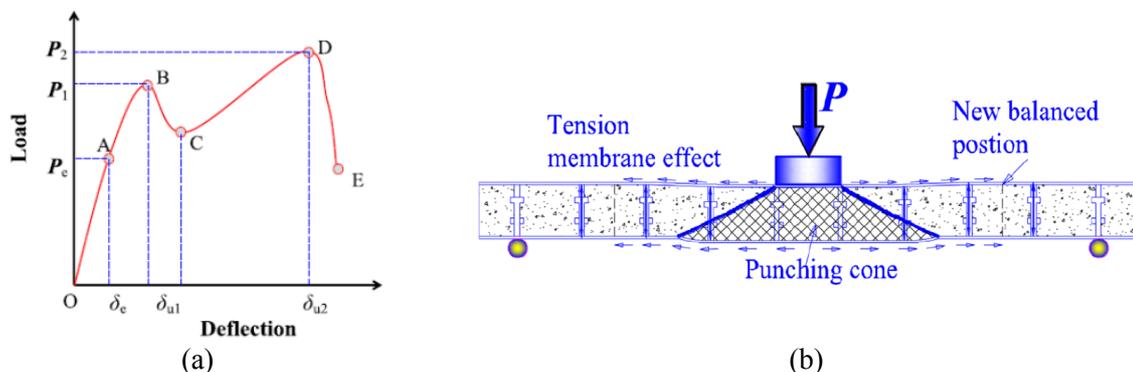


Figure 1-15 Comportement d'une plaque SCS sous chargement concentré : (a) Courbe effort – flèche généralisée ; (b) Réponse de la plaque sous la charge (Yan, et al., 2016a)

Ces études expérimentales et analytiques vont également alimenter des simulations numériques visant à reproduire le comportement de ce type de structure. Pour les structures SCS à action composite complète, les performances du système dépendent principalement des caractéristiques du béton et des plaques d'acier. Une modélisation fine de la zone de connexion n'est alors pas nécessaire (Vecchio & McQuade, 211), (Varma, et al., 2014)). De nombreuses études numériques sur ce type de structure sont disponibles dans la littérature et emploient différentes stratégies de simulation.

Dans la modélisation de plaques SCS soumises à un chargement concentré, (Shanmugam, et al., 2002) simulent les plaques d'acier en éléments coques 2D et le béton en éléments finis massifs 3D. Le système de connexion est lui implicitement modélisé par une recalibration des paramètres de cisaillement du cœur de béton. En effet, les auteurs considèrent une adhérence parfaite entre le béton et les plaques mais ils prennent en compte le cisaillement du béton dû au système de connexion. Les résultats de la modélisation présentent une bonne correspondance des courbes effort – flèche, mais des écarts sur les efforts ultimes des essais sont visibles avec une déviation moyenne de 13%. De plus, la liaison parfaite entre le béton et les plaques ne permet pas d'observer le voilement des plaques (visibles lors des essais) ainsi que l'initiation des fissures dans le béton par la présence des connecteurs.

Des voiles SCS à connexion mixte goujons et tirants et soumises à des sollicitations cycliques de cisaillement dans le plan ont été étudiés par (Epackachi & Whittaker, 2016) afin de caractériser ces structures sous un chargement sismique. Les essais réalisés montrent que les voiles SCS soumis à cette sollicitation présentent dans un premier temps une plastification des plaques avant le pic de résistance. La ruine intervient alors suite à l'endommagement du béton au pied du voile entraînant la plastification et le voilement des plaques d'acier. Finalement, un déchirement de la jonction des plaques avec la fondation est visible (Figure 1-16 (a)). (Nguyen & Whittaker, 2017) proposent des modèles numériques 3D des voiles testées possédant une action composite complète. Le cœur de béton est représenté par des éléments massifs (3D) alors que les peaux d'acier sont modélisées par des éléments coques (2D) et les connecteurs par des éléments poutres (1D). Les conditions d'adhérence entre les composants de la structure sont des conditions de liaison parfaite par nœuds coïncidents entre les connecteurs et le béton et entre les connecteurs et les plaques (nœuds communs entre les 2 composants) et une condition de contact avec frottement entre le cœur de béton et les peaux d'acier (décollement possible, égalité des contraintes en cas de contact et déplacements différentiels autorisés avec coefficient de frottement dans les directions de cisaillement). L'article montre que la méthode de résolution par éléments finis donne des résultats proches de ceux obtenus lors des essais en ce qui concerne les valeurs de la rigidité post pic, la forme des hystérésis post-pic et les modes de ruine (endommagement du béton à la base du voile) (Figure 1-16 (b)). Cependant, l'analyse des résultats révèle que le choix de modélisation 1D des connecteurs et « encastrés » dans le béton entraîne une surestimation de la résistance du voile. En effet, dans les zones de perte de résistance et de rigidité du cœur de béton ou lorsque les plaques sont voilées, les connecteurs 1D imposent une participation du béton alors qu'expérimentalement ce n'est plus le cas (car béton est déjà endommagé ou il y a un décollement des plaques). Des écarts dans la reproduction du comportement local sont donc visibles.

Pour certaines études précédemment citées, le glissement entre le cœur de béton et les plaques d'acier est négligé. Cependant, dans les structures à action composite complète, bien qu'étant faible, le glissement est quand même présent. En effet, (Dogan & Roberts, 2010) montrent par une comparaison de résultats d'essais et de prédictions théoriques, qu'une hypothèse de liaison parfaite entre le cœur et les peaux (pas de glissement autorisé) peut entraîner une surestimation des performances du système. Les auteurs comparent dans leur article les réponses de poutre DSC calculées à partir d'analyses prenant en compte ou pas le glissement interfacial. La comparaison des flèches obtenues montre que la théorie d'adhérence parfaite entraîne une sous-estimation avec un facteur 3 de la flèche à mi-portée. Ces observations sont appuyées par celles réalisées par (Wright & Oduyemi, 1991), (Zhang, et al., 2020) et (Sener, et al., 2016) ou dans (Battini, et al., 2009) pour des poutres mixte acier-béton. Ces études montrent que la présence d'un système de connexion mécanique locale, de raideur finie et limitée par des exigences de construction entraîne forcément une limitation de la liaison entre les composants et ainsi un glissement interfacial.

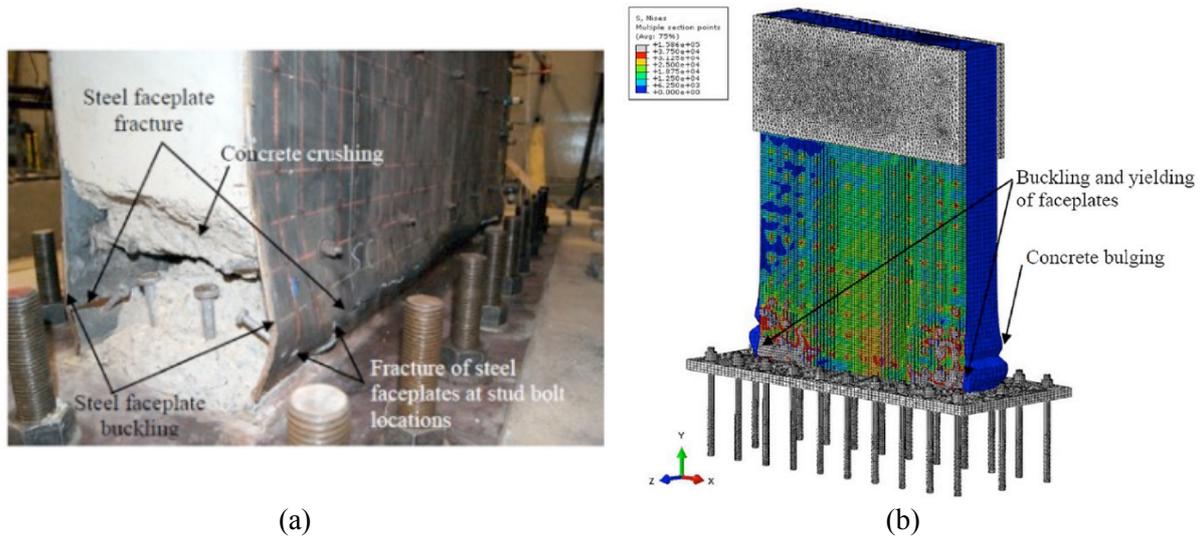


Figure 1-16 Ruine d'un voile SCS sous cisaillement cyclique dans le plan : (a) résultats expérimentaux ; (b) résultats de la modélisation numérique (Nguyen & Whittaker, 2017)

1.2.2.2. Structures à action composite partielle

Bien que l'action composite complète est généralement requise lors de dimensionnement de structures SCS, dans certains cas une action composite partielle peut se développer. Dans leur article, (Leng & Song, 2016), définissent l'action composite partielle comme une perte de résistance en cisaillement de la structure suite à l'incapacité des connecteurs à transférer les forces en interface. Un glissement non négligeable et une séparation du cœur de béton par rapport aux plaques d'acier vont être visibles et la répartition des déformations dans la section ne sera plus linéaire (Dogan & Roberts, 2010) (Figure 1-17). La résistance et la rigidité de la structure mixte vont diminuer, directement impactées par la résistance en cisaillement du système de connexion. L'augmentation du glissement va également augmenter la souplesse de la structure car les déplacements y sont plus importants.

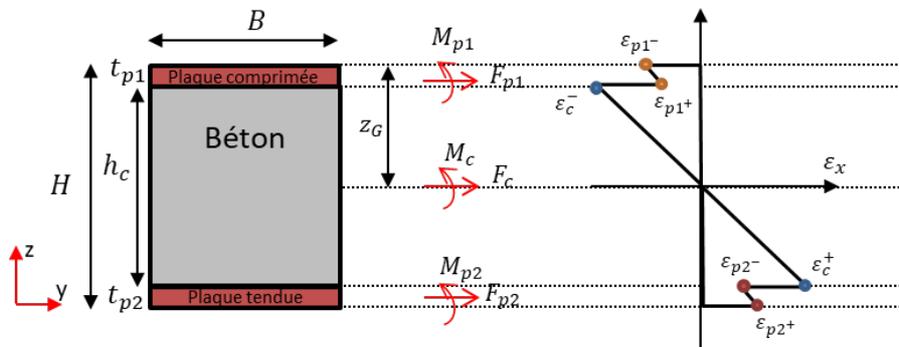


Figure 1-17 Efforts internes et diagramme élastique des déformations dans la section d'une poutre SCS à action composite partielle

Des structures SCS à action composite partielle peuvent être retrouvées dans différents cas. Une perte d'intégrité de la construction est évoquée par (Qin, et al., 2015). Les auteurs montrent qu'elle peut être liée à un mauvais compactage du béton, à la présence de fissure ou encore au voilement local des plaques. Ces phénomènes peuvent entraîner une diminution des points de liaison entre le cœur et les peaux et augmenter le glissement interfacial. (Johnson, 1981) cite également un important gain économique pour un choix d'un système de connexion possédant moins de connecteurs que la quantité nécessaire pour avoir une action composite complète. (Lin, et al., 2019) indiquent qu'une action composite partielle peut se développer dans des structures pour lesquelles des choix de construction liés à des difficultés de soudage des connecteurs ont amené à réduire la quantité de connecteur. Leurs études sur des poutres SCS dimensionnées à l'échelle 4/9^{ème} des poutres de l'AP1000 montrent qu'un

glissement entre le béton et les plaques est d'ailleurs présent dans des applications d'ingénierie. Dans ces cas, le comportement de structures SCS à action composite partielle doit également être étudié.

Le nombre d'étude sur les structures à action composite partielle est plus limité car un critère d'action composite complète est généralement favorisé pour la construction d'ouvrage. Mais l'intérêt pour ce type de structure augmente et le nombre d'études associées également. Afin de correctement reproduire leur comportement, il est nécessaire de prendre en compte le glissement à l'interface ainsi que les caractéristiques du système de connexion (Sagasetta & Francis, 2016). (Wright & Oduyemi, 1991) proposent de calculer le comportement des trois couches de la section en considérant que le glissement implique une force interfaciale contrant les différences de traction et compression entre le béton et les plaques. Des équations différentielles permettant de déterminer les efforts de cisaillement transmis en interface sont définies et la flèche f de la poutre est caractérisée telle que :

$$f = y_s + (C_{bcross}z_t + C_t z_b) \frac{L^2}{\pi^2 \sum EI} F_t + (C_b z_t + C_{tcross} z_b) \frac{L^2}{\pi^2 \sum EI} F_b \quad (1.5)$$

avec y_s la flèche de la poutre en adhérence parfaite, $\sum EI$ la rigidité de la poutre mixte, z_t et z_b les positions de l'axe neutre du béton par rapport à l'axe neutre de la plaque supérieure et inférieure respectivement et C_t, C_b, C_{tcross} et C_{bcross} des constantes adimensionnelles définissant le degré d'interaction entre chaque couche. Équivalentes aux constantes introduites dans la théorie de (Newmark, et al., 1951), C_b et C_{bcross} sont les coefficients d'interaction de la plaque inférieure avec le cœur de béton directement ou en interaction avec l'interface supérieure et C_t et C_{tcross} concernent l'interface entre la plaque supérieure et le cœur de béton. Pour illustrer l'influence de ces paramètres, les auteurs présentent le Tableau 1-4.

Tableau 1-4 Effet des coefficients d'interaction (Wright & Oduyemi, 1991)

$C_t = \infty$	Pas d'interaction entre le cœur de béton et la plaque supérieure
$C_b = \infty$	Pas d'interaction entre le cœur de béton et la plaque inférieure
$C_{tcross} = \infty$	L'interaction entre le cœur de béton et la plaque supérieure a une influence maximale sur l'interface inférieure
$C_{bcross} = \infty$	L'interaction entre le cœur de béton et la plaque inférieure a une influence maximale sur l'interface supérieure

Dans la théorie de (Johnson, 2004), la variation de glissement correspond à une différence de déformation entre les couches (Équations (1.6) et (1.7)). L'hypothèse d'égalité de courbure entre les couches permet alors de déterminer les équations caractéristiques du glissement aux interfaces inférieure et supérieure. Le détail de cette résolution analytique sera présenté dans le chapitre 3 de cette thèse.

$$\frac{ds_h}{dx} = \varepsilon_{p1}^+ - \varepsilon_c^- \quad (1.6)$$

$$\frac{ds_b}{dx} = \varepsilon_c^+ - \varepsilon_{p2}^- \quad (1.7)$$

avec s_h et s_b les glissement aux interfaces béton - plaque tendue et béton - plaque comprimée respectivement, ε_{p1-} et ε_{c+} la déformation à l'interface béton - plaque tendue dans la plaque et dans le béton respectivement et ε_{p2+} et ε_{c-} la déformation à l'interface béton - plaque comprimé dans la plaque et dans le béton respectivement (Figure 1-17).

Des essais sur poutres SCS faiblement goujonnées ont été réalisés par (Zhang, et al., 2020). Cette campagne d'essai présente des études sur des poutres possédant moins de connecteurs afin d'étudier l'impact du glissement et de l'action composite partielle sur le comportement de la structure. Pour des poutres à système de connexion mixte J-hook et goujons à chevauchement, soumises à une flexion 4 points, les auteurs font varier les espacements entre les connecteurs et mesurent la flèche, le glissement interfacial ainsi que les déformations des connecteurs et des plaques. Les résultats montrent alors que pour cette campagne expérimentale de 8 poutres SCS à action composite partielle, 2 modes de ruine avec un glissement interfacial non négligeable sont identifiables.

Le premier mode de ruine est une ruine en cisaillement avec glissement interfacial, visible pour la plupart des poutres à action composite partielle. Cette ruine est caractérisée dans un premier temps par l'apparition de deux fissures verticales de flexion au niveau des points de chargement. La faible liaison entre le cœur de béton et la plaque inférieure va limiter le transfert d'effort augmentant ainsi les forces de traction du béton et va mener à sa fissuration prématurée (mode de ruine également observable dans des poutres en béton non armé). Puis l'augmentation des efforts dans la structure permise par la faible liaison, va entraîner l'apparition de fissures inclinées entre 45° et 65° et reliant la fibre inférieure aux points d'application du chargement. Le transfert d'effort est encore permis par le système de connecteur après les premières fissures autorisant une faible participation des plaques dans la reprise des efforts. Cependant, la présence du glissement, visible en extrémité de poutre, va réduire les efforts dans la plaque inférieure limitant alors sa plastification (Figure 1-18 (a)).

Le deuxième mode de ruine est une ruine par glissement interfacial quand le nombre de connecteur est trop bas. Pour ce mode de ruine, seules les deux fissures verticales au niveau des points de chargement sont visibles. Le cœur de béton rompt en flexion pure car la participation des plaques est faible. Pour ces poutres, le cisaillement longitudinal est supérieur à la résistance de la liaison. Le glissement est très important et le transfert d'effort aux plaques est si faible que celles-ci restent dans leur phase élastique (Figure 1-18 (b)).

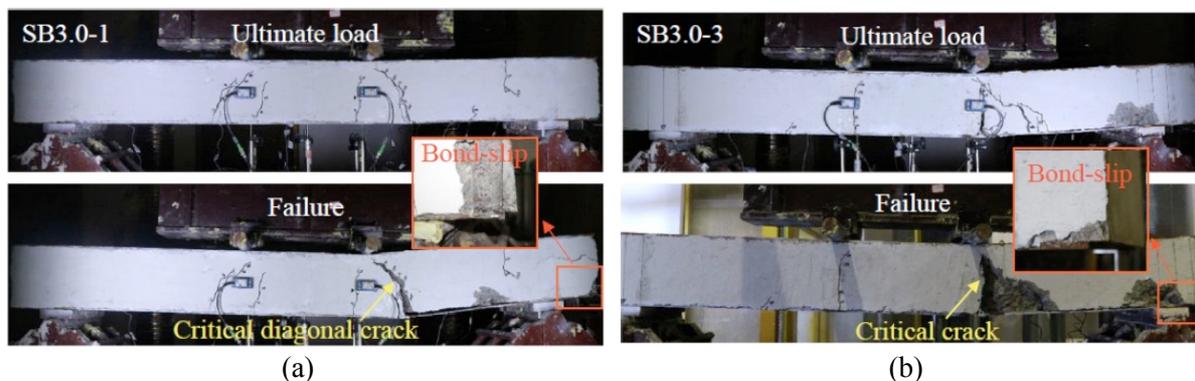


Figure 1-18 Modes de ruine de poutres SCS à action composite partielle: (a) ruine en cisaillement avec glissement interfacial ; (b) ruine par glissement interfacial (Zhang, et al., 2020)

Ces résultats sont appuyés par les études de poutres DSC testées par (Sener, et al., 2016). Dans leur campagne expérimentale, les auteurs testent une poutre possédant deux fois moins de connecteur que la poutre de référence. Les résultats montrent alors qu'une action composite partielle entraîne une augmentation du glissement interfacial entre le cœur de béton et les plaques d'acier. Les charges transmises aux plaques vont alors diminuer entraînant une baisse de leur participation au comportement global de la poutre. La souplesse de la poutre va être augmentée mais sa résistance ultime va diminuer et le mode de ruine sera modifié (ruine sous effort tranchant pour la poutre fortement goujonnée contre une ruine en cisaillement longitudinal et glissement pour la poutre faiblement goujonnée).

Pour ces poutres à action composite partielle, il est nécessaire de prendre en compte le glissement, c'est pourquoi, une modélisation numérique fine ou intégrant implicitement le comportement des connecteurs en cisaillement est importante (exemples en Figure 1-19) (Foundoukos & Chapman, 2008), (Huang & Liew, 2015), (Yan & Zhang, 2017), (Yan, 2015), (Seo & Varma, 2017)). Une modélisation numérique 3D des essais de (Sener, et al., 2016) est présentée. La stratégie de simulation propose de modéliser les connecteurs en élément 1D poutres reliés aux plaques grâce à des éléments de connexion auxquels un comportement non linéaire est imposé. La loi choisie pour ces éléments de connexion est une loi empirique développée par (Ollgaard, et al., 1971) représentant la réponse d'un essai push-out et mettant en relation les efforts de cisaillement et le glissement d'un connecteur. Le modèle numérique développé permet de prendre en compte le glissement dû au système de connexion et ainsi de retrouver la perte de raideur et le comportement global de la poutre faiblement goujonnée.

L'influence du nombre de connecteur est également étudiée lors des recherches de (Foundoukos & Chapman, 2008). Les auteurs présentent une modélisation numérique 2D de poutres Bi-Steel en flexion dans laquelle le béton, les plaques et les connecteurs sont modélisés explicitement. Un raffinement du

maillage du cœur de béton autour des connecteurs est également imposé afin de mieux représenter le comportement local de la zone de connexion (Figure 1-19 (b)). Les liaisons béton - connecteurs et connecteurs – plaques sont réalisées par des relations de contact autorisant les déplacements relatifs mais pas les interpénétrations des éléments concernés. Cette stratégie de modélisation permet globalement d'obtenir les bonnes courbes efforts - flèches et les modes de ruines pour les poutres à action composite partielle. Cependant une surestimation de la résistance de la structure ainsi que des déformations des plaques est visible pour certain cas. De plus, le modèle de comportement imposé au béton présente un comportement linéaire en compression, son écrasement dans la zone de la connexion ne peut donc être reproduit.

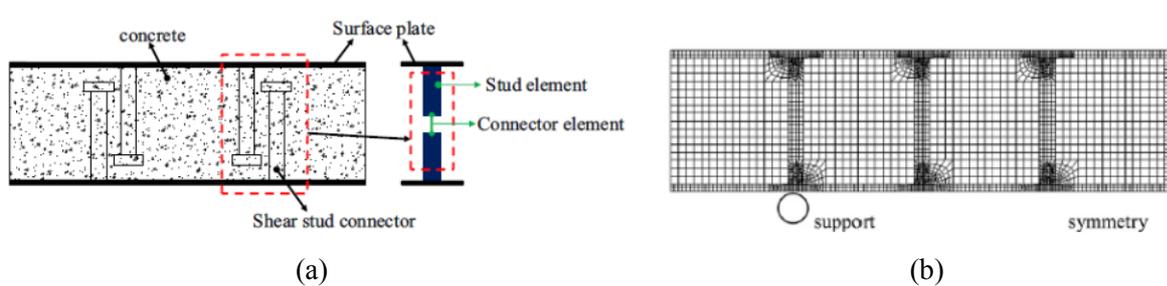


Figure 1-19 Stratégie de modélisation (a) pour des goujons à chevauchement (Huang & Liew, 2015) ; (b) pour des Bi-steel (Foundoukos & Chapman, 2008)

1.3. INTERET DE LA CONNEXION

Les deux types de structure décrits auparavant présentent des comportements fortement différents. Afin de caractériser au mieux les structures SCS il est donc nécessaire de correctement identifier le paramètre déterminant le type de comportement de la structure mixte. Ce paramètre est le degré d'interaction dont plusieurs définitions sont proposées dans la littérature.

1.3.1. Degré d'interaction

Le degré d'action composite ou degré d'interaction η_{SC} est défini dans le rapport final du projet (SCIENCE, 2017) ou encore par (Zhang, et al., 2020) comme étant le rapport entre la résistance du système de connexion et la résistance en traction – compression de la plaque d'acier (Équation (1.8)). Il caractérise le degré de contribution des plaques d'acier dans la reprise des efforts de la structure. Pour le dimensionnement, ce coefficient est appliqué aux plaques afin de diminuer leur contribution à la résistance de la structure.

$$\eta_{SC} = \frac{n_g P_{Rd}}{f_{yp} A_{plaque}} \quad (1.8)$$

avec n_g le nombre total de connecteur dans la portée étudiée; P_{Rd} est la résistance en cisaillement d'un connecteur ; f_{yp} est la limite élastique des plaques et A_{plaque} est leur section.

Ainsi, plus η_{SC} est grand et plus les plaques vont participer à la reprise des efforts et la structure SCS développera une action composite complète. Au contraire, s'il est petit, la participation des plaques va diminuer et la structure présentera une action composite partielle. Le rapport SCIENCE (SCIENCE, 2017), impose que ce degré d'interaction soit supérieur à une valeur minimale de 0,75.

Dans leur étude, (Wright & Oduyemi, 1991) réalisent une analyse de l'influence du degré d'interaction sur la flèche et le glissement en extrémité de la plaque supérieure ou inférieure. Ces paramètres (respectivement τ_b ou τ_t pour les plaques inférieure et supérieure) sont définis ici comme le rapport entre l'effort dans la plaque inférieure ou supérieure et l'effort repris par la plaque en cas d'adhérence parfaite. Ces paramètres caractérisent donc également le degré de participation des plaques. La Figure 1-20 montre que plus ces quantités augmentent et plus la flèche de la poutre diminue vers une asymptote et le glissement tend vers 0. Ces résultats montrent également que l'effet de ce degré d'interaction est plus important sur la plaque inférieure que sur la plaque supérieure comme c'est en fibre inférieure que le travail de la plaque est le plus important (pour limiter les efforts de traction dans le béton).

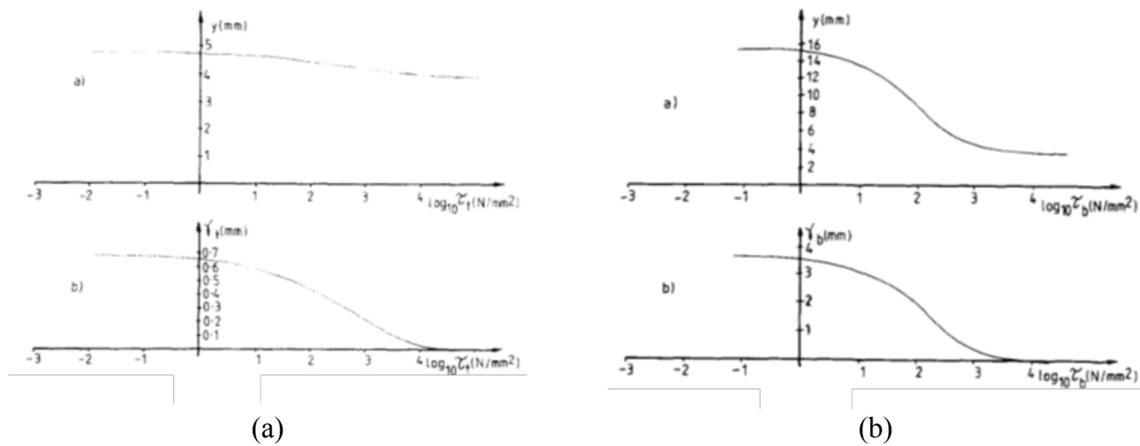


Figure 1-20 Influences du degré d'interaction (a) sur la plaque supérieure ; (b) sur la plaque inférieure (Wright, et al., 1991a), y est la flèche de la poutre, γ_b et γ_t sont les glissements au interface basse et haute respectivement et τ_b et τ_t sont les degrés d'interaction au interface basse et haute

L'Eurocode 4 (CEN, 2005a) définit pour les structures mixtes acier-béton un degré minimal de connexion η_{EC4} . Ce paramètre correspond au rapport entre le nombre de connecteurs mis en place et le nombre de connecteurs nécessaire pour assurer une action composite complète dans la portée étudiée (Équation (1.9)). Si ce rapport est supérieur ou égal à 1 alors la structure présente une action composite complète, s'il est inférieur à 1 la structure est à action composite partielle.

$$\eta_{EC4} = n_g / n_{gf} \quad (1.9)$$

Avec n_g le nombre de connecteurs dans la portée étudiée et n_{gf} le nombre de connecteurs nécessaire pour assurer une action composite complète. n_{gf} est déterminé en divisant l'effort de cisaillement total de calcul à l'ELU (état limite ultime) par la résistance en cisaillement d'un connecteur P_{Rd} .

Dans ces définitions, le degré d'interaction est directement en relation avec le transfert d'effort par le système de connexion et sa résistance. Il est donc nécessaire de connaître le comportement de la connexion afin de mieux caractériser le comportement des structures SCS (Zhang, et al., 2014), (Yan, et al., 2016b) et (Oduyemi & Wright, 1989)).

1.3.2. Comportement de la connexion – Essai push-out

La mise en place d'un système de connexion ponctuel entre le cœur de béton et les peaux d'acier va impliquer plusieurs phénomènes impactant directement sa résistance (Figure 1-21) :

- La flexion et le cisaillement des connecteurs soudés aux plaques et noyés dans le béton afin de contrer les déplacements différentiels de ces deux composants
- L'écrasement et l'arrachement du béton autour des connecteurs. L'acier étant un matériau plus rigide que le béton, les déplacements des connecteurs vont impliquer de fortes contraintes très locales sur le béton et entraîner son endommagement
- Le poinçonnement des plaques au niveau de la soudure des connecteurs dû aux fortes déformations des connecteurs.

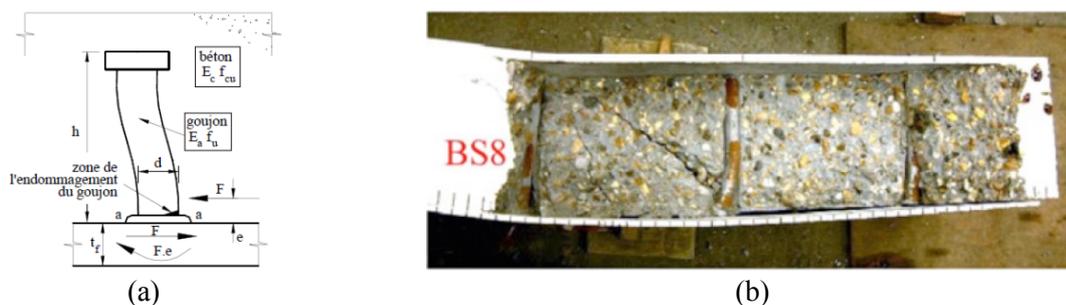


Figure 1-21 (a) Schéma de la réponse d'un goujon à tête d'ancrage soudé à une plaque et noyé dans du béton soumis à un cisaillement (Bujnak, 2012) ; (b) Ruine d'une poutre SCS Bi-steel en flexion (Foundoukos, 2005)

Il est possible de caractériser ces phénomènes et le comportement du système de connexion d'une structure mixte acier-béton à l'aide d'un essai push-out ((Yan, et al., 2015), (Sener, et al., 2016), (Foundoukos, 2005), (Nguyen, 2009)). Cet essai met en cisaillement le système de connexion et permet de déterminer les paramètres caractérisant ce comportement.

L'essai push-out est un essai recommandé par l'Eurocode 4 (CEN, 2005a) reposant sur l'application d'une charge verticale sur un profilé métallique relié par les deux semelles à des blocs de béton grâce au système de connexion étudié (Figure 1-22 (a)). Les blocs de béton s'appuyant sur le massif d'essai, les phénomènes présents dans les structures mixtes sont retrouvés dans cet essai et permettent de caractériser le comportement en cisaillement de la connexion.

La mesure du glissement relatif du profilé par rapport aux blocs est mise en relation avec les efforts appliqués rapportés à un connecteur et permet de définir la loi de comportement effort P - glissement δ de la connexion. Cette loi présente trois principales phases (Xu & Liu, 2019). La première est une phase élastique durant laquelle l'effort augmente linéairement avec le glissement en lien avec les premières déformations des connecteurs et du béton. La deuxième phase correspond à une perte progressive de raideur du système due à l'augmentation de l'endommagement du béton autour des connecteurs. La dernière phase peut être identifiée à une phase plastique avec une augmentation rapide du glissement associée à la plastification des goujons ou à la ruine du béton puis à la rupture du système avec la baisse des efforts repris. Un pic de la courbe peut alors être identifié et correspond à la résistance ultime de la connexion en cisaillement P_{Rd} . La courbe effort de cisaillement - glissement et cette résistance sont les paramètres qui permettent de caractériser le comportement du système de connexion (Figure 1-22 (b)).

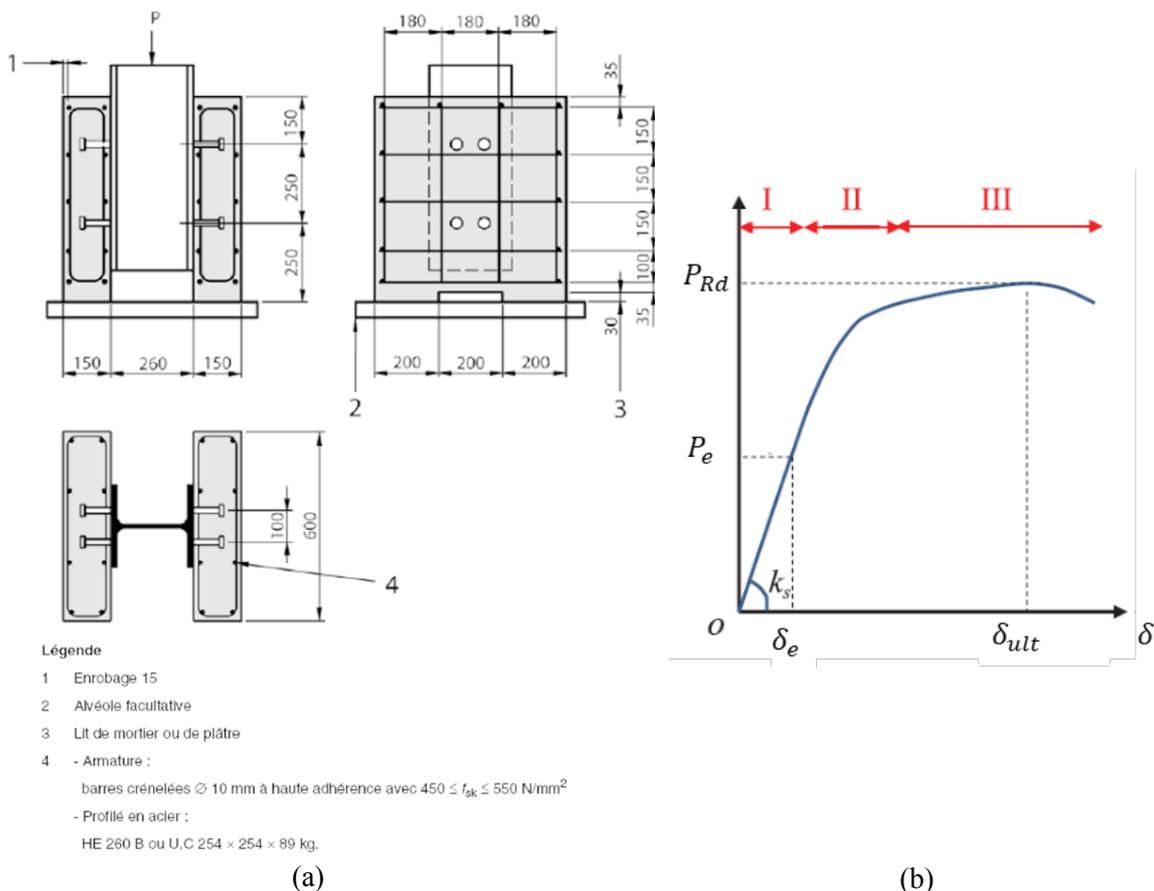


Figure 1-22 (a) Éprouvette pour un essai push-out normalisé (CEN, 2005a) ; (b) Courbe effort - glissement de l'essai push-out (modifiée de (Xu & Liu, 2019))

1.3.3. État de l'art sur l'étude de l'essai push-out

1.3.3.1. Études expérimentales

Une grande quantité d'essais push-out est disponible dans la littérature. Ainsi, différentes configurations d'essais sont présentées en fonction des paramètres à mettre en évidence. Par exemple (Viest, 1956), qui fait partie des premiers auteurs à réaliser des essais push-out, propose d'étudier l'influence de la taille et de l'espacement des goujons. L'auteur présente des essais avec 2 ou 4 goujons par dalle de béton, avec 5 différents diamètres de connecteurs et différentes résistances de béton. Les résultats montrent que l'espacement des connecteurs n'a pas d'effet significatif sur la courbe de comportement. En revanche, une forte dépendance à la résistance du cœur de béton et au diamètre des goujons est visible. Les études révèlent également que la capacité de résistance du système est proportionnelle à $\sqrt{f_c}$ et à d_g^2 pour les goujons de diamètre inférieur à 25,4 mm. Une comparaison à un système de connexion avec plaques d'acier montre également que les courbes effort – glissement et les comportements du béton autour des connecteurs sont similaires. En particulier, comme pour une connexion par plaque d'acier, la connexion par goujons à tête d'ancrage présente un comportement flexible augmentant la ductilité du système.

Différents modes de ruines sont visibles pour cet essai. Durant leur campagne d'essais push-out avec goujons à tête d'ancrage, (Shim, et al., 2004) identifient quatre principaux modes de ruine : a) la ruine de la tige des goujons en cisaillement ; b) la ruine du béton d'enrobage des goujons ; c) la ruine par fendage du béton et d) la ruine en cisaillement du béton (Figure 1-23). Le mode de ruine retrouvé durant l'essai dépend de la résistance du béton (sa nature, son renforcement, etc.) et de la résistance en cisaillement de chaque connecteur. La résistance en cisaillement du système de connexion dépend alors de ces deux paramètres.

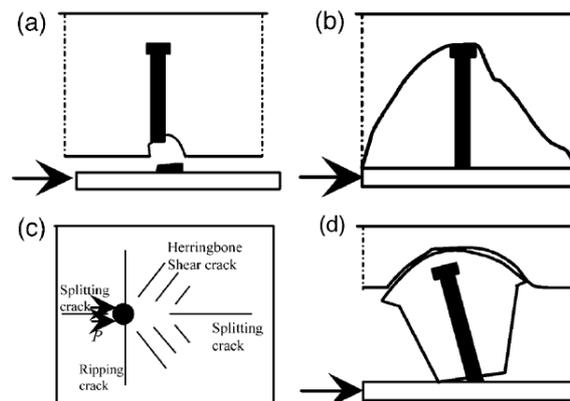


Figure 1-23 Modes de ruine des essais push-out (Shim, et al., 2004)

À partir de ces analyses et de celles sur les essais push-out présentés dans (Ollgaard, et al., 1971), (An & Cederwall, 1996), (Chuah, et al., 1991), (Lin & Liu, 2014), (Shima & Watanabe, 2008), (Xu & Liu, 2019), (Oehlers & Bradford, 1995), (Pallarés & Hajjar, 2010)), des formules analytiques ont été développées afin de déterminer sans essai préalable la courbe effort – glissement et la résistance du système.

De nombreuses études montrent que la résistance en cisaillement de la connexion P_{Rd} dépend de la résistance en cisaillement des connecteurs et de la résistance du béton autour des connecteurs (arrachement d'un cône de cisaillement). Il existe alors différentes façons de calculer P_{Rd} dans la littérature. En particulier, plusieurs normes de construction proposent des formules pour la détermination de P_{Rd} prenant en compte ces deux phénomènes (Tableau 1-5).

Tableau 1-5 Calcul de la résistance en cisaillement de connexion de structure mixte selon 7 normes (sans prise en compte des coefficients de sécurité)

$P_{Rd} = \min(P_{gouj}; P_{béton})$	P_{gouj}	$P_{béton}$
EC4 (CEN, 2005a)	$0,8A_{gouj}f_{ug}$	$0,29\alpha d_g^2 \sqrt{f_c E_c}$
AISC 690 (AISC, 2015)	$A_{gouj}f_{ug}$	$0,5A_{gouj} \sqrt{f_c E_c}$
JSCE (JSCE, 2009)	$A_{gouj}f_{ug}/\gamma$	$(31A_{gouj} \sqrt{\frac{h_g}{d_g} f_c} + 10000)/\gamma$
ACI 318-08 (ACI, 2008)	$A_{gouj}f_{ug}$	$24\sqrt{f_c} d_g^{1,5} h_{gouj}^{0,5}$
PCI 6th (Anderson & Meinheit, 2007)	$A_{gouj}f_{ug}$	$215\sqrt{f_c} d_g^{1,5} h_g^{0,5}$
BS 5400 (British Standards Institution, 1979)	0,8 P_u avec P_u la résistance statique d'un connecteur déterminée partir d'un tableau	
Model code 58 (fib, 2011)	$0,6A_{gouj}f_{ug}$	$2(8,9\sqrt{f_c} h_g^{1,5})$
avec f_{ug} la résistance à la traction ultime de l'acier d'un goujon, A_{gouj} l'air de la section de la tige du goujon, h_g sa longueur ed d_g son diamètre. f_c et E_c sont respectivement la résistance en compression et le module d'Young du béton et $\alpha = 0,2 \left(\frac{h_g}{d_g} + 1 \right)$ si $3 \leq h_g/d_g \leq 4$ ou $\alpha = 1$ si $h_g/d_g > 4$		

La formule présentée dans la norme AISC 690 (AISC, 2015) (Équation (1.10)) a été développée par (Ollgaard, et al., 1971). Suite à un programme d'essais sur 88 éprouvettes, les auteurs observent une dépendance de la résistance du béton au paramètre $\sqrt{f_c E_c}$. Une formule empirique pour $P_{béton}$ est alors proposée suite à l'identification des coefficients empiriques sur les courbes des essais. La résistance en cisaillement d'un goujon P_{gouj} correspond, elle, à la résistance de la section de la tige du goujon.

Le calcul de la résistance à l'arrachement du béton de l'Eurocode 4 (EC4) (CEN, 2005a) montre également une proportionnalité à $\sqrt{f_c E_c}$ comme l'a démontré (Ollgaard, et al., 1971). Cependant, le coefficient identifié dans cette formule prend en compte la ductilité des goujons avec l'intervention du paramètre α ($\alpha = 1$ si le connecteur est ductile). La résistance au cisaillement des goujons est également réduite avec un coefficient de 0,8 afin de prendre en compte l'allure parabolique des contraintes de cisaillement dans la section (Équation (1.11)).

$$P_{Rd,AISC} = \min(P_{gouj,AISC}; P_{béton,AISC}) = \min(0,75A_{gouj}f_{ug}; 0,5A_{gouj}\sqrt{f_c E_c}) \quad (1.10)$$

$$P_{Rd,EC4} = \min(P_{gouj,EC4}; P_{béton,EC4}) = \min(0,8A_{gouj}f_{ug}; 0,29\alpha d_g^2 \sqrt{f_c E_c}) \quad (1.11)$$

Une comparaison des valeurs de P_{Rd} obtenues lors d'essais push-out présentés dans la littérature aux valeurs obtenues avec les formules de l'Eurocode 4 et de l'AISC est présentée en Figure 1-24.

L'analyse des résultats montre, dans un premier temps, que c'est la formule de l'Eurocode 4 qui est globalement la plus conservatrice. Elle est aussi plus proche de l'expérimental quand c'est le cisaillement des goujons qui pilote la ruine du système. En revanche, les valeurs de la résistance sont plus proches de la formule de l'AISC quand c'est la rupture du béton de l'ancrage qui pilote la ruine. Une observation des modes de ruine nous révèle cependant que les modes de ruine identifiés par les formules analytiques sont peu cohérents avec ceux identifiés expérimentalement. Globalement, l'Eurocode 4 distingue plus de bons modes de ruine mais lorsque les deux résistances sont trop proches, la limite ruine goujons / ruine béton n'est pas correctement reproduite. L'AISC sous-estime la résistance en cisaillement des goujons ce qui va tendre à activer la ruine des connecteurs en priorité.

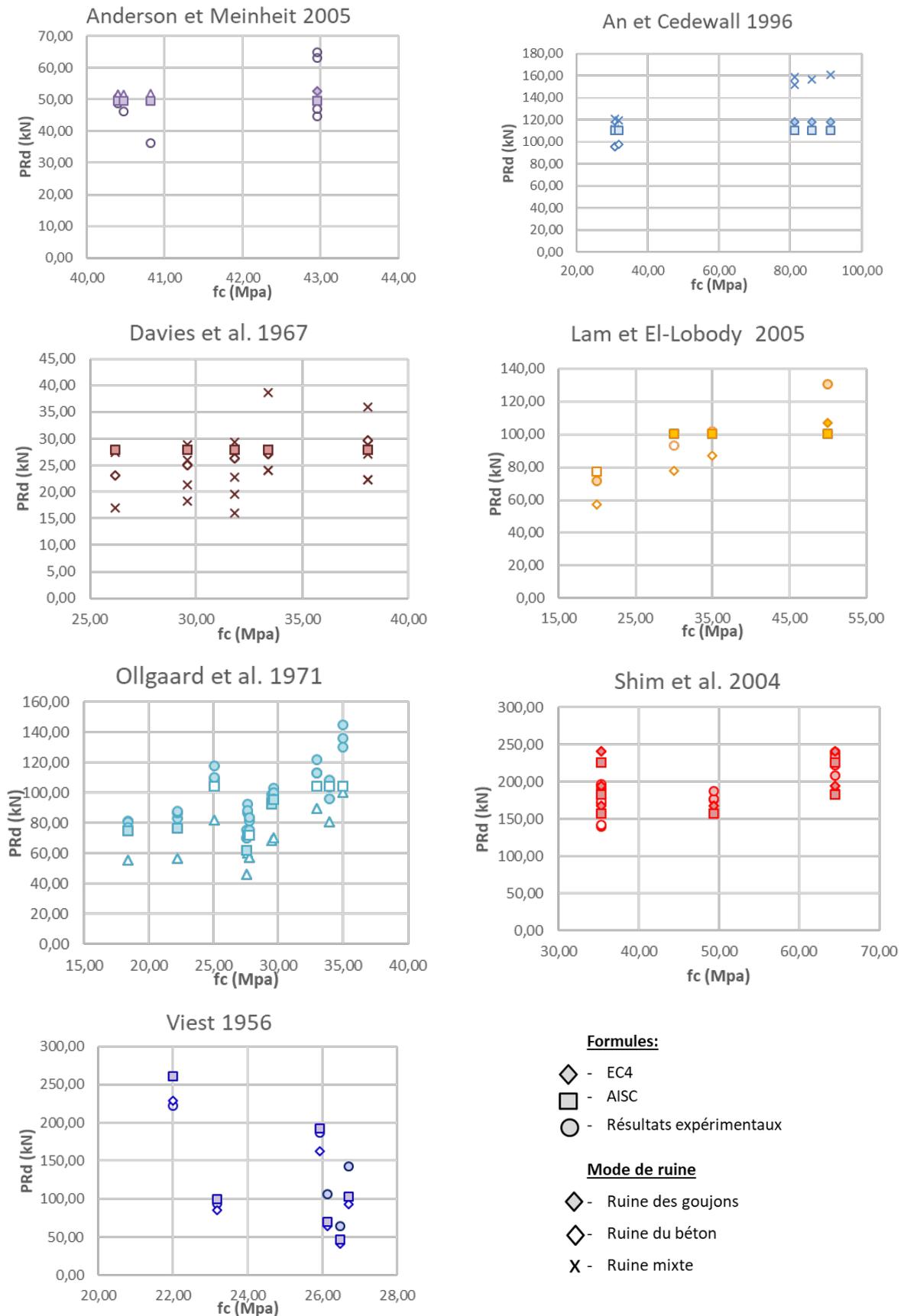


Figure 1-24 Comparaison essais/normes des résistances en cisaillement de la connexion

Plusieurs articles de la littérature proposent également des méthodes analytiques permettant de déterminer la courbe caractéristique de l'essai. (Oehlers & Coughlan, 1986) et (Oehlers & Bradford, 1995) proposent de simplifier la courbe effort – glissement expérimentale par une courbe idéalisée suite à l'analyse de 116 essais push-out. La loi proposée est une loi élasto-plastique avec chute de résistance à la ruine de l'essai. Elle permet de prendre en compte la capacité de glissement et la ductilité des connecteurs. La loi est caractérisée par deux phases. Une première phase élastique entre les points O et H (Figure 1-25) est définie par la raideur sécante k_s à $0,5P_{Rd}$. Cette raideur prend en compte les déformations élastiques des connecteurs et du béton l'entourant mais aussi les forces sur les goujons dues au retrait du béton ou aux dilatations thermiques du béton et de l'acier en cas d'importantes variations de température. La deuxième phase (de longueur HC) correspond à un plateau plastique initié à la résistance P_{Rd} de la connexion en cisaillement et s'achève par la ruine de la connexion déterminée à la capacité maximale de glissement de la connexion δ_{ult} . Les auteurs proposent de définir ce glissement par une baisse expérimentale de 1% de P_{Rd} . L'analyse de la base de données d'essais permet d'obtenir des formules analytiques des valeurs moyennes de k_s et δ_{ult} par analyse statistique des résultats (Équation (1.12) et (1.13)). Les équations sont données en N et en mm.

$$k_s = \frac{P_{Rd}}{d_g(0,16 - 0,0017f_c)} \quad (1.12)$$

$$\delta_{ult} = (0,48 - 0,0042f_c)d_g \quad (1.13)$$

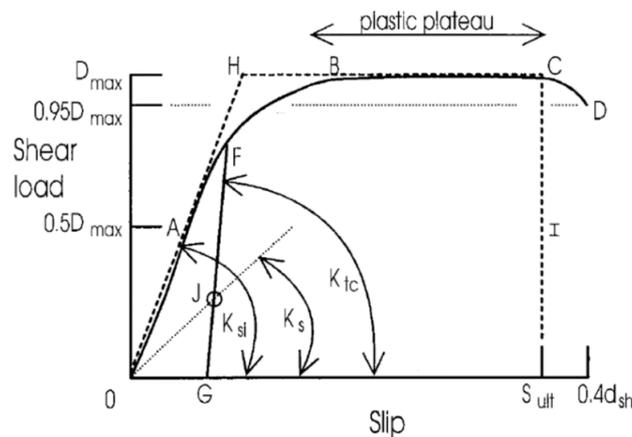


Figure 1-25 Courbe effort – glissement idéalisée d'un goujon à tête d'ancrage selon (Oehlers & Bradford, 1995)

À partir d'une identification lors d'une campagne d'essai, une loi exponentielle représentative du comportement des essais push-out est également proposée par (Ollgaard, et al., 1971). L'équation (1.14) met en relation l'effort de cisaillement appliqué P et le glissement relatif entre les blocs de béton et le profilé métallique δ . Elle permet de correctement reproduire les deux premières phases de la courbe de comportement de l'essai mais, bien que la phase de plastification soit présente, la ruine visible dans la troisième phase n'est pas identifiée.

$$P = P_{Rd} \left(1 - e^{-\frac{18}{25,4}\delta} \right)^{\frac{2}{5}} \quad (1.14)$$

Plus récemment, (Xu & Liu, 2019) proposent une formule analytique pour déterminer la courbe de comportement à partir du calcul de la raideur de cisaillement du système de connexion. À partir d'une base de données de 154 essais push-out, les analyses montrent que la raideur de cisaillement de la connexion dépend du diamètre des goujons et du module élastique du béton. En effet, les résultats des essais présentent une augmentation de la raideur du système quand le diamètre des goujons d_g ou le module d'Young du béton E_c augmentent. Les auteurs proposent alors l'Équation (1.15) pour le calcul de la raideur sécante k_s , cette fois-ci déterminée à $0,2P_{Rd}$. Ce paramètre intervient directement dans la loi exponentielle reliant l'effort de cisaillement appliqué lors de l'essai push-out et le glissement impliqué (Équation (1.16)). La courbe obtenue montre une meilleure correspondance de la phase élastique que la loi proposée par (Ollgaard, et al., 1971).

$$k_s = (5.10^{-5}) \frac{E_c^{1,3}}{d_g} P_{Rd} \leq 4,5 P_{Rd} \quad (1.15)$$

$$P = P_{Rd} (1 - e^{-0,648\delta})^\gamma \quad (1.16)$$

Avec $\gamma = -0,475 \ln\left(\frac{0,2k_s}{P_{Rd}}\right)$, ces équations sont données en N et en mm

Une comparaison de ces formules analytiques de détermination de la courbe effort – glissement des essais push-out ST25-A de (Shim, et al., 2004) est visible en Figure 1-26. Ces essais présentent dans chaque bloc de béton (résistance $f_c = 35,3MPa$) 4 goujons à tête d'ancrage de diamètre $d_g = 25 mm$. Pour cet essai, la résistance en cisaillement P_{Rd} est calculée à partir de l'équation (1.11), la raideur de cisaillement k_s et le glissement ultime δ_{ult} de la courbe de (Oehlers & Bradford, 1995) à partir des équations (1.12) et (1.13) respectivement et la raideur k_s de la courbe de (Xu & Liu, 2019) avec l'équation (1.15). La comparaison des trois formules analytiques montre que les courbes effort – glissement des formules de (Ollgaard, et al., 1971) et de (Xu & Liu, 2019) sont proches. La principale différence est dans la phase initiale pour laquelle la formule de (Xu & Liu, 2019) présente une raideur initiale inférieure. Cette courbe est en accord avec la courbe expérimentale possédant la résistance la plus basse, alors que la phase élastique obtenue avec la formule de (Ollgaard, et al., 1971) est plus cohérente avec les deux essais les plus résistants. La phase élastique obtenue avec la méthode de (Oehlers & Bradford, 1995) présente, elle, la raideur de cisaillement la plus basse (car déterminée pour une dégradation mécanique plus importante du système). Les trois formules s'accordent sur la phase II de la courbe avec la présence d'un plateau plastique de niveau égal à la résistance en cisaillement de la connexion la plus résistance des trois essais. Seule la méthode de (Oehlers & Bradford, 1995) propose de considérer une ruine de l'essai avec une perte de résistance. Pour la suite des études, c'est la formule de (Ollgaard, et al., 1971) qui sera utilisée.

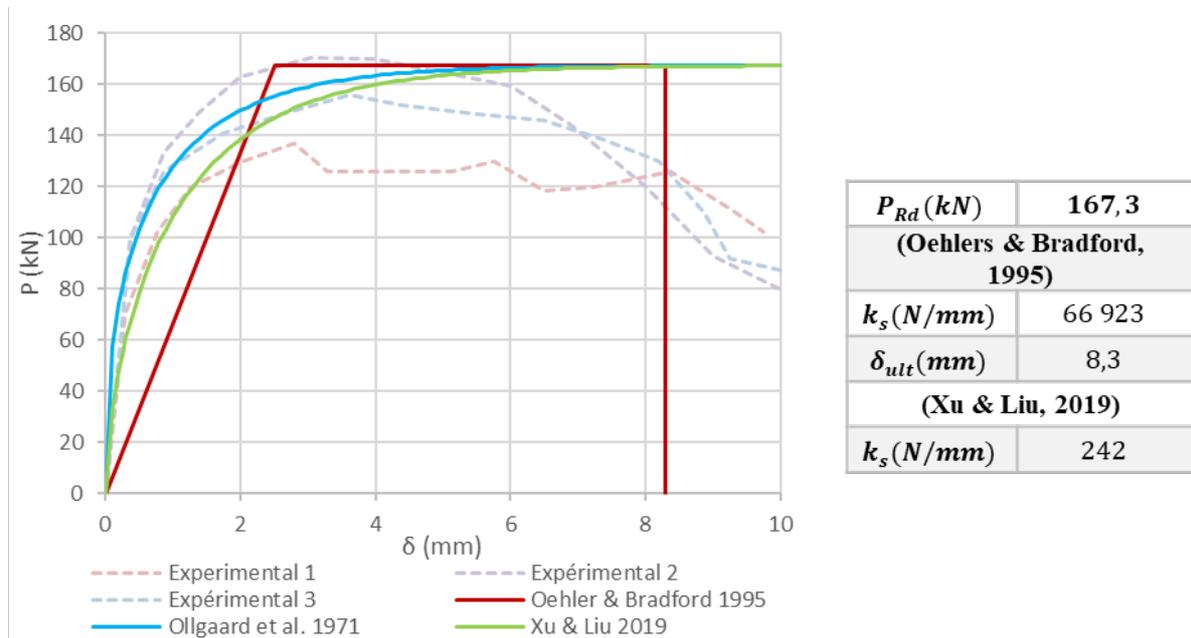


Figure 1-26 Comparaison des courbes effort - glissement analytiques et expérimentales

1.3.3.2. Études numériques

Ces nombreux essais et développements analytiques vont également aider à reproduire les comportements des essais push-out lors de simulations numériques. Les simulations permettent alors d'identifier à moindre coût les variations de comportement de cet essai. La présence de phénomènes très locaux fait que les choix de modélisation vont fortement influencer la représentativité de la simulation.

(Bouchair, et al., 2012) réalisent la comparaison des résultats expérimentaux d'essais push-out à ceux d'une étude numérique par la méthode des éléments finis. La modélisation du système est réalisée à

l'aide d'éléments 3D avec une approximation des sections des connecteurs par des hexagones (Figure 1-27 (a)). Les auteurs décident également d'imposer des lois élasto-plastiques pour le béton et les aciers. Une étude paramétrique sur les effets de l'épaisseur des semelles du profilé est également réalisée. La comparaison des résultats expérimentaux et numériques montre une bonne correspondance de la réponse du système. Les courbes obtenues sont proches et les déformations de la simulation sont cohérentes avec les résultats expérimentaux. Le modèle numérique validé, l'étude paramétrique met en évidence que l'épaisseur des plaques a peu d'influence sur la résistance du système jusqu'à une épaisseur limite en dessous de laquelle la ruine par poinçonnement de la semelle ne permet pas le développement de la plastification des connecteurs.

Les essais push-out réalisés par (Shim, et al., 2004) sont utilisés pour les études numériques de (Zhang, et al., 2014) et (Yan, et al., 2016b). Les premiers proposent une simplification de la modélisation des connecteurs par des éléments 1D ancrés dans le béton et reliés au profilé par des éléments finis de connexion de type ressort. Le choix d'une modélisation des connecteurs avec des éléments de connexion permet de simplifier le maillage et de réduire les temps de calcul en incluant directement la loi effort de cisaillement - glissement interfacial développée par (Ollgaard, et al., 1971) (Équation (1.14)). (Yan, et al., 2016b) présentent une modélisation 3D des connecteurs et réalisent des études sous différentes températures d'environnement. Ces modélisations sont plutôt fidèles aux essais (Figure 1-28). En particulier, les modes de ruines et les charges ultimes de ruine sont retrouvés. Cependant, des écarts de rigidité élastique, la rupture des essais ainsi que l'étude de la sensibilité au maillage sont peu discutées.

Un essai push-out avec des connecteurs J-hook est simulé par (Yan, 2015). Pour cet essai, comme pour un essai push-out de la connexion Bi-Steel (Foundoukos, 2005), deux plaques d'acier sont reliées à un cœur de béton par le système de connexion J-hook. Les plaques reposent alors sur le massif d'essai et la charge verticale est appliquée sur le bloc de béton. Pour modéliser le comportement structurel sous chargement quasi-statique de cet essai, (Yan, 2015) décide de représenter l'ensemble des composants par des éléments 3D. La paire de J-hook est représentée par deux cylindres soudés sur les plaques et reliés par un élément ressort dont la raideur d'élongation a été identifiée par un essai de traction sur le système de connexion (Figure 1-27 (b)). Un raffinement du maillage du béton et des plaques est également imposé au niveau des contacts avec les connecteurs. Les conditions de liaison entre le béton et l'acier est de type unilatéral dans la direction normale et unilatéral à frottement dans la direction tangentielle. La condition unilatérale permet le transfert de contrainte en cas de contact entre les deux surfaces et aucun transfert en cas de séparation. La formulation avec frottement autorise un glissement relatif des deux surfaces avec une force proportionnelle à un coefficient de frottement imposé. Les simulations ainsi présentées montrent une bonne correspondance de la raideur de cisaillement initiale, du seuil d'apparition du comportement plastique, du glissement non linéaire et de la résistance du système. 20% d'erreur dans la prédiction des modes de ruine est cependant visible. L'auteur identifie l'origine de ces écarts par la répartition homogène des efforts de cisaillement dans le cœur de béton ne permettant pas d'observer sa ruine quand le mode de ruine par fissuration du béton est prédominant.

Finalement, la grande quantité de modélisation des essais push-out présente des simulations permettant de retrouver la courbe $P - \delta$ et la résistance ultime en cisaillement du système de connexion P_{Rd} proches des résultats expérimentaux ((Bouchair, et al., 2012), (Zhang, et al., 2014), (Yan, et al., 2016b), (Lam & El-Lobody, 2005), (Rocha, et al., 2012), (Xie, et al., 2004), (Mia & Bhowmick, 2017)). Dans certaines simulations, les modes de ruine peuvent également être identifiés. Cependant, des écarts restent visibles dans la représentation de la raideur initiale et de la rupture de l'essai, tous deux en lien avec le comportement local du système dans la zone des connecteurs. De plus, les questions de dépendance au maillage sont peu évoquées alors que la composition du système (plusieurs matériaux non-linéaires, interfaces, etc.) et les dimensions des phénomènes caractéristiques de ce comportement (cisaillement des connecteurs, compression et traction du béton) poussent à porter une attention particulière au maillage.

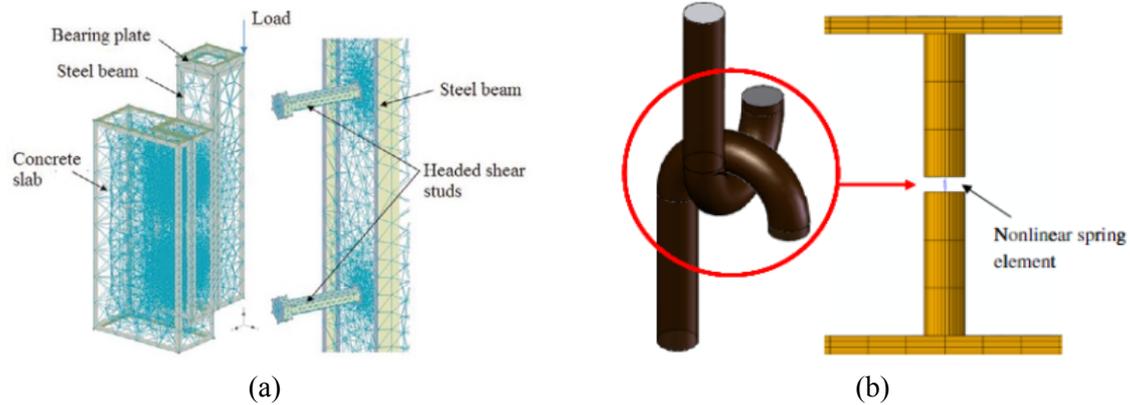


Figure 1-27 Stratégies de modélisation d'essais push-out (a) (Bouchair, et al., 2012); (b) (Yan, et al., 2015)

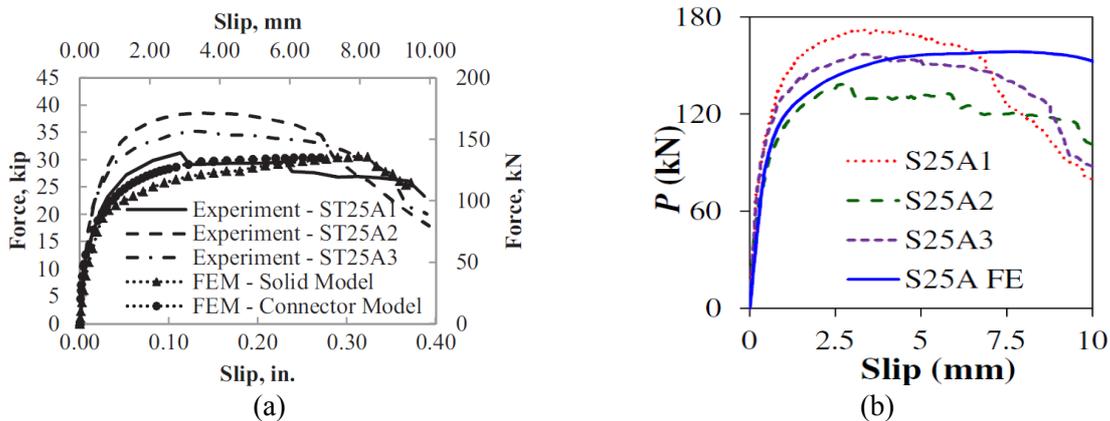


Figure 1-28 Résultats des modélisations numériques de (a) (Zhang, et al., 2014); (b) (Yan, et al., 2016b)

CONCLUSIONS DU CHAPITRE 1

Les structures sandwich « Steel-Concrete-Steel » présentent de nombreux avantages faisant d'elles un sujet de plus en plus étudié dans la littérature. Leur modularité, étanchéité, forte résistance et rigidité ont entraîné une augmentation des recherches et de la construction d'ouvrages, particulièrement en Asie et aux Etats-Unis. Ainsi, de nouvelles centrales nucléaires plus sûres et moins coûteuses ou encore des ouvrages de grandes dimensions, dimensionnés pour résister à des séismes, des explosions ou des impacts utilisent aujourd'hui des technologies SCS pour leurs structures. Pour leur conception, des réglementations ont aussi été développées afin de simplifier leur construction. Bien que les structures SCS tirent leurs origines au Royaume-Uni, leurs études et leurs utilisations sont plus limitées en Europe. Cependant, l'intérêt pour ce type de structure augmente en lien avec des exigences de dimensionnement nouvelles.

Les recherches sur les SCS visent principalement à caractériser et à prédire le comportement de ces structures afin de favoriser leur utilisation dans de nouvelles constructions. Les études expérimentales et numériques sur des poutres, planchers, voiles et jonctions mettent en avant les variations du comportement en fonction des caractéristiques de la structure SCS. Deux principaux comportements sont observés : les structures à action composite complète ou à action composite partielle.

Dans le premier cas, le travail d'ensemble du cœur de béton et des plaques d'acier assure une résistance et une rigidité supérieure. Ce type de comportement optimise l'utilisation du béton et de l'acier en minimisant le glissement à leur interface. De nombreuses études portent sur ce type de structure et les principes de dimensionnement des réglementations et guides sur les SCS reposent sur ce comportement. Cependant, le glissement entre le cœur de béton et les plaques d'acier est souvent négligé alors qu'il est quand même présent dans toutes les structures SCS. Des modélisations ne prenant pas en compte ce phénomène peuvent entraîner une surestimation des performances de ces structures. De plus, ces simulations ne permettent pas de suivre l'évolution du comportement lié à l'augmentation de la

dégradation du système telle que la perte d'action composite due à l'endommagement du béton, la ruine des connecteurs ou le voilement des plaques.

Pour les structures SCS à action composite partielle, le glissement à l'interface est plus important et le comportement d'ensemble n'est plus assuré. Les modes de ruine sont alors différents et la résistance de la structure dépend directement du système de connexion en cisaillement. Elle est plus basse que pour une structure à action composite complète, mais la souplesse est augmentée. Des gains économiques et de facilité de constructions sont évoqués pour ce type de structure. De plus, les analyses montrent que des défauts de constructions ou encore des pertes d'intégrité (suites à un mauvais compactage du béton, sa fissuration ou le voilement des plaques) appuient la nécessité d'étudier les structures à action composite partielle. Le nombre de recherches portant sur des structures SCS disposant moins de connecteur est faible. En effet, une qualification fine du comportement du système de connexion est nécessaire mais elle est compliquée car leurs dimensions sont faibles (comparée aux dimensions des structures) et leur nombre est important. La compréhension et la capacité de prédiction du comportement des structures à action composite partielle sont alors plus limitées.

Afin de qualifier ces deux comportements, il est nécessaire de connaître le degré d'interaction du système. Ce paramètre va impacter la réponse d'une structure SCS en réduisant par exemple la participation des plaques à la résistance du système. Les définitions disponibles dans la littérature montrent que le degré d'interaction dépend directement de la réponse du système de connexion en cisaillement. L'essai push-out permet de définir ce comportement en caractérisant la résistance et la courbe effort – glissement d'un système de connexion, caractéristiques importantes dans le cas d'une structure mixte. De nombreuses études expérimentales et numériques sont disponibles sur ces essais. Cependant, des questions sur la reproductibilité de la raideur initiale ou encore du mode de ruine du système restent encore ouvertes. Transposées à la modélisation de structure SCS avec différents types d'action composite, ces limites peuvent entraîner des difficultés de représentativité de la simulation.

De plus, dans cet essai comme dans l'étude de structures composites, le cisaillement de la connexion est caractérisé par des phénomènes très locaux et non-linéaires pointant le besoin d'une modélisation numérique fine et détaillée. La question de représentation de la réponse du béton localement autour des connecteurs mais aussi influant le comportement global de la structure mixte est déterminante. De même, la rupture des connecteurs en cisaillement impacte directement la phase finale du comportement de ces structures et est nécessaire à considérer pour la reproduction des réponses des systèmes.

Ces deux phénomènes, points sensibles de la représentation de ce comportement, seront traités et permettront de proposer une stratégie de simulation raffinée représentative du comportement observable lors des essais push-out et généralisable à plusieurs études. Le comportement en cisaillement d'un système de connexion de structure mixte acier – béton pourra alors être caractérisé finement. Par extension, cette modélisation permettra de proposer une stratégie de modélisation applicable pour tous les comportements de structures SCS, en englobant les cas à action composite complète, partielle, la transitions entre ces deux comportements ainsi que les jonctions d'ossature.

CHAPITRE 2. ETUDE DU COMPORTEMENT LOCAL DE LA CONNEXION EN CISAILLEMENT

INTRODUCTION AU CHAPITRE 2

Afin de correctement identifier et reproduire le comportement de structures mixtes, la réponse du système de connexion doit être caractérisée. Le chapitre précédent a en effet révélé l'importance du comportement en cisaillement de la connexion qui va directement influencer le degré d'interaction. Une modélisation de ces structures mixtes doit donc intégrer une représentation fidèle du cisaillement du système de connexion.

Ce comportement peut être représenté par un essai push-out sollicitant le connecteur en cisaillement dans une situation proche de celle d'une structure composite. De nombreuses méthodes de modélisation sont disponibles dans la littérature pour modéliser les phénomènes locaux caractéristiques (cisaillement du connecteur, écrasement du béton). Cependant, les simulations existantes présentent généralement des écarts avec les essais, dans la représentation de la raideur initiale et de la ruine du système.

L'objectif de ce chapitre est de développer une stratégie de simulation fine visant à identifier, comprendre et reproduire l'ensemble des phénomènes influençant le comportement en cisaillement du système de connexion. Une stratégie de modélisation initiale de l'essai push-out est proposée dans la première partie de ce chapitre. Les limites des choix de modélisation identifiées lors de l'analyse des résultats orientent la recherche de pistes d'amélioration de la simulation. La deuxième partie développe une première voie portant sur l'amélioration de la représentativité du modèle de comportement du béton. Une nouvelle méthodologie de modélisation du cisaillement des connecteurs soudés à une plaque d'acier est ensuite proposée dans la troisième partie. Finalement, la stratégie fine de modélisation obtenue est résumée dans la dernière partie puis appliquée à des essais push-out de la littérature.

2.1. MODELISATION D'UN ESSAI PUSH-OUT

2.1.1. Présentation de l'essai étudié

Les paramètres caractérisant le système de connexion sont sa résistance au cisaillement P_{Rd} et sa loi effort P - glissement δ . Pour répondre au besoin de caractérisation de ces paramètres, de nombreux essais push-out ont été réalisés et présentés dans la littérature.

L'essai choisi pour cette étude est l'essai ST25-A, proposé par (Shim, et al., 2004) et qui fait partie d'une campagne expérimentale sur 18 éprouvettes d'essais push-out. L'éprouvette ST25-A est testée 3 fois afin de vérifier la répétabilité de l'essai et avoir une valeur moyenne. Cette éprouvette est la référence utilisée pour les différentes études paramétriques expérimentales (faisant varier le diamètre des goujons, la résistance et la hauteur du béton) et la description de son comportement est la plus détaillée. Cet essai a également été retenu comme référence expérimentale par (Zhang, et al., 2014) et (Yan, et al., 2016b) pour être comparé aux résultats de leurs simulations.

Expérimentalement, l'ensemble des caractéristiques des composants et la méthodologie de l'essai suivent les préconisations de l'Eurocode 4 (CEN, 2005a) (Figure 2-1 et Tableau 2-1). Un profilé métallique en H de section $255\text{ mm} \times 255\text{ mm}$ est relié par ses deux semelles à des blocs de béton armé de $t_c = 200\text{ mm}$ d'épaisseur. La liaison est réalisée au niveau de chaque semelle par quatre goujons à tête d'ancrage de diamètre $d_g = 25\text{ mm}$ et de hauteur $h_g = 155\text{ mm}$. Ces connecteurs sont noyés dans le béton et soudés sur les semelles par une méthode de soudage à l'arc. La soudure assure une connexion des deux composants sur toute la section d'interface. Afin de limiter les frottements aux interfaces béton – profilé, les semelles en acier sont graissées avant le coulage du béton. Les blocs de béton reposent sur le massif d'essai et une charge verticale est appliquée sur la partie supérieure du profilé métallique impliquant une sollicitation de cisaillement sur les goujons.

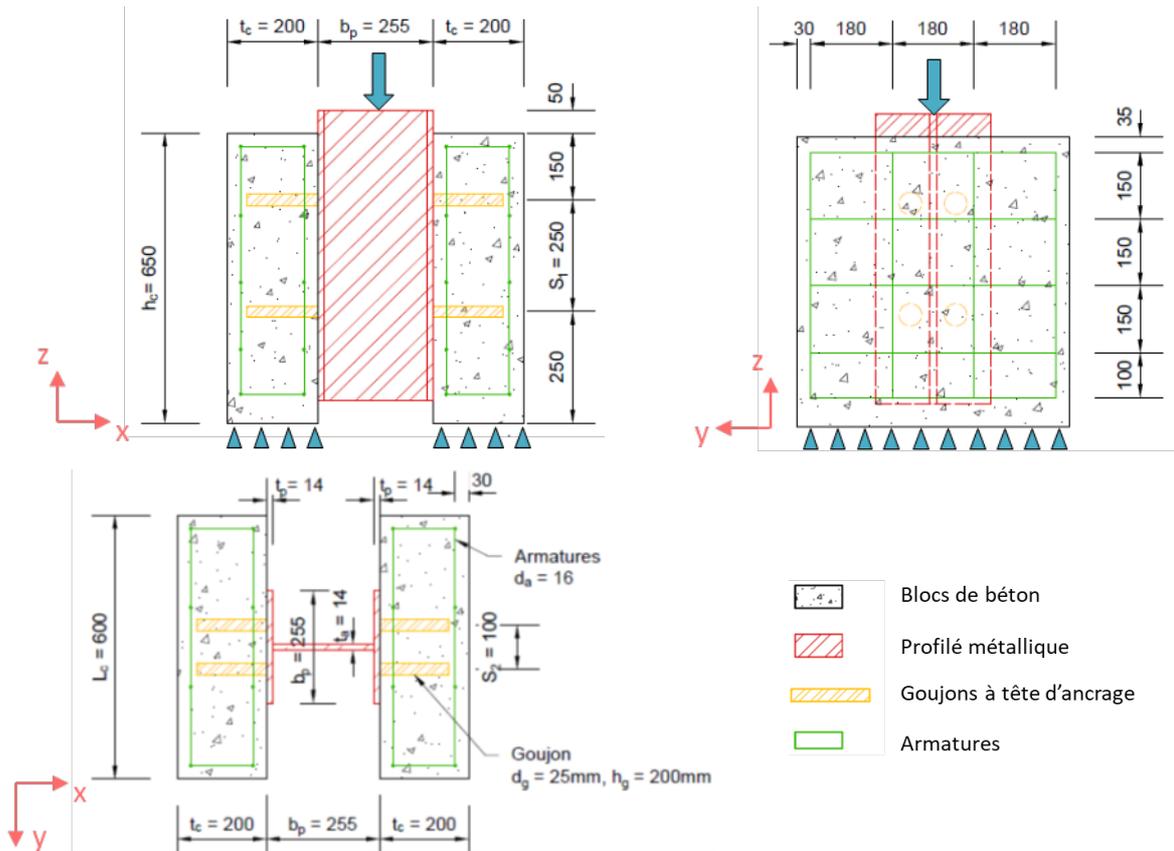


Figure 2-1 Schémas d'une éprouvette d'essai push-out

Tableau 2-1 Paramètres géométriques de l'essai push-out de (Shim, et al., 2004)

Goujon		Profilé métallique	
Diamètre d_g (mm)	25	Hauteur h_p (mm)	650
Hauteur h_g (mm)	155	Section b_p (mm) \times b_p (mm)	255 \times 255
Espacement S_1 (mm)	250	Épaisseur des semelles t_p (mm)	14
Espacement S_2 (mm)	100	Épaisseur de l'âme t_a (mm)	14
Blocs de béton		Armature	
Hauteur h_c (mm)	650	Diamètre d_a (mm)	16
Largeur L_c (mm)	600		
Épaisseur t_c (mm)	200		

L'acier du profilé est de nuance S235 avec une limite élastique de $f_{yp} = 235 \text{ MPa}$ et un module d'Young de $E_p = 210 \text{ GPa}$. L'ensemble des propriétés de l'acier des goujons ainsi que la résistance en compression du bloc de béton ont été mesurées expérimentalement (essai de traction sur une éprouvette de l'acier et essais de compression sur des cylindres de béton). La résistance en traction f_{ct} ainsi que le module d'Young du béton E_c sont, eux, déterminés à l'aide des formules données dans l'Eurocode 2 (CEN, 2005b) (Équations (2.1) et (2.2)). Les renforts internes au béton sont des barres d'acier HA16, de diamètre $d_a = 16 \text{ mm}$ et de limite élastique $f_{ya} = 500 \text{ MPa}$. Les propriétés de ces matériaux sont présentées dans les Tableau 2-2 et Tableau 2-3.

$$f_{ct} = 0,3f_c^{\frac{2}{3}} \quad (2.1)$$

$$E_c = 22 \left(\frac{f_c}{10} \right)^{0,3} \quad (2.2)$$

Tableau 2-2 Caractéristiques des aciers de l'essai push-out de (Shim, et al., 2004)

	Poutre	Goujons	Armatures
Limite élastique f_y (MPa)	235	328	500
Résistance en traction f_u (MPa)	360	426	-
Module d'Young E_s (GPa)	210	213	210
Coefficient de Poisson ν_s (-)	0,3	0,3	0,3
Module tangent E_T (GPa)	0,84	0,45	-

Tableau 2-3 Caractéristiques du béton de l'essai push-out de (Shim, et al., 2004)

Résistance en compression f_c (MPa)	35,3
Résistance en traction f_{ct} (MPa)*	3,23
Module d'Young E_c (GPa)*	32,11
Coefficient de Poisson ν_c (-)	0,2

* Paramètres calculés avec les formules de l'Eurocode 2

L'essai est considéré sous chargement quasi-statique. Le glissement vertical entre les dalles de béton et le profilé métallique est mesuré à l'aide de capteurs LDVT.

Les courbes effort ramené à un goujon – glissement relatif du profilé, la résistance en cisaillement ainsi que les modes de ruine sont étudiés. Des variations sont visibles dans les résistances des trois essais push-out. Elles sont dues aux hétérogénéités du béton. Cependant pour tous ces essais, l'allure globale des courbes de comportement (Figure 2-2 (a)) peut être décomposée en trois phases. Une première phase élastique (phase I) correspond à une augmentation linéaire des efforts en fonction du glissement en lien avec les déformations élastiques du système (flexion et cisaillement des goujons et du profilé, compression et traction du béton). Puis la dégradation mécanique du système entraîne une diminution progressive de sa raideur avec l'augmentation de l'endommagement du béton. Son écrasement sous le cisaillement des connecteurs ainsi que son endommagement sous l'arrachement des têtes d'ancrage des connecteurs sont visibles lors de cette phase II. Finalement, un « plateau plastique » est visible en phase III et correspond à l'augmentation du glissement dû à la plastification en cisaillement et en flexion des goujons. Il se termine par une baisse progressive des efforts (rupture).

Le mode de ruine identifié pour cet essai push-out est une ruine en cisaillement de la tige des connecteurs. La Figure 2-2 (b) donne une illustration de ce mode de ruine pour un essai push-out développant le même faciès de rupture. Le comportement est expérimentalement caractérisé par le glissement limite élastique δ_e et la rigidité de cisaillement élastique k_s définis à $0,5P_u$, la résistance ultime en cisaillement P_u (effort maximal dans le système) et la capacité limite de glissement de l'essai δ_u (glissement à P_u) (Tableau 2-4). Des valeurs moyennes sont calculées et définissent le comportement en cisaillement du système de connexion composé d'un goujon à tête d'ancrage de $d_g = 25 \text{ mm}$ soudé à une plaque d'acier et noyé dans du béton.

Tableau 2-4 Résultats des essais push-out de (Shim, et al., 2004)

	δ_e (kN)	k_s (kN/mm)	δ_u (mm)	P_u (kN)
ST25-A1	0,27	231	6,07	139,4
ST25-A2	0,27	272	6,68	171,6
ST25-A3	0,21	322	7,45	157,1
Moyenne	0,25	275	6,73	156,0

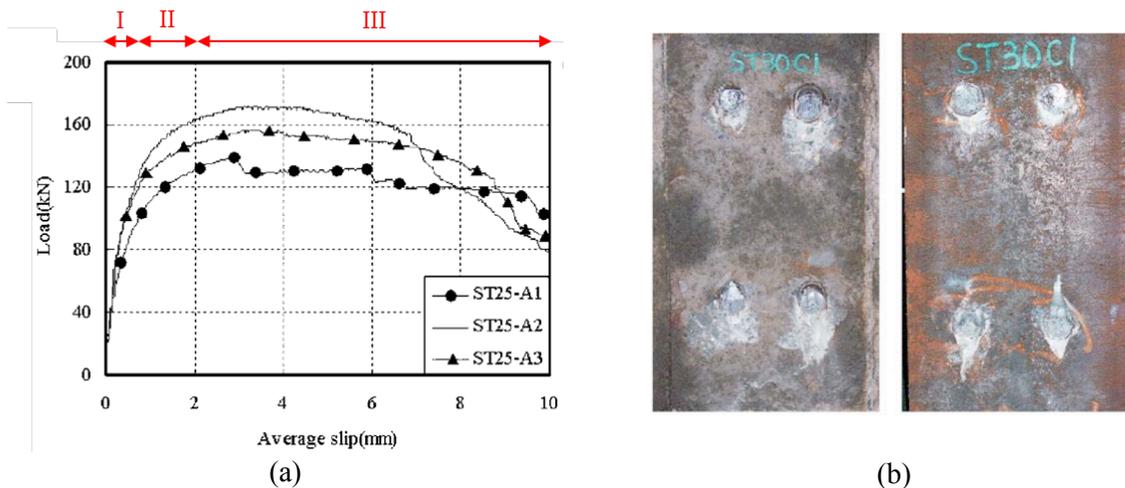


Figure 2-2 (a) Courbes effort – glissement des essais ST25-A; (b) Faciès de ruine par rupture en cisaillement des tiges des goujons (Shim, et al., 2004)

2.1.2. Modélisation d'un essai push-out

Une première modélisation de cet essai push-out est réalisée à partir d'hypothèses de modélisation « classiques ». Cette modélisation 3D des essais ST25-A est réalisée en premier abord en considérant une loi de comportement du béton basée sur le modèle de Mazars et une liaison complète des goujons sur le profilé métallique.

2.1.2.1. Stratégie de modélisation

Les symétries du problème permettent la modélisation 3D d'uniquement un quart du système. La stratégie de modélisation choisie suit alors plusieurs étapes.

La première étape de la modélisation est la réalisation du maillage du système (Figure 2-3 et Figure 2-4). À partir des caractéristiques géométriques fournies dans l'article, les modélisations 3D du bloc de béton, du profilé métallique et des connecteurs sont réalisées. Le type d'éléments finis choisis pour ces maillages sont des éléments massifs cubiques linéaires à 8 nœuds. Le ferrailage du béton est, lui, modélisé par des éléments 1D Poutres. Plusieurs choix de discrétisation permettent de définir le maillage du système. Une simplification de la géométrie des goujons vise à représenter ces connecteurs par des cylindres de diamètre constant égal au diamètre de la tige du goujon. Afin de s'approcher d'une forme circulaire, le périmètre des connecteurs est discrétisé en 16 éléments et la section de goujon est ainsi composée de 48 éléments quadrilatères. Dans la direction x , six éléments décomposent la longueur des goujons. Une coïncidence des nœuds est ensuite imposée avec le maillage du béton fixant les dimensions des éléments du bloc autour des connecteurs dans le plan yz . En s'éloignant de la zone des goujons, le maillage du béton est progressivement dé-raffiné afin de diminuer les coûts de calcul. Une coïncidence entre le maillage du béton et du profilé et entre les maillages des connecteurs et le maillage du profilé impose également les dimensions du maillage du profilé dans le plan yz . L'épaisseur de la semelle étant fine, elle est discrétisée en deux éléments de dimension $t_p/2$. Les tailles minimales et maximales et le nombre de nœuds des maillages sont présentés dans le Tableau 2-5.

Tableau 2-5 Dimensions des éléments finis et nombre de nœuds dans le maillage de l'essai push-out

Composant	Dimensions des éléments finis (mm)				Nombre de nœuds
	Direction x		Plan yz		
	Minimum	Maximum	Minimum	Maximum	
Bloc de béton	25	25,8	1,83	34,5	4638
Profilé métallique	7	25	1,83	34,5	1413
Connecteur	25,8		1,83	4,91	399
Ferrailage	/	/	25	34,5	211

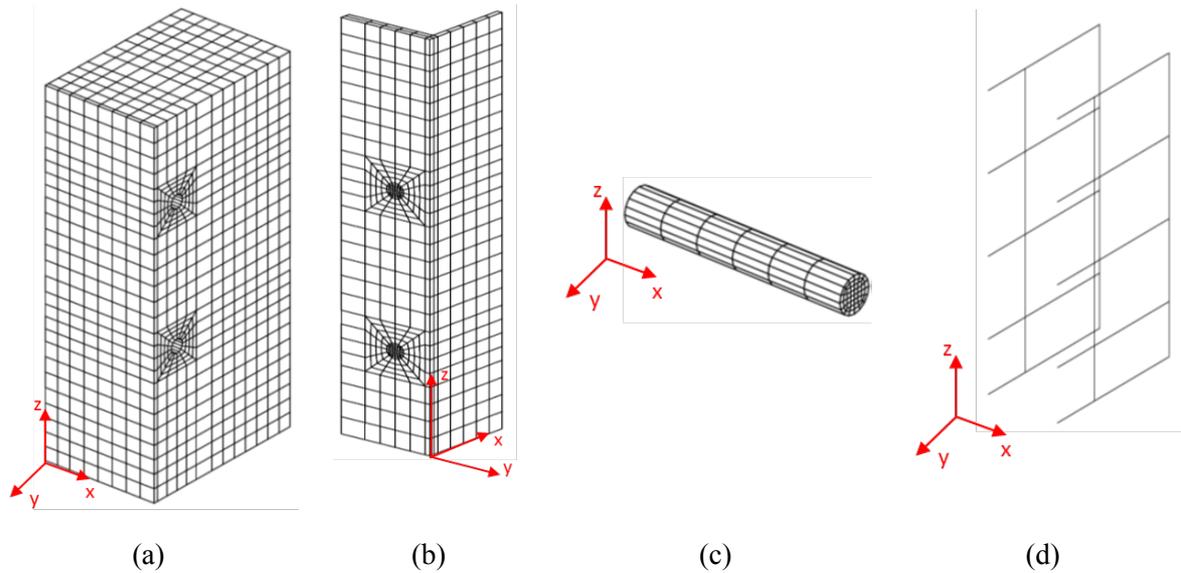


Figure 2-3 Maillages (a) du bloc de béton ; (b) du profilé métallique ; (c) d'un connecteur ; (d) du ferrailage

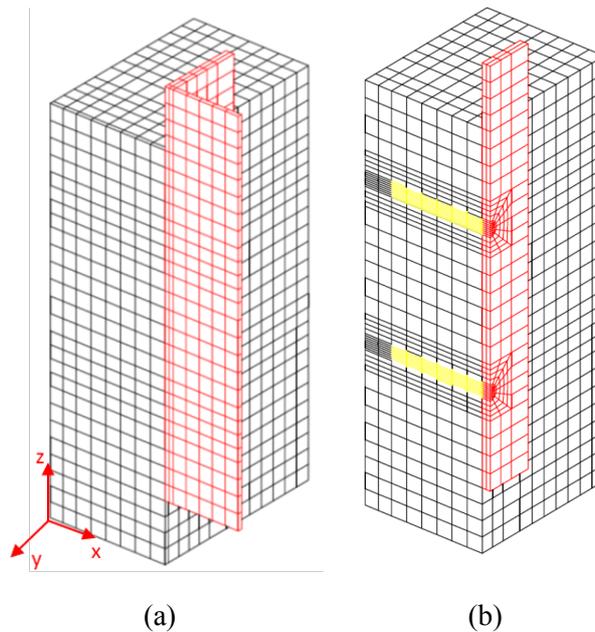


Figure 2-4 (a) Maillage de l'essai push-out ; (b) maillage du système coupé au droit des goujons (coupe)

La deuxième étape de la modélisation implique la définition des modèles de comportement et des paramètres des matériaux. Le choix de ces lois va directement impacter le comportement du système. Ainsi, un modèle de comportement élasto-plastique à écrouissage isotrope est imposé aux aciers des goujons et du profilé. L'acier des armatures a un comportement élasto-plastique parfait. Ces modèles de comportement, classiquement utilisés dans les études numériques sur des aciers en contact avec du béton, permettent de reproduire fidèlement la réponse de l'acier en traction et compression. Les paramètres caractérisant ces comportements sont donnés dans l'article de (Shim, et al., 2004) et sont visibles dans le Tableau 2-2. Finalement, les courbes contraintes – déformations imposées sont présentées en Figure 2-5, Figure 2-6 et Figure 2-7.

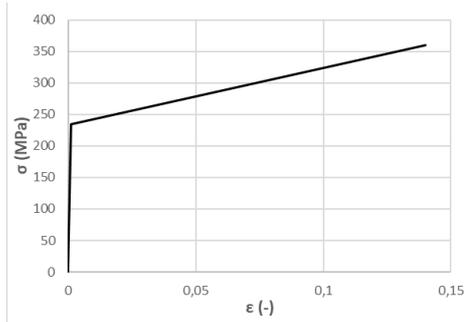


Figure 2-5 Courbe de comportement de l'acier du profilé

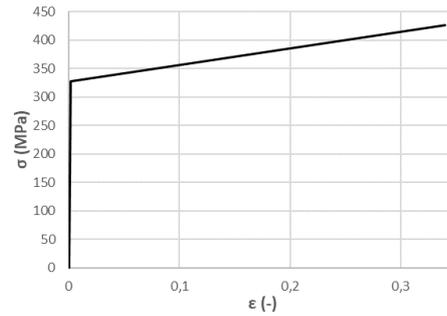


Figure 2-6 Courbe de comportement de l'acier des goujons

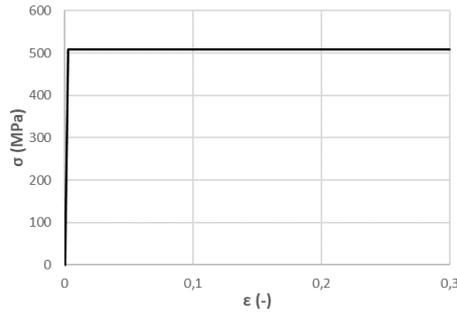


Figure 2-7 Courbe de comportement de l'acier des armatures

Concernant le béton, il existe de nombreux modèles de comportement permettant de simuler son comportement. Le choix pour cette étude s'est porté sur un modèle d'endommagement isotrope basé sur le modèle de Mazars (Mazars, 1984) et modifié en traction par une régularisation énergétique d'Hillerborg (Hillerborg, et al., 1976). Cette loi, habituellement utilisée pour la modélisation de béton armé, permet de reproduire correctement le comportement global du béton en traction et en compression avec une théorie d'endommagement ne nécessitant que cinq paramètres de modèle. Elle introduit une variable scalaire D caractérisant la fissuration du béton :

$$\sigma_{ij} = (1 - D)C_{ijkl}\varepsilon_{kl} \quad (2.3)$$

avec σ_{ij} et ε_{kl} les tenseurs de contrainte et de déformation respectivement, C_{ijkl} le tenseur élastique d'ordre 4 et D la variable d'endommagement. Afin de décrire l'évolution de l'endommagement, une déformation équivalente est introduite à partir du tenseur de déformation locale :

$$\varepsilon_{eq} = \sqrt{\sum_{i=1}^3 (\langle \varepsilon_i \rangle_+)^2} \quad (2.4)$$

où $\langle \varepsilon_i \rangle_+$ est la partie positive des déformations principales.

La surface de chargement est alors définie telle que :

$$g(\varepsilon, D) = \tilde{d}(\varepsilon) - D \quad (2.5)$$

Ici, D est une variable égale à la valeur maximale atteinte par \tilde{d} durant l'histoire du chargement (le temps t) :

$$D = \max_t (\tilde{d}, 0) \quad (2.6)$$

avec \tilde{d} une loi d'évolution permettant de distinguer les réponses mécaniques du matériau en traction et compression par l'introduction de deux scalaires D_t et D_c . L'expression de \tilde{d} est la suivante :

$$\begin{aligned} \tilde{d}(\varepsilon) &= \alpha_t(\varepsilon)^\beta D_t(\varepsilon_{eq}) + \alpha_c(\varepsilon)^\beta D_c(\varepsilon_{eq}) \\ D_t &= 1 - \frac{\kappa_0}{\varepsilon_{eq}} \exp\left(\frac{l_e \cdot f_{ct}}{G_{ft}} (\kappa_0 - \varepsilon_{eq})\right) \\ D_c &= 1 - \frac{\kappa_0(1 - A_c)}{\varepsilon_{eq}} - \frac{A_c}{\exp[B_c(\varepsilon_{eq} - \kappa_0)]} \\ \alpha_t &= \sum_{i=1}^3 \frac{\langle \varepsilon_i^t \rangle \langle \varepsilon_i \rangle_+}{\varepsilon_{eq}^2} \\ \alpha_c &= 1 - \alpha_t \end{aligned} \quad (2.7)$$

κ_0 est le seuil de déformation en traction (déformation de traction pour laquelle l'endommagement s'initie). D_t et D_c sont les endommagements de traction et compression respectivement. A_c et B_c sont deux paramètres caractérisant le modèle en compression. A_c est généralement compris entre 1 et 2 et caractérise le comportement asymptotique en compression (Figure 2-8 (a)). B_c est classiquement compris entre 1000 et 2000 (Figure 2-8 (b)) et caractérise le comportement post-pic adoucissant. l_e est la taille de l'élément fini, définie dans cette étude comme la racine cubique du volume de l'élément V_e ($l_e = \sqrt[3]{V_e}$). G_{ft} est l'énergie de fissuration en traction. Ce paramètre correspond à l'énergie dissipée par le matériau lors de l'ouverture d'une fissure en traction. f_{ct} est la résistance en traction du béton. Les coefficients de pondération α_t et α_c sont calculés à partir du tenseur des déformations. α_t est fonction des déformations principales ε_{ij}^t dues aux contraintes positives et α_c est défini d'après la valeur de α_t . Le paramètre β réduit les effets de l'endommagement sous cisaillement par rapport à la traction.

Le critère de Kuhn-Tucker détermine finalement l'évolution de l'endommagement telle que :

$$g \leq 0, \quad \dot{d} \geq 0, \quad g\dot{d} = 0 \quad (2.8)$$

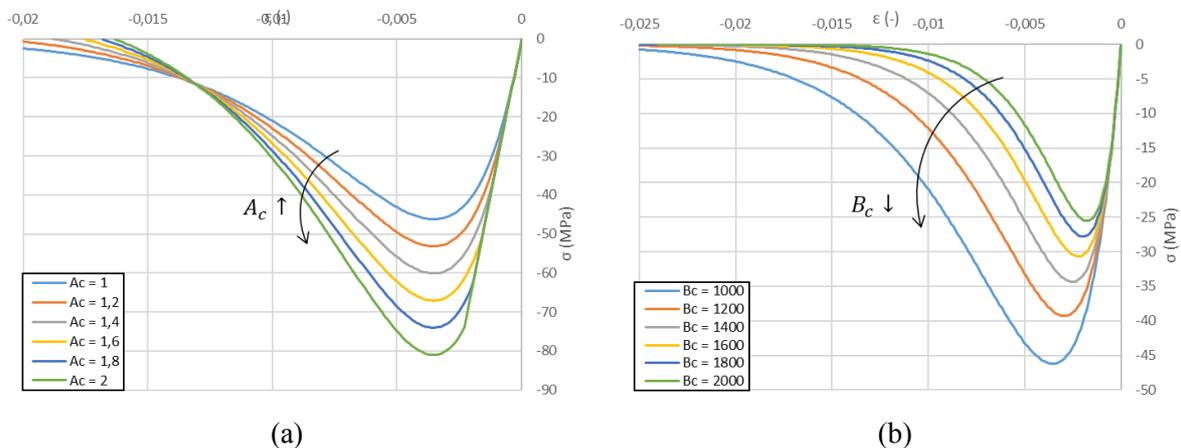


Figure 2-8 Influence des paramètres A_c et B_c du modèle de Mazars sur l'allure du comportement du béton (Mazars, 1984)

La particularité du modèle utilisé ici par rapport au modèle de Mazars (Mazars, 1984) classique est l'introduction de l'énergie de fissuration G_{ft} et de la taille de l'élément fini l_e dans la définition de l'endommagement de traction D_t . Ces paramètres permettent la régularisation en traction du comportement du béton et une dissipation d'énergie indépendante de la taille des éléments (Hillerborg, et al., 1976). En effet, lors d'une simulation par éléments finis, aucune information sur l'échelle de la fissuration du béton n'est donnée. La dissipation de l'énergie est alors influencée directement par la dimension des éléments finis et si cette dernière tend vers 0, la rupture se ferait sans dissipation d'énergie, ce qui n'est pas physique. Afin d'éviter ce phénomène, il existe différentes méthodes de régularisation du comportement du béton. La méthode de Hillerborg (Hillerborg, et al., 1976) est une régularisation énergétique qui repose sur la conservation de la phase adoucissante (de l'énergie de

fissuration) du comportement du matériau en fonction de la taille des éléments. Une autre solution serait la mise en place d'une régularisation non locale par l'intégration une déformation équivalente définie comme une moyenne pondérée sur les éléments du voisinage (Pijaudier-Cabot, et al., 1991), (Giry, et al., 2011), (Gatuingt, et al., 2006)) ou encore une régularisation par enrichissement cinématique reposant sur l'introduction d'un second gradient de déformation dans les équations d'équilibre (Chambon, et al., 2001). Pour cette étude, le choix s'est porté sur une méthode de régularisation énergétique de Hillerborg compte tenu des coûts associés moins importants.

Les caractéristiques du béton de cet essai sont également données dans l'article de (Shim, et al., 2004). Les paramètres nécessaires à la définition du modèle de comportement sont identifiés à partir des données expérimentales (pour les paramètres en traction) et par la simulation d'un cube en compression de 1 m de dimension. L'identification des paramètres A_c et B_c est réalisée afin notamment de retrouver la résistance en compression du béton. Les paramètres choisis sont résumés dans le Tableau 2-6. La Figure 2-9 et la Figure 2-10 présentent les courbes uniaxiales de comportement contraintes σ – déformations ε en traction et en compression.

Tableau 2-6 Paramètres du modèle de comportement du béton

$G_{ft}(N \cdot m^{-1})$	$\kappa_0 (-)$	$\beta (-)$	$A_c (-)$	$B_c (-)$
150	f_{ct}/E_c	1,06	1,55	1900

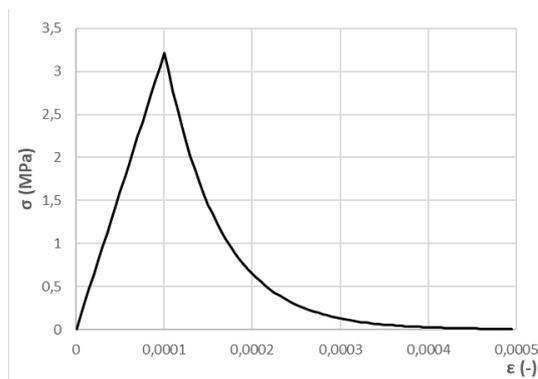


Figure 2-9 Courbe de comportement en traction du béton

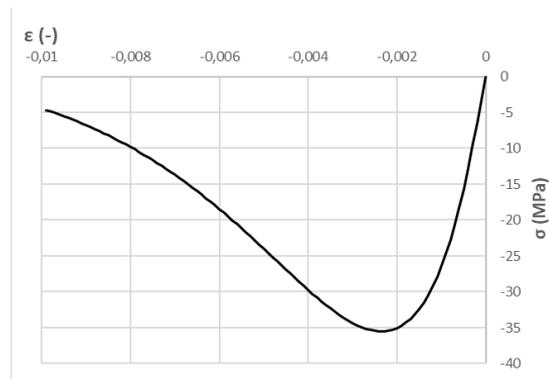


Figure 2-10 Courbe de comportement en compression du béton

Les conditions aux limites et de chargement sont ensuite définies. Pour l'essai push-out, elles correspondent aux conditions de symétrie (conditions limites a et b de la Figure 2-11 pour les symétries par rapport aux plans xz coupant l'âme du profilé dans sa longueur et yz coupant l'âme du profilé dans sa largeur) et à l'appui du bloc de béton sur le massif d'essai (condition c de la Figure 2-11). Ces conditions limites sont réalisées par des blocages des déplacements dans les directions normales aux plans de symétrie ou dans la direction de l'appui. Une condition de chargement est également définie en appliquant un déplacement vertical en partie supérieure du profilé (condition d de la Figure 2-11). Une condition supplémentaire est également imposée afin de s'assurer la stabilité du système et d'éviter les mouvements de corps rigide du bloc de béton (condition limite e de la Figure 2-11).

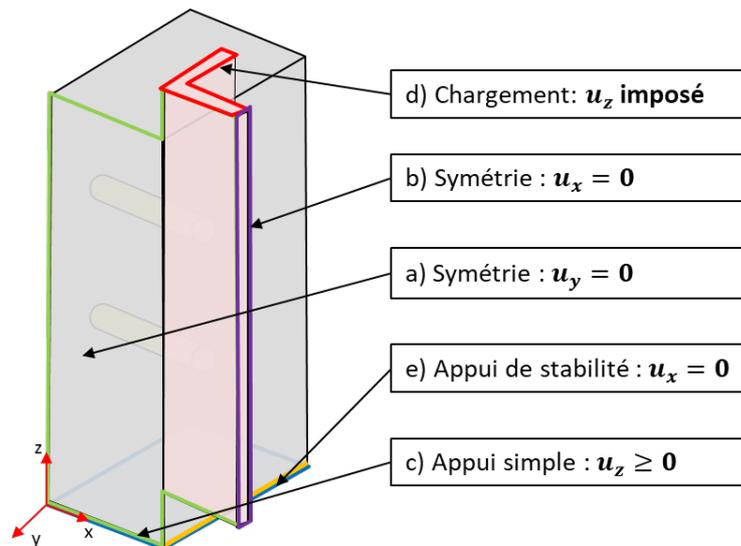


Figure 2-11 Conditions limites de la modélisation de l'essai push-out

Les conditions de liaison caractérisent les conditions d'interface ou d'accrochage entre les différents composants du système. Un accrochage parfait est imposé entre le béton et les armatures. Ce type d'accrochage revient à imposer une égalité de déplacement entre les nœuds de ces éléments. Cette condition de contact simplifiée est représentative des liaisons mécaniques et chimiques reliant le béton et les armatures qui y sont ancrées, tant que les dégradations autour des armatures ne sont pas trop élevées. Une condition de contact unilatéral est imposée entre le béton et le profilé (condition A de la Figure 2-12) et le béton et les connecteurs (condition B de la Figure 2-12). La surface lisse des connecteurs et le graissage de la paroi des semelles du profilé limitent les effets d'accrochage entre ces matériaux et autorisent des glissements relatifs des composants. Cette liaison permet le glissement sans frottement dans les directions tangentielles et le décollement dans les directions normales entre le béton et l'acier. En revanche en cas de contact, la liaison impose une égalité des déplacements dans la direction normale et empêche la pénétration du béton dans l'acier. Finalement, les soudures des goujons sur le profilé et l'ancrage de la tête des goujons dans le béton sont représentées par une condition d'accrochage parfait au niveau des interfaces (condition C et D de la Figure 2-12).

La dernière étape de la simulation est la résolution du problème. Le chargement est réalisé en déplacements imposés et la résolution est effectuée par une méthode implicite implémentée dans Cast3M (CEA, 2021). La courbe de comportement effort de cisaillement ramené à un goujon P (effort appliqué sur le profilé divisé par le nombre de goujons) – glissement du profilé δ , le faciès d'endommagement du béton, la plastification du profilé et des connecteurs sont étudiés et comparés aux résultats expérimentaux.



Figure 2-12 Conditions de liaison de la modélisation de l'essai push-out

2.1.2.2. Résultats et analyses

La courbe effort P – glissement δ ramenée à un goujon est présentée en Figure 2-13 et comparée aux courbes expérimentales (Shim, et al., 2004). Un écart significatif avec les courbes expérimentales est visible. En effet, après une phase initiale assez proche de la courbe expérimentale (jusqu'à $P_u = 40$ kN

point A de la Figure 2-13), une importante baisse de raideur est visible pour la courbe numérique. Dans un premier temps, à un glissement de $\delta_e = 0,25 \text{ mm}$, la raideur élastique numérique est de $k_{s,num} = 179 \text{ kN/mm}$, soit un écart de 33 % avec la raideur élastique moyenne expérimentale. De plus, cette dégradation se poursuit et la résistance de l'essai push-out obtenue numériquement est inférieure à résistance expérimentale moyenne de plus de 20 % (point C de la Figure 2-13). Après ce pic, la ruine du système est de type fragile avec une chute brutale de l'effort.

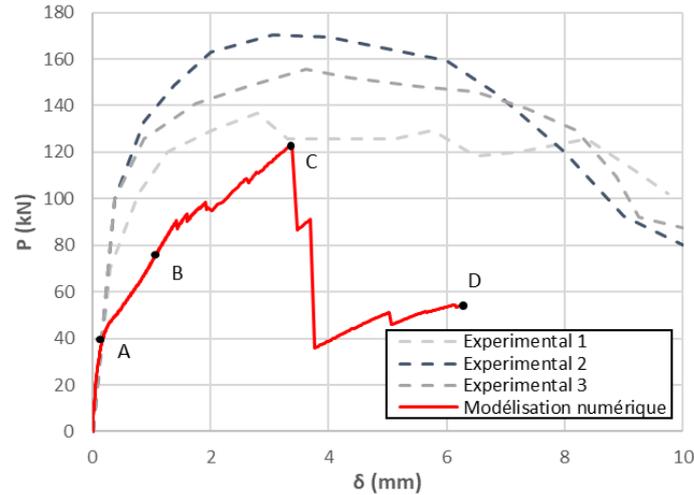


Figure 2-13 Comparaison des courbes effort – glissement ramenée à un goujon de l'essai push-out modélisé

L'évolution du faciès d'endommagement du béton est illustrée en Figure 2-14. Cette figure présente l'évolution de la variable interne D , combinaison de l'endommagement du béton en traction et en compression. L'endommagement du béton de la modélisation apparaît dès les premiers pas de chargement au niveau de la zone inférieure de l'interface béton – connecteur, lié à la transmission d'effort entre les connecteurs et le béton. Cet endommagement correspond à l'écrasement du béton sous les goujons, dû aux déformations de flexion et de cisaillement des connecteurs. Avec l'augmentation de l'effort appliqué, la zone endommagée se propage le long des connecteurs. Un endommagement important est également visible au niveau de la surface d'accrochage de la tête d'ancrage. Cette surface subit en effet de la traction en s'opposant à l'extraction des goujons. Ces résultats confirment la bonne application des conditions de liaison entre les composants du système. La faible zone de béton endommagé sous les goujons montre cependant une forte localisation de sollicitations dans les éléments au voisinage proche des connecteurs. La propagation de l'endommagement à plus d'élément du bloc est limitée. Cette réponse du béton pointe une difficulté de reproduction de son comportement local car cette concentration de contraintes entraîne une ruine prématurée des éléments proches des connecteurs et une réduction de la résistance globale du matériau.

Il est également possible d'observer la plastification des aciers du profilé et des goujons en analysant les déformations plastiques cumulées (ϵ_p) en fin de chargement (Figure 2-15 (a) pour le profilé et Figure 2-15 (b) pour les goujons). Ces faciès montrent une faible plastification du profilé et des goujons. La plastification des goujons apparaît en fibres supérieure et inférieure de leur interface avec le profilé. Ce faciès de plastification illustre un comportement de flexion des goujons qui ne correspond pas au mode de ruine identifié lors de l'essai (ruine en cisaillement de la tige des connecteurs). Cette ruine devrait être caractérisée numériquement par des déformations plastiques localisées sur une section de faible épaisseur et sur toute la surface de cette section.

Les résultats de cette première modélisation révèlent que le comportement du système de connexion n'est pas correctement reproduit. La localisation de l'endommagement du béton dans les éléments en contact direct avec les goujons et la faible plastification en flexion des connecteurs illustrent une ruine du système modélisé par rupture du béton écrasé par les connecteurs et non une ruine en cisaillement des tiges des connecteurs. La localisation des contraintes dans le béton précipite la ruine du matériau avant la ruine des goujons. Cela illustre une mauvaise représentation du comportement local du béton autour des goujons et le comportement expérimental de l'essai push-out n'est pas retrouvé.

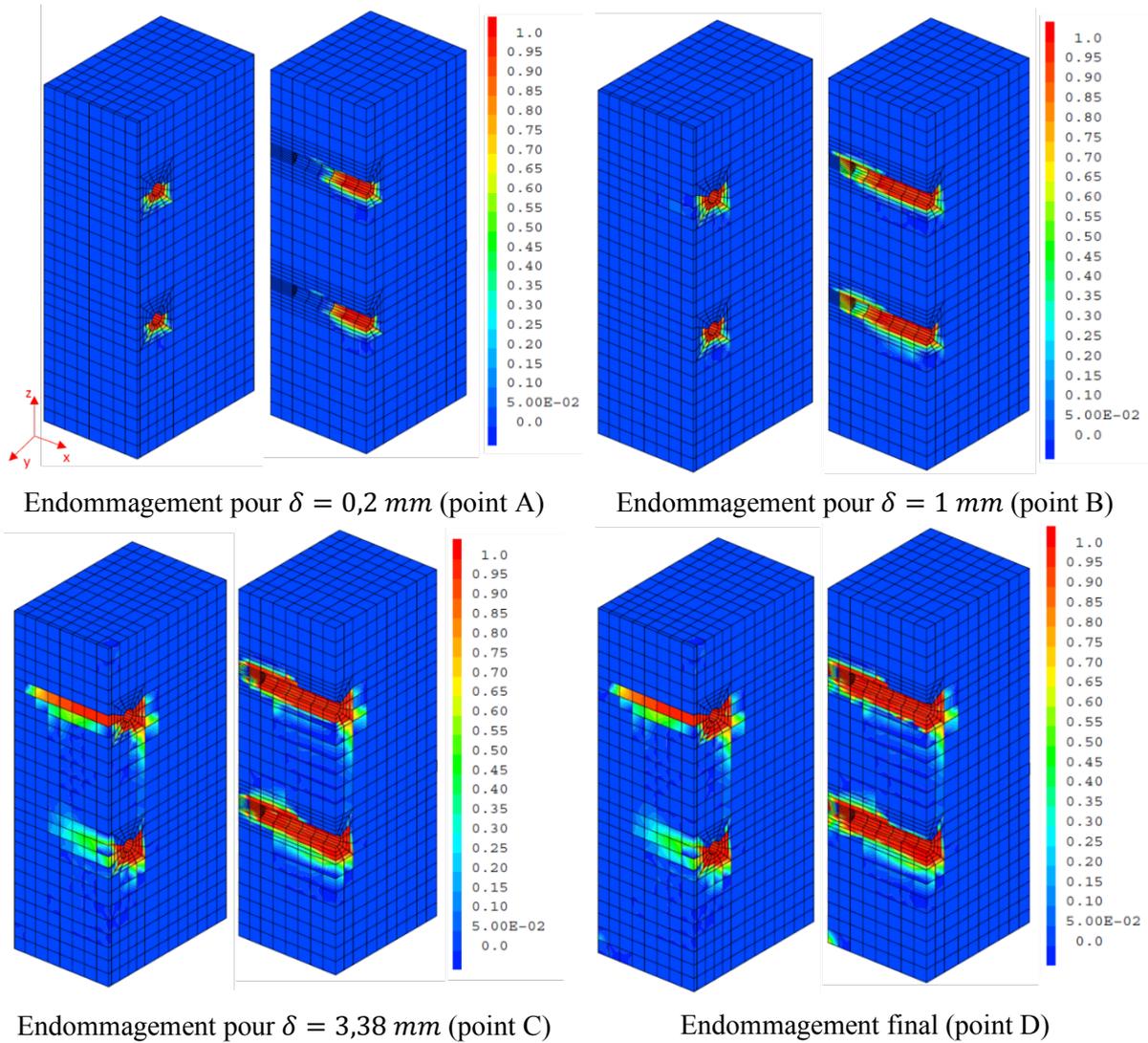


Figure 2-14 Evolution du faciès d'endommagement du bloc de béton de l'essai push-out modélisé (bloc entier et coupe au droit des connecteurs)

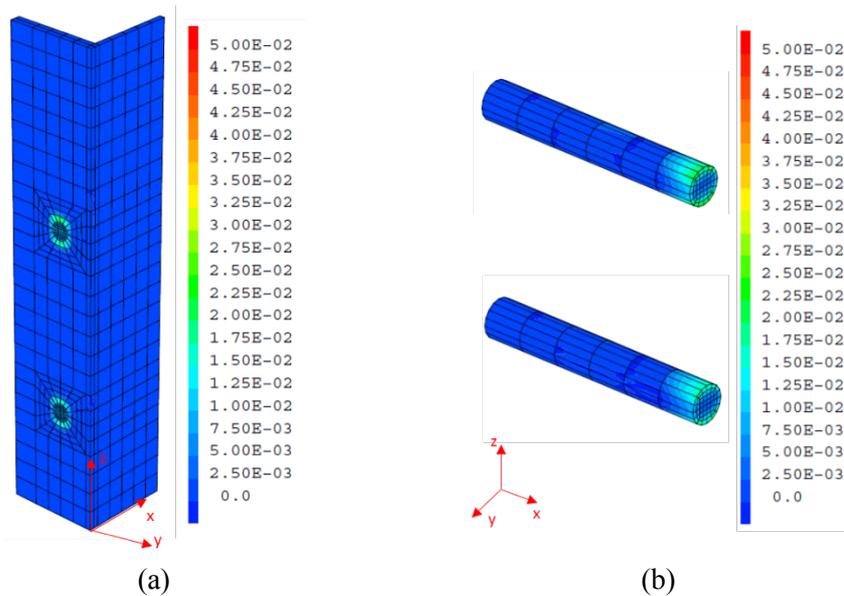


Figure 2-15 Faciès des déformations plastiques cumulées finales de la modélisation numérique (a) du profilé ; (b) des goujons

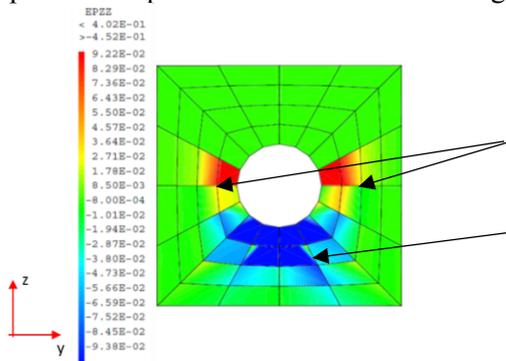
2.2. ETUDE DU MODELE DE COMPORTEMENT DU BETON

2.2.1. Etat de sollicitation du béton de l'essai push-out

Avec pour objectif de mieux comprendre la réponse du béton autour des goujons, les déformations locales sont étudiées. La Figure 2-16, la Figure 2-17 et la Figure 2-18 présentent les déformations ε_{zz} , ε_{yy} et les déformations de cisaillement γ_{yz} dans une section de béton autour d'un goujon au dernier pas de chargement. Ces figures révèlent la présence de traction, compression et cisaillement du béton. Les déformations des connecteurs vont ainsi entraîner :

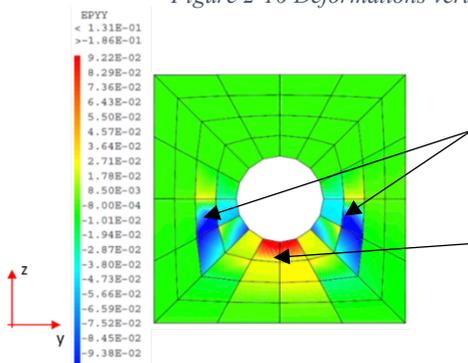
- 1) De la traction et de la compression verticales et horizontales en dessous et sur les côtés des goujons (Figure 2-16 et Figure 2-17)
- 2) Du cisaillement en dessous et sur les côtés du goujon (Figure 2-18).

Ces observations révèlent une prédominance des sollicitations de cisaillement et de compression dans le béton dans le cas de goujons noyés dans un bloc de béton et soumis à du cisaillement. La localisation de ces déformations pointe les besoins d'un modèle de comportement en capacité de représenter correctement la réponse du béton sous les contraintes associées. Si le cisaillement est considéré comme une combinaison de traction et de compression, le modèle doit plus particulièrement bien reproduire la compression importante localisée autour des goujons.



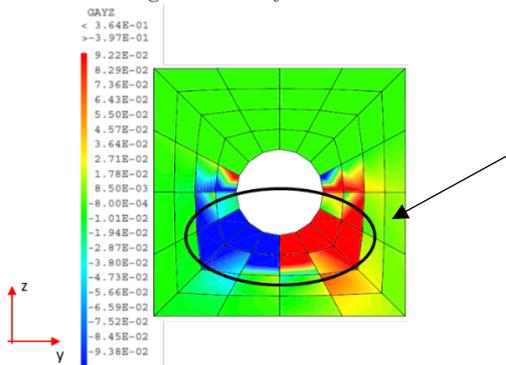
- Traction verticale sur les côtés du goujon : réaction suite à l'agrandissement de l'ouverture des goujons due à leur déplacement
- Compression verticale sous le goujon : le goujon écrase le béton

Figure 2-16 Déformations verticales (ε_{zz}) dans le béton localement autour d'un goujon



- Compression dans la direction horizontale du béton en dessous du goujon : le déplacement du goujon va comprimer le béton dans cette direction
- Traction dans la direction y du béton en dessous du goujon : réaction suite à la compression

Figure 2-17 Déformations horizontales (ε_{yy}) dans le béton localement autour d'un goujon



- Cisaillement du béton sous et sur les côtés du goujon car combinaison de déformations dans la direction z et y

Figure 2-18 Déformations de cisaillement dans le plan dans le béton (γ_{yz}) localement autour d'un goujon

2.2.2. Analyse du modèle de comportement du béton et dépendance au maillage

La réponse du modèle de comportement est évaluée sur des cubes élémentaires de béton (maillés avec un seul élément fini) dont les dimensions sont choisies pour être représentatives de la taille des éléments du maillage de l'essai push-out. Quatre cubes de béton de dimensions $l_e = 25\text{ mm}$, 10 mm , 5 mm et 2 mm sont sollicités en traction, en compression (Figure 2-19) et en cisaillement (Figure 2-20).

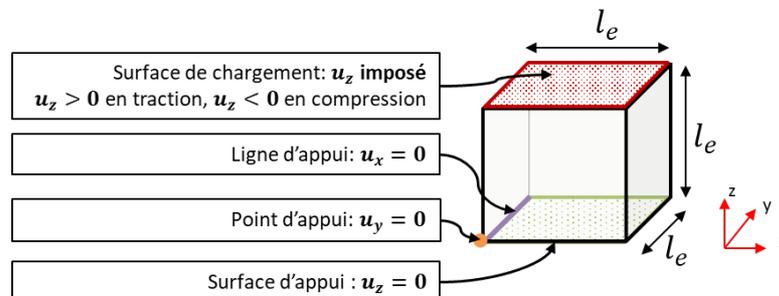


Figure 2-19 Conditions limites et chargement des cubes élémentaires de béton en traction et compression

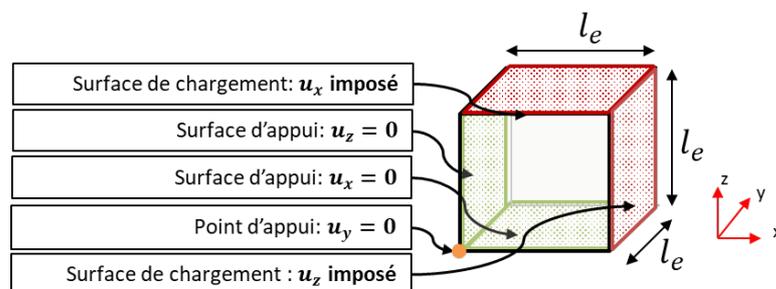


Figure 2-20 Conditions limites et chargement des cubes élémentaires de béton en cisaillement

Les courbes contraintes - déplacements obtenues sont visibles en Figure 2-21. Sur la courbe contrainte-déplacement des cubes en traction, l'énergie de fissuration G_{ft} est définie comme l'aire sous la courbe en phase adoucissante (partie post-pic).

Une indépendance de l'énergie de fissuration G_{ft} au maillage est observé en traction. Les courbes contraintes - déplacements post-pic se superposent.

En revanche, l'évolution est différente pour les comportements en compression. Selon la taille de l'élément, l'aire sous la courbe de contraintes - déplacements en phase post-pic change. Les éléments de petites dimensions présentent une phase adoucissante plus fragile. La réponse force - déplacement du béton en compression est donc dépendante à la taille des mailles.

La sollicitation de cisaillement étant une combinaison de traction et compression, les courbes contraintes - déplacements varient quand la dimension des éléments change. Après un premier pic de contraintes, une augmentation de la pente est visible lorsque l_e diminue. L'augmentation des contraintes après le premier pic est due au paramètre β du modèle. Ce paramètre a pour but de diminuer l'effet de la perte de raideur liée à l'endommagement du béton en cisaillement (par rapport à de la traction). En effet, dans le modèle d'endommagement isotrope, l'aspect directionnel de la propagation des microfissures est perdu et l'effet de l'endommagement du matériau ne dépend pas du type de sollicitation (Pijaudier-Cabot, et al., 1991). Une valeur de $\beta > 1$ empêche les contraintes de cisaillement d'être nulles afin de prendre en compte les frottements internes dans le matériau. L'endommagement est alors plafonné à une valeur $D_{max} = \alpha_t^\beta + \alpha_c^\beta$. En effet, pour des déformations importantes $D_t = D_c = 1$ et pour un chargement de cisaillement pur $\alpha_t = 0,83$ et $\alpha_c = 1 - \alpha_t = 0,17$ (Équation (2.7)). Dans ce cas $D_{max} = 0,97$ et la résistance en cisaillement du béton n'est jamais nulle. Ainsi, malgré la régularisation en traction, le comportement en cisaillement du béton est dépendant de la taille des éléments car D_{max} est

indépendant de l_e . La courbe contrainte - déplacement en cisaillement et le comportement en compression du béton sont alors fonction de la taille des éléments.

Ces observations peuvent expliquer les résultats obtenus lors de la modélisation de l'essai push-out. En effet, le béton est en compression et en cisaillement sous les goujons. Or, les éléments situés dans la zone autour des connecteurs sont de dimensions faibles. Ils présentent alors un comportement très fragile une fois le pic de résistance atteint. Il en résulte une résistance du système plus basse qu'expérimentalement car la ruine du système est alors définie par la ruine des éléments de béton autour des goujons.

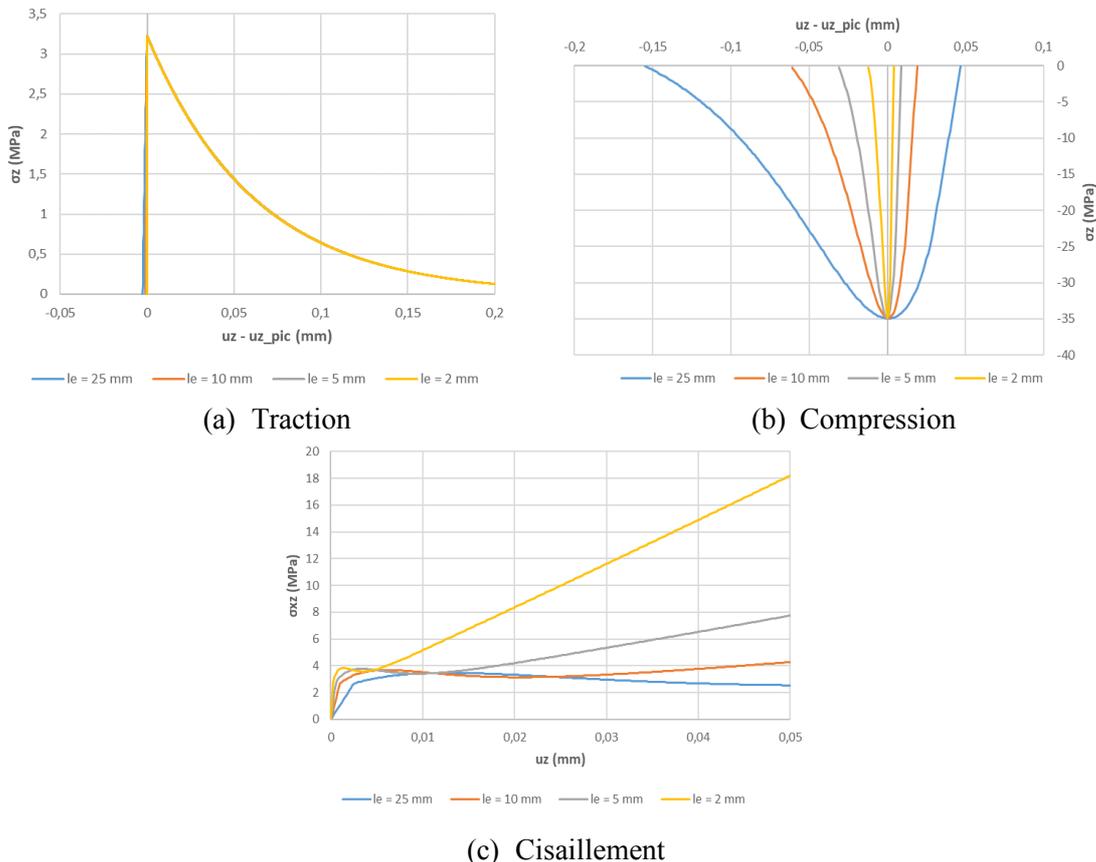


Figure 2-21 Courbes contraintes – déplacements des cubes de béton en traction, compression et cisaillement (en traction et compression les courbes sont décalées pour que les déplacements au pic soient les mêmes)

2.2.3. Proposition d'une méthode de régularisation du modèle en compression

Les analyses précédentes montrent une faible résistance locale du béton entraînant sa ruine prématurée lors de l'essai push-out. Un modèle assurant une indépendance au maillage de la réponse du béton permettrait d'assurer un comportement identique pour les éléments fins du maillage les plus gros mais aussi les fins. La régularisation énergétique en traction du modèle assure cette caractéristique pour les sollicitations de traction. Mais une dépendance au maillage est visible pour le modèle en compression et en cisaillement. Les sollicitations de cisaillement étant définies comme une combinaison de traction et compression, une définition du modèle de comportement du béton en compression fonction de la taille des éléments permettrait de diminuer la sensibilité au maillage. En se basant sur la méthode utilisée pour régulariser le comportement en traction du béton, une méthodologie de régularisation en compression permettant la conservation de la phase adoucissante indépendamment de la taille des éléments est proposée.

2.2.3.1. Développement de la méthode de calage automatique en fonction de la taille des éléments

L'existence d'une énergie de fissuration en traction est largement reconnue dans la littérature (Hillerborg, et al., 1976). En effet, la ruine en traction correspond à la création et l'ouverture d'une fissure selon le mode I (Figure 2-22). Il y a alors une concentration des déformations au niveau d'une zone localisée. Ce phénomène étant principalement dû aux hétérogénéités du matériau, il est admis que la phase adoucissante (zone post-pic) dépend de paramètres intrinsèques du matériau. La dissipation d'énergie au niveau de la fissure ne dépend pas de sa taille mais uniquement de la résistance en traction du béton f_{ct} et de son énergie de rupture G_{ft} .

En revanche, il est moins évident que la ruine en compression du béton entraîne de fortes localisations de déformations. Ce mode de ruine correspond à une combinaison d'un mode I (ouverture de microfissure de fendage répartis) et d'un mode II (macrofissure en bande de cisaillement en phase post-pic) (Griffith, 1921); (Aubrée, 2014)) (Figure 2-22). Les déformations sont alors moins localisées. Cependant, (van Mier, 1984) a montré dans une étude paramétrique que l'élanement des éprouvettes influence la courbe contrainte - déformation mais pas la courbe contrainte - déplacement (Figure 2-23). Cette observation suggère qu'il existe une unicité de la réponse contrainte - déplacement en compression, indépendamment de la hauteur de l'éprouvette, à l'image du comportement en traction du matériau. Des résultats expérimentaux identiques ont été retrouvés dans différentes études telles que présentées par (Jansen & Shah, 1997), (Markeset, 1993), (Rokugo & Koyanagi, 1992), (Lee & Willam, 1997) ou encore (Comi & Perego, 2001) et justifient le développement d'une méthodologie de régularisation du comportement en compression du béton.

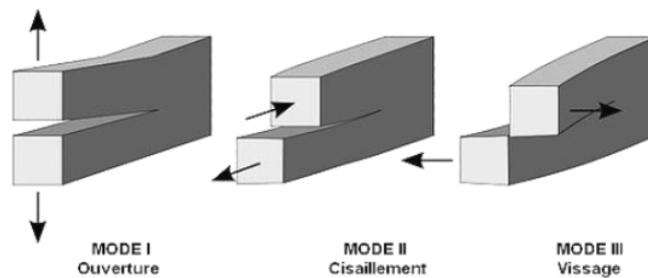


Figure 2-22 Modes de propagation de la fissure en mécanique de la rupture (Aubrée, 2014)

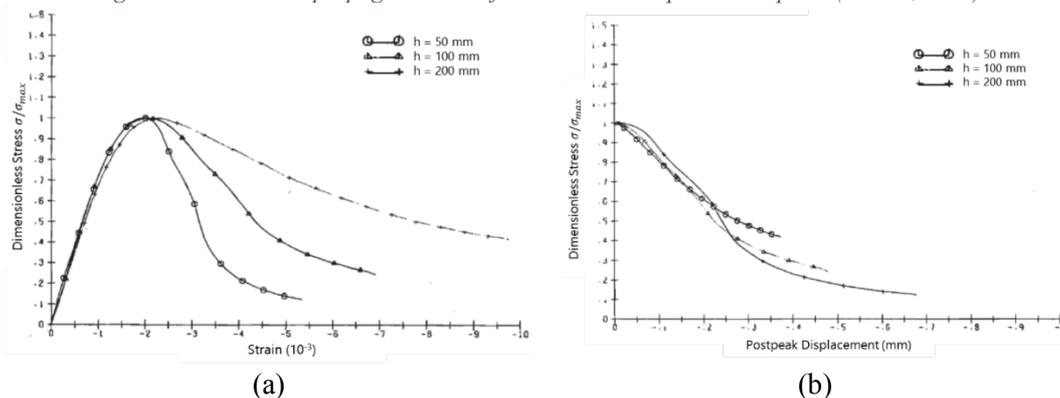


Figure 2-23 (a) Courbes contrainte - déformation des essais de (van Mier, 1984); (b) Courbes contrainte - déplacement post-pic des essais de (van Mier, 1984)

En s'inspirant de la méthode de régularisation du comportement du béton en traction, la taille des éléments est intégrée dans le modèle de comportement du béton en compression. Les paramètres caractérisant ce comportement sont A_c et B_c . Une nouvelle loi d'évolution de ces paramètres est développée afin de les définir variables en fonction de la taille des éléments l_e .

Pour cela, des cubes élémentaires de béton de dimension variables sont étudiés en compression. Le modèle de comportement ainsi que les paramètres du béton en traction sont identiques à ceux utilisés pour l'étude de l'essai push-out.

La première étape de ce développement est la définition d'une courbe de référence. Aucune courbe expérimentale de comportement en compression du béton utilisé pour les essais push-out n'étant disponible, le choix de la courbe de référence s'est fait en se basant sur l'essai 3B2-3 présenté dans les recherches de (van Mier, 1984). Ce cube présente une dimension $l_e = 100 \text{ mm}$ et une résistance en compression $f_c = 42,4 \text{ MPa}$. Un cube élémentaire de dimension $l_e = 25 \text{ mm}$ (dimension la plus grande des éléments de béton en contact avec les goujons de la modélisation de l'essai push-out) et constitué du béton de l'essai push-out de (Shim, et al., 2004) est simulé. Les paramètres A_c et B_c sont alors identifiés de façon à ce que la phase d'adoucissement du comportement en compression de ce cube suive au plus près celle de l'essai de (van Mier, 1984) pour la résistance en compression du béton étudié. Cette courbe devient alors la courbe contraintes – déplacements de référence de ce béton. Elle est comparée à la courbe de l'essai de van Mier dans la Figure 2-24. Il est également possible d'en déterminer une énergie de rupture en compression telle qu'elle est définie par (Jansen & Shah, 1997) (Figure 2-25). L'énergie de rupture G_{fc} est définie dans cet article comme étant l'énergie post-pic. Elle correspond à l'aire sous la courbe contraintes - déplacements dans la phase post-pic A_{post} , déterminée à partir du pic de contrainte (nommé σ_0) jusqu'à une valeur de la contrainte telle que $\sigma/\sigma_0 = 33\%$. Pour le béton de l'essai push-out, l'énergie de fissuration est calculée à $G_{fc} \approx 12,5 \cdot 10^3 \text{ N/m}$.

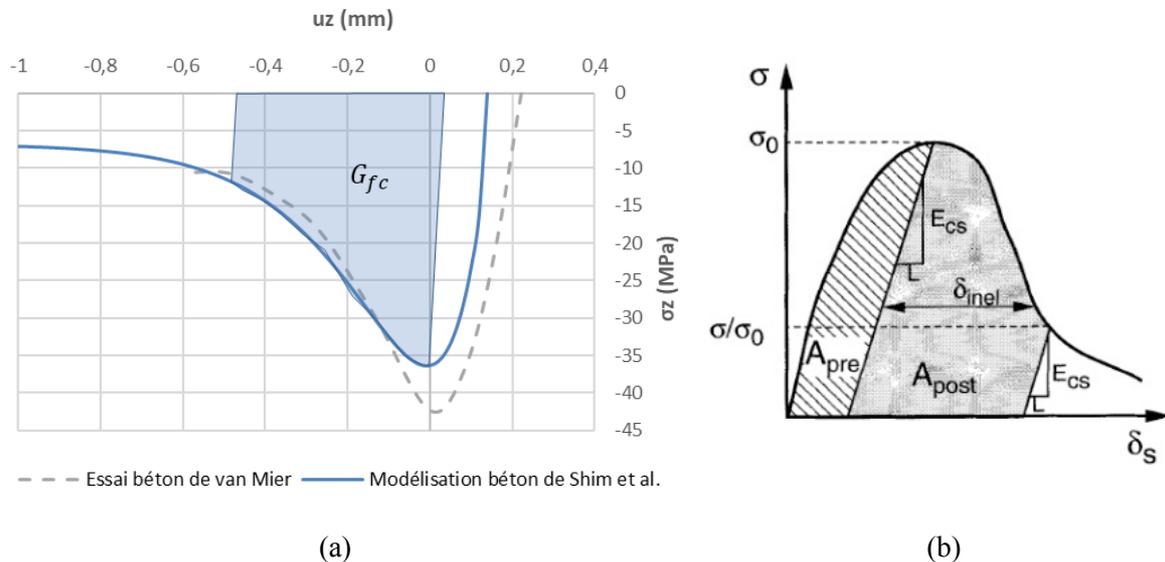


Figure 2-24 (a) Courbe de référence du comportement en compression du béton de l'essai push-out de (Shim, et al., 2004); (b) Modèle de détermination des énergies pré-pic (A_{pre}) et post-pic (A_{post}) du béton en compression (Jansen & Shah, 1997)

La dimension du cube de béton est ensuite modifiée et les paramètres A_c et B_c sont identifiés pour obtenir une superposition des phases post-pic des courbes contraintes – déplacements avec la courbe de référence. La dimension l_e des cubes étudiés varie entre 1 mm et 25 mm , variation représentative de la dimension des éléments utilisés pour le maillage autour des goujons de l'essai push-out. Les courbes contraintes – déplacements et les valeurs de A_c et B_c obtenues sont visibles dans la Figure 2-25.

La présence d'une asymptote en fin de phase adoucissante souligne une limite de cette stratégie de régularisation en compression. En effet, une remarque peut être faite sur les valeurs identifiées pour les couples A_c et B_c . Pour le modèle de (Mazars, 1984) basique, les valeurs de A_c sont comprises entre 1 et 2 et celle de B_c entre 1000 et 2000. Les couples de paramètres de compression présentent ici des valeurs inférieures à celles recommandées pour ce modèle. Cela s'explique par les dimensions très petites des éléments étudiés. Afin qu'ils aient un comportement suffisamment ductile pour conserver l'énergie de rupture de compression et la bonne résistance en compression du béton, il est nécessaire de diminuer les valeurs de A_c et B_c en-dessous de celles recommandées. La conséquence de ces valeurs faibles, également associée à la formulation même du modèle, implique une résistance résiduelle non nulle et variable avec la taille des éléments. Cette asymptote parallèle à l'axe de abscisses est due à une valeur de $0 < A_c < 1$, paramètre du modèle caractérisant cette phase post-pic. De plus, la diminution de A_c avec la taille des éléments va entraîner une variation dans la valeur de la résistance résiduelle : plus l'élément est petit et plus sa résistance résiduelle est grande. Cela limite la régularisation du modèle par

rapport aux dimensions du maillage. Cependant, pour l'étude du cisaillement d'un système de connexion, la réponse du béton en compression influence principalement la phase I (phase élastique) et la phase II (dégradation mécanique) du comportement. Le comportement en compression du béton impacte peu la ruine de l'essai. Le nouveau modèle en compression proposé ici semble donc adapté à la représentation de la réponse du béton de cet essai.

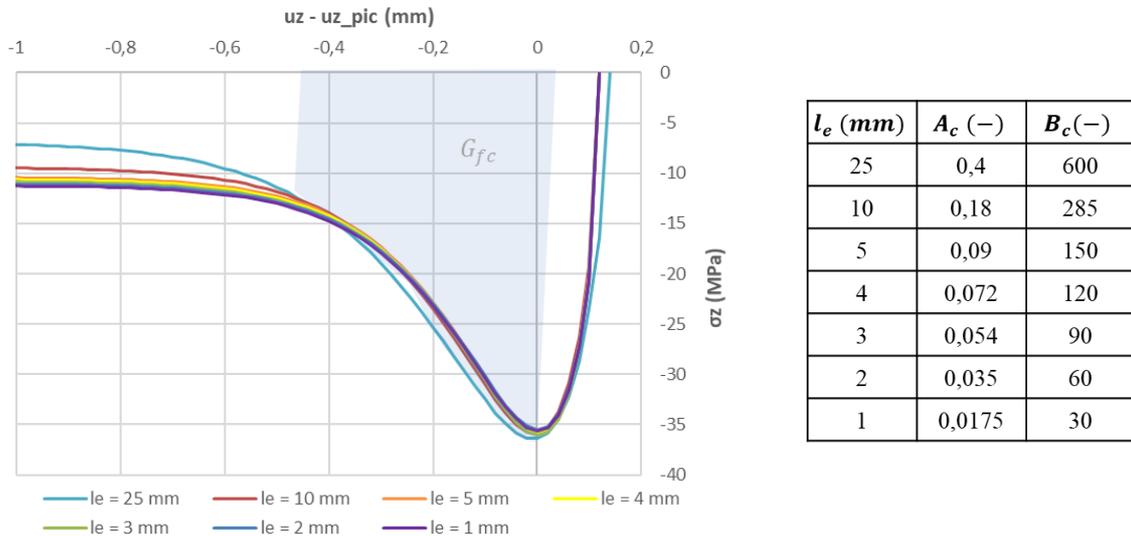


Figure 2-25 Courbes contraintes – déplacements des cubes de béton en compression de dimensions différentes avec différentes valeurs de A_c et B_c

À partir des valeurs déterminées de A_c et B_c pour les différentes tailles d'élément, des lois d'évolution de ces paramètres en fonction de l_e peuvent être proposées (Figure 2-26). Pour cette étude, des lois polynomiales d'ordre 2 sont choisies. Les lois d'évolution peuvent alors être définies pour le béton de l'essai push-out et dans la gamme de maillage de la modélisation présentée précédemment (Équation (2.9) et (2.10)).

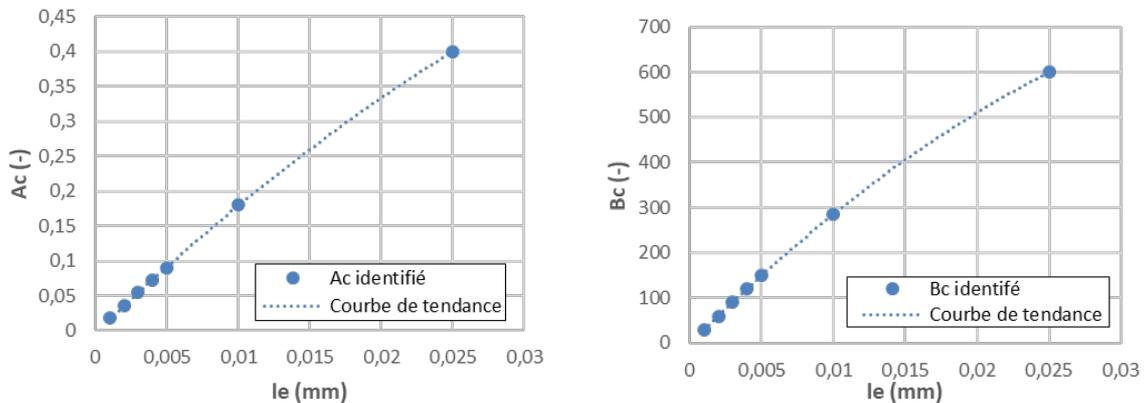


Figure 2-26 Lois d'évolution des paramètres A_c et B_c en fonction de l_e pour le modèle de comportement du béton en compression

$$A_c = -111,91 \cdot l_e^2 + 18,864 \cdot l_e - 0,0017 \quad (2.9)$$

$$B_c = -310276 \cdot l_e^2 + 31842 \cdot l_e - 2,1143 \quad (2.10)$$

avec l_e la taille de l'élément, définie par $l_e = \sqrt[3]{V_e}$ (V_e le volume de l'élément). Les lois d'évolution de A_c et B_c sont directement utilisées comme paramètres matériaux du modèle de comportement du béton.

Appliqué à l'étude de cube de béton, le nouveau modèle de comportement du béton basé sur le modèle de Mazars (Mazars, 1984) régularisé en traction par la méthode énergétique de (Hillerborg, et al., 1976) et en compression par un calage automatique des paramètres A_c et B_c du modèle permet également d'obtenir les courbes de comportement en cisaillement visibles en Figure 2-27.

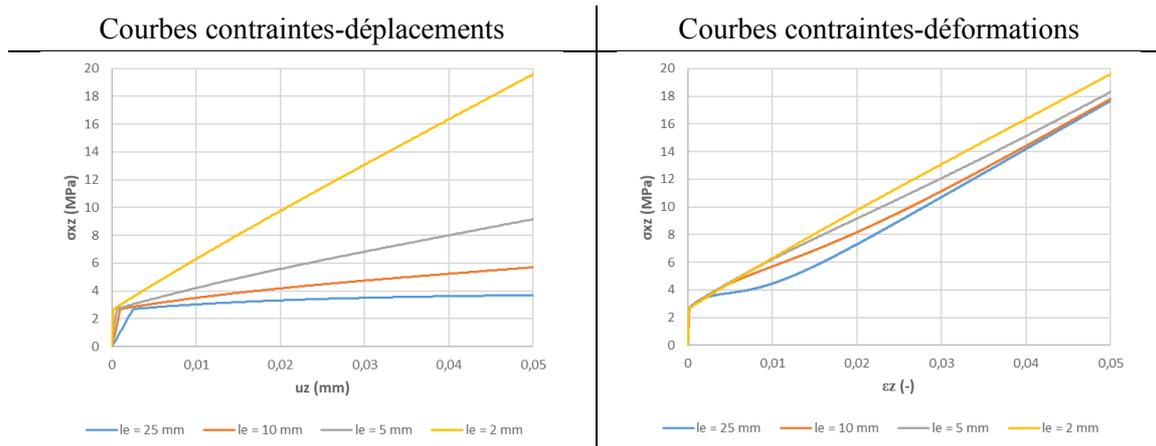


Figure 2-27 Courbes contraintes - déplacements et contraintes - déformations des cubes de béton en cisaillement avec le nouveau modèle de comportement

Le comportement en cisaillement du béton est peu modifié. Les résistances des éléments de béton sont plus grandes mais la dépendance aux dimensions des éléments est toujours présente bien qu'une régularisation est mise en place en traction et en compression. Ces observations sont dues à la définition du modèle de comportement du béton en cisaillement. En effet, en phase post-pic, pour des déformations importantes, les endommagements de traction et compression sont égale à 1 ($D_t = D_c = 1$). Alors la pente finale de la courbe contrainte – déformation E_{asym} s'écrit :

$$E_{asym} = (1 - D(D_t = D_c = 1))C_{ijkl} = (1 - D_{max})C_{ijkl} \quad (2.11)$$

avec $D_{max} = \alpha_t^\beta + \alpha_c^\beta$. α_t et α_c ne dépendent que des proportions de déformations de traction et compression respectivement (en cisaillement pur $\sigma_{ij} = \begin{bmatrix} 0 & \tau & 0 \\ \tau & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}$, $\alpha_t = 0,83$ et $\alpha_c = 0,17$) et β est une constante. Alors cette pente est constante pour toute taille d'élément. Par définition, la réponse contrainte – déplacement dépend donc de l_e et la régularisation du modèle en cisaillement ne peut être possible selon les développements réalisés ici. Une nouvelle limite est identifiée pour ce modèle de comportement du béton.

Malgré tout, l'amélioration du comportement en compression du béton semble pertinente pour représenter la réponse de ce matériau soumis aux sollicitations impliquées par le cisaillement d'un goujon. Une application à l'étude d'un essai push-out tend à analyser l'effet de ce changement de modèle de béton sur la représentativité de la modélisation.

2.2.3.2. Application à l'essai push-out

Ce nouveau modèle de comportement du béton est maintenant appliqué à la modélisation de l'essai push-out ST25-A de (Shim, et al., 2004). La stratégie de modélisation présentée en partie 2.1.2 est reprise ici avec pour seule modification le choix du modèle de comportement et des paramètres matériau du béton. Un modèle d'endommagement isotrope basé sur le modèle de (Mazars, 1984) et régularisé en traction par une méthode énergétique de (Hillerborg, et al., 1976) et en compression par un calage automatique des paramètres de compression du modèle A_c et B_c est imposé au béton. L'identification des lois de ces paramètres reprend la méthodologie de calage de la section précédente. La taille des éléments finis l_e est définie pour cette étude par $l_e = \sqrt[3]{V_e}$. Les paramètres utilisés pour le modèle de comportement du béton sont résumés dans le Tableau 2-7.

Tableau 2-7 Paramètres du nouveau modèle de comportement du béton

$G_{ft} (N \cdot m^{-1})$	$\kappa_0 (-)$	$\beta (-)$	$A_c (-)$	$B_c (-)$
150	f_{ct}/E_c	1,06	$-111,91l_e^2 + 18,864l_e - 0,0017$	$-310276l_e^2 + 31842l_e - 2,1143$

Le comportement global obtenu avec cette nouvelle modélisation est présenté en Figure 2-28. La courbe effort – glissement ramenée à un goujon montre une bonne correspondance entre le résultat de la modélisation numérique et ceux des essais pour la phase pré-pic expérimentale. Les efforts obtenus ont le bon ordre de grandeur. Les essais de (Shim, et al., 2004) présente une résistance moyenne en cisaillement pour un goujon de $P_{Rd,exp} = 156,0 \text{ kN}$ à un glissement moyen de $\delta_{ult,exp} = 3,33 \text{ mm}$. Numériquement, à ce même glissement, la force correspondante du système est de $P_{num}(\delta = 3,33 \text{ mm}) = 163,4 \text{ kN}$ soit un écart de 4,7 %. Concernant le comportement post-pic de l'essai push-out, la Figure 2-28 montre que les efforts repris par le système continuent à augmenter après la ruine expérimentale de l'essai. Aucune baisse des efforts, caractéristique de la dégradation finale de l'essai, n'est visible sur la courbe numérique. Ainsi, même si le bon ordre de grandeur des efforts est retrouvé grâce au nouveau modèle de comportement du béton, la ruine du système n'est pas reproduite. Les choix de modélisation ne permettent pas de reproduire la rupture du goujon en cisaillement.

L'observation de l'endommagement du béton montre que, comme pour la première modélisation, l'écrasement du bloc de béton sous la flexion et le cisaillement des goujons ainsi que son endommagement lié à l'arrachement de la tête d'ancrage des connecteurs sont reproduits (Figure 2-29). La nouvelle stratégie de modélisation montre cependant que l'écrasement du béton atteint une plus grande zone située en dessous des goujons. Cela confirme la meilleure répartition des contraintes dans le béton due à la modification du modèle de son comportement et la baisse de la localisation des déformations.

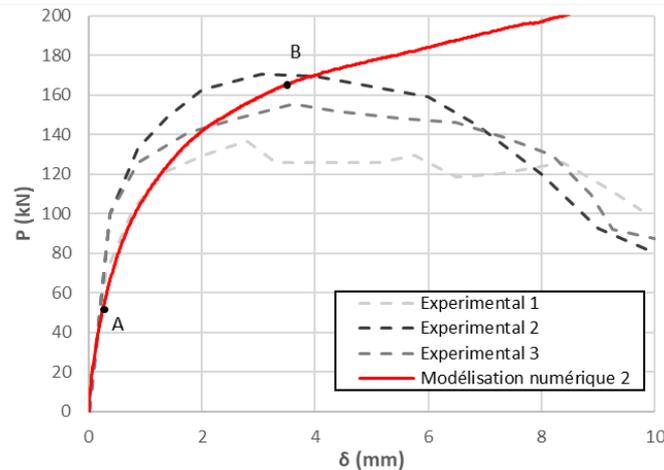
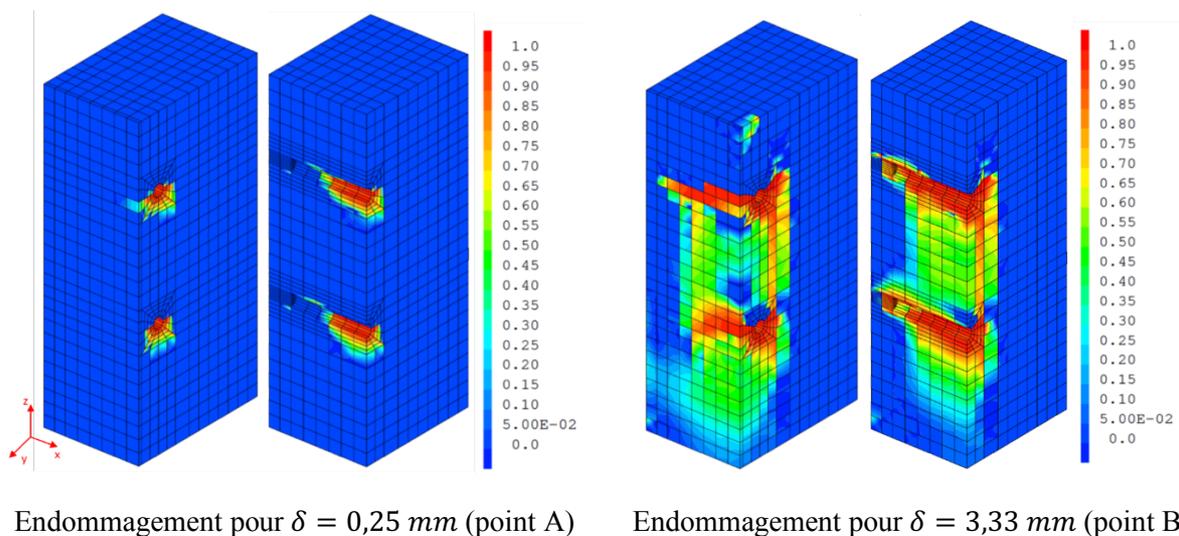


Figure 2-28 Courbe efforts – glissements de l'essai push-out de la modélisation numérique 2



Endommagement pour $\delta = 0,25 \text{ mm}$ (point A) Endommagement pour $\delta = 3,33 \text{ mm}$ (point B)

Figure 2-29 Evolution du faciès d'endommagement du bloc de béton de la modélisation 2 de l'essai push-out (bloc entier et coupe au droit des connecteurs)

Le faciès de plastification des goujons et du profilé sont également modifiés (Figure 2-30). Les déformations plastiques cumulées Figure 2-30 (a) montrent un faciès de plastification équivalent à la modélisation précédente pour le profilé mais avec des valeurs de déformations plastiques cumulées plus grandes. Concernant les goujons, la Figure 2-30 (b) présente un faciès de plastification plus proche de celui en cisaillement. La plastification de l'acier apparaît sur les éléments du périmètre de la section d'interface puis va se propager sur tous les éléments de la section d'interface. C'est au niveau de cette surface que les goujons subissent le plus de contraintes illustrant le cisaillement de cette section. Une plastification plus faible et due à de la flexion connecteurs est également présente au niveau du point de courbure des goujons. Ces observations, en accord avec les résultats expérimentaux, confirment la bonne modélisation de la plastification de l'acier.

Cependant, la courbe effort – glissement Figure 2-28 montre que les efforts transmis dépassent la résistance théorique de l'essai push-out P_{Rd} calculée par l'Eurocode 4 (CEN, 2005a) à partir de la formule suivante :

$$P_{Rd} = \min(P_{\text{béton}}; P_{\text{gouj}}) = \min(0,29\alpha d_g^2 \sqrt{f_c E_c}; 0,8A_{\text{gouj}} f_{ug}) \quad (2.12)$$

avec d_g le diamètre des goujons, A_{gouj} l'air de leur section, f_{ug} la contrainte ultime de l'acier des connecteur et f_c et E_c la résistance en compression et le module d'Young du béton. α est un coefficient permettant de prendre en compte la ductilité des connecteur, $\alpha = 0,2 \left(\frac{h_g}{d_g} + 1 \right)$ si $3 \leq h_g/d_g \leq 4$ ou $\alpha = 1$ si $h_g/d_g > 4$. Finalement ici, la résistance de l'essai vaut $P_{Rd} = 167,3 \text{ kN}$ (rupture en cisaillement du goujon). La rupture des goujons n'est donc pas correctement reproduite.

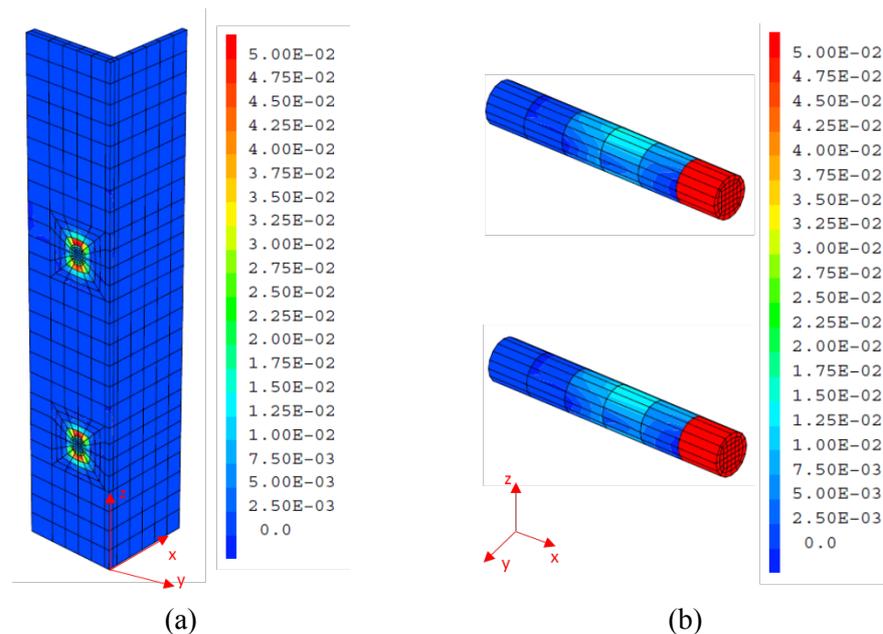


Figure 2-30 Faciès des déformations plastiques cumulées finales de la modélisation numérique (a) du profilé ; (b) des goujons

2.3. MODELISATION DU CISAILLEMENT DE CONNECTEUR

Les modifications apportées à la stratégie de modélisation sur le modèle de comportement du béton en compression permettent de mieux reproduire le comportement pré-pic de l'essai push-out étudié. Cependant, le pic ainsi que la ruine ne sont pas reproduits, la ruine moyenne des essais identifiée à $P_{Rd,exp} = 156,1 \text{ kN}$ par l'auteur ou $P_{Rd} = 167,2 \text{ kN}$ selon l'équation (2.12) n'étant pas retrouvée. Les efforts continuent d'augmenter dans les connecteurs alors que la limite de résistance en cisaillement est atteinte.

2.3.1. Comportement en cisaillement d'un goujon

La fonction principale d'un goujon dans une structure mixte est d'assurer le transfert d'effort de cisaillement longitudinal entre le béton et l'acier. La résistance de la connexion est alors limitée par la résistance mécanique au cisaillement du goujon.

Afin de caractériser cette résistance, différents essais de cisaillement de l'acier sont présentés dans la littérature. Par exemple, un essai de cisaillement plan appliqué à des tôles minces est décrit par (Gary & Nowacki, 1994). Cet essai consiste à positionner une tôle fine du matériau à tester entre deux cylindres coaxiaux et à la soumettre à un cisaillement en appliquant un déplacement axial relatif des cylindres (Figure 2-31 (a)). L'intérêt de cet essai est la présence d'un champ de déformation homogénéisé dans la zone chargée, assurant la sollicitation en cisaillement pur des matériaux testés et permettant la détermination des caractéristiques du matériau sous ce chargement. Les résultats d'un essai sous chargement quasi-statique ont permis d'identifier un comportement élasto-plastique à écrouissage isotrope comme réponse en cisaillement de l'acier (Figure 2-31 (b)). Des essais de cisaillement directement sur des barres d'acier sont présentés dans (Shauwecker, et al., 2018) ou (Steeve & Wingate, 2012). Dans ces essais, des connecteurs métalliques cylindriques sont cisailés selon différents angles ou sous des charges combinées. Les comportements ainsi que les modes de ruine des cylindres métalliques peuvent alors être identifiés. Les résultats de (Shauwecker, et al., 2018) montrent une réponse élasto-plastique en cisaillement de la tige lisse d'un goujon de 10 mm de diamètre suivi d'une perte de résistance. L'observation de la surface de rupture de la tige montre une section droite et lisse indiquant une répartition constante des efforts dans la section durant la plastification du matériau (Figure 2-32).

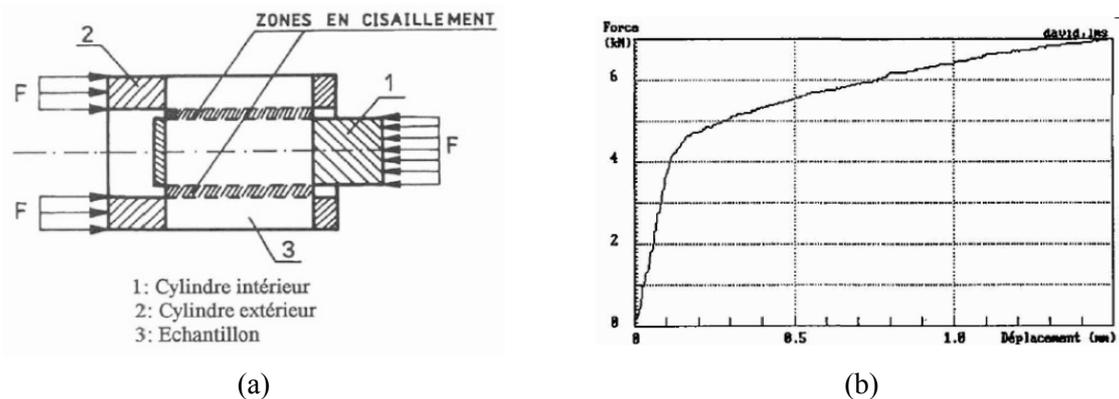


Figure 2-31 (a) Montage d'essai de cisaillement d'une tôle mince ; (b) Relation force – déplacement d'une tôle en cisaillement sous chargement quasi-statique (Gary & Nowacki, 1994)

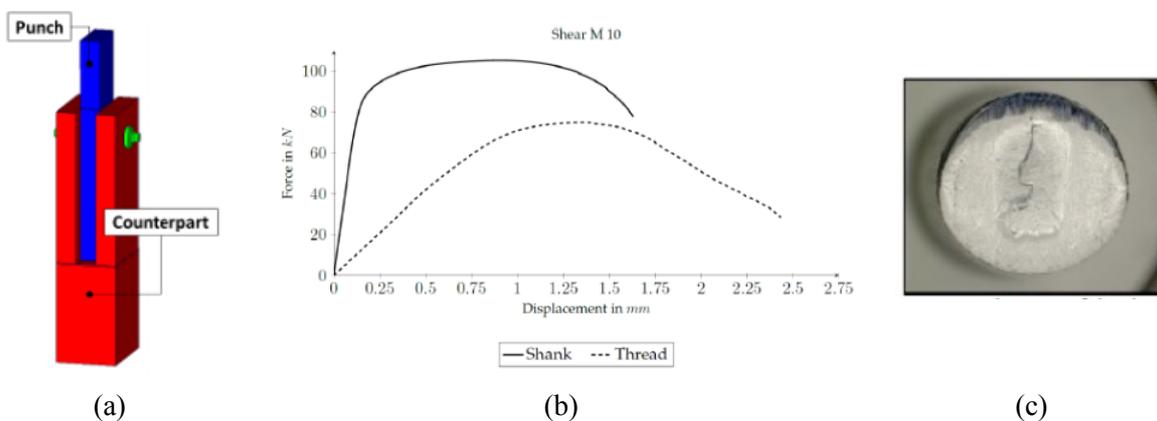


Figure 2-32 (a) Montage d'essai de cisaillement d'un goujon ; (b) Courbe effort – déplacement du goujon en cisaillement ; (c) Surface de rupture en cisaillement de la tige du goujon (Shauwecker, et al., 2018)

Il est également possible d'étudier le comportement en cisaillement des goujons dans la situation de l'essai push-out grâce à un essai de cisaillement pur d'une barre soudée à une plaque. Cet essai, réalisé

par (Foundoukos, 2005), met en cisaillement une barre d'acier de 25 mm de diamètre soudée par friction à une plaque d'acier. Une charge verticale est appliquée sur la partie supérieure de la plaque alors qu'un bloc d'acier rigide repose sur le massif d'essai et bloque la barre. Deux systèmes barre – plaque – bloc rigide sont fixés dos à dos afin de conserver la symétrie et éviter des flexions parasites. Le contact proche et graissé entre le bloc rigide et la plaque entraîne une sollicitation de cisaillement pur de la barre d'acier à l'interface directe avec la plaque. Cet essai reproduit l'état de chargement d'un goujon d'essai push-out sans la prise en compte du béton l'entourant. Une étude de l'influence de l'épaisseur des plaques est également réalisée. Le montage de l'essai et une éprouvette sont visibles en Figure 2-33.

La mesure des efforts appliqués ainsi que des déplacements verticaux relatifs des plaques au point A permet de déterminer la courbe efforts de cisaillement ramenés sur un connecteur $F - \Delta L$ (Figure 2-34 (a)), l'effort de cisaillement maximal que peut reprendre la barre F_u ainsi que sa raideur en cisaillement K_s . La résistance moyenne de la connexion est $F_u = 259 \text{ kN}$ et varie peu en fonction de l'épaisseur des plaques. L'ensemble de ces essais ont une ruine par cisaillement des barres associée à une plastification localisée des barres entraînant leur sectionnement au niveau de l'interface avec la plaque (Figure 2-34 (b) et (c)). Les courbes $F - \Delta L$ présentent deux phases distinctes : une phase élastique de puis une phase non-linéaire pour $F > 200 \text{ kN}$ (Figure 2-34 (a)). Une superposition des courbes est visible pour la phase élastique confirmant la faible influence de l'épaisseur de la plaque sur la raideur en cisaillement de l'essai ($K_s = 156 \text{ kN/mm}$). Après la phase élastique, des différences sont visibles entre les courbes en fonction de l'épaisseur des plaques sur les déplacements à la charge maximale même si aucun lien net n'apparaît entre ductilité et épaisseur.

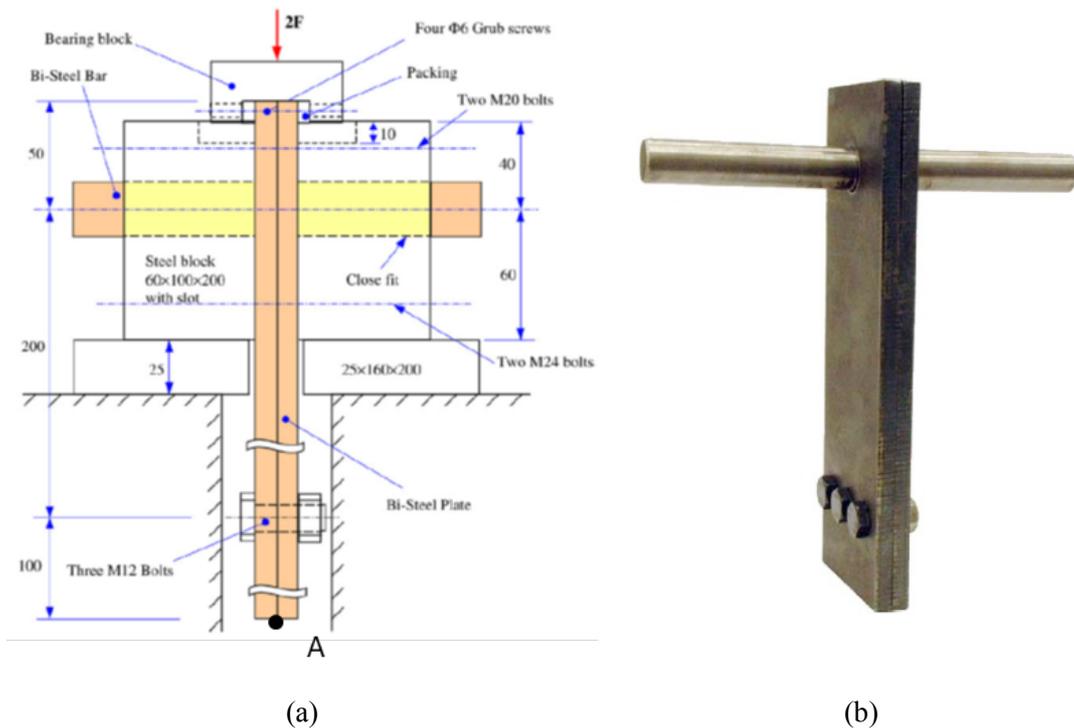


Figure 2-33 Essai de cisaillement pur d'une barre soudée à une plaque d'acier (a) schéma du montage de l'essai; (b) éprouvette de l'essai (Foundoukos, et al., 2007)

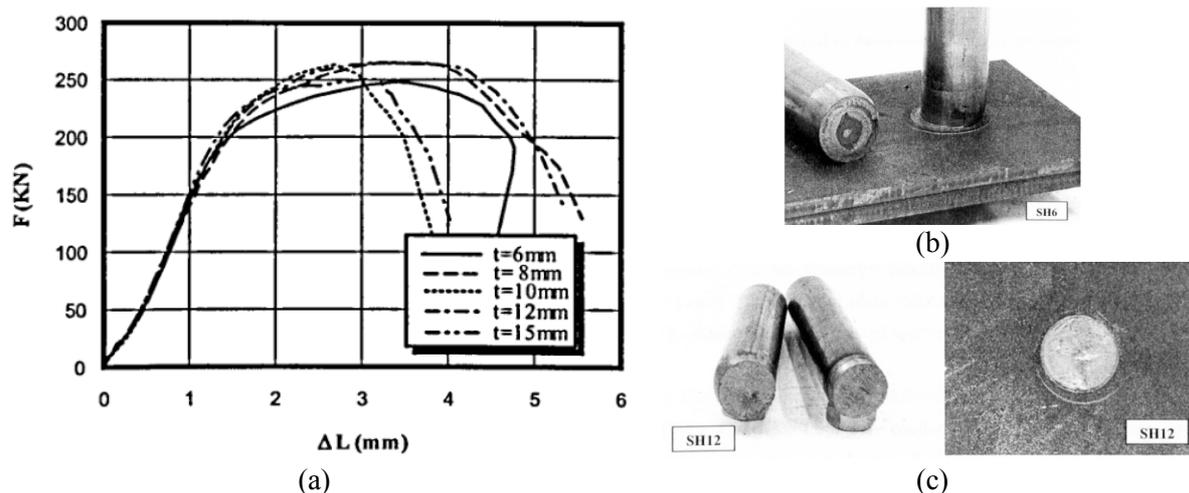


Figure 2-34 Résultats des essais de cisaillement pur de barres soudées à une plaques : (a) courbes efforts de cisaillement – glissement des plaques ; (b) ruine partielle d'une barre en cisaillement ; (c) ruine totale d'une barre en cisaillement (Foundoukos, 2005)

2.3.2. Etude du cisaillement pur d'une barre soudée à une plaque

2.3.2.1. Modélisation d'un essai de cisaillement pur d'une barre soudée à une plaque et analyse du comportement

Un essai issu de la campagne expérimentale de (Foundoukos, 2005) est modélisé afin de simuler le comportement en cisaillement d'un goujon. Afin de se rapprocher des caractéristiques du push-out de référence de (Shim, et al., 2004), l'essai portant sur les plaques de 15 mm d'épaisseur est étudié.

Le maillage de cet essai est réalisé avec des éléments finis 3D massifs cubiques à 8 nœuds. La plaque, la barre ainsi que le bloc rigide sont explicitement modélisés afin de proposer une modélisation fine de l'essai. Comme pour la modélisation de l'essai push-out, un maillage coïncident est imposé entre les composants. La taille des éléments a été choisie afin d'être proche de la discrétisation de l'essai push-out. Les dimensions caractéristiques du maillage sont détaillées dans le Tableau 2-8 et le maillage total est montré en Figure 2-35.

Tableau 2-8 Dimensions des éléments finis et nombre de nœuds dans le maillage de l'essai de cisaillement d'une barre

	Dimension des éléments finis (mm)			Nombre de nœuds
	Plan yz		Direction x (l_x)	
	Minimale	Maximale (l_{yz})		
Barre	1,83	4,91	25	342
Plaque	1,83	25	7,4	483
Bloc rigide	4,91	25	25	340

Un modèle élasto-plastique à écrouissage isotrope est imposé aux aciers de la barre et de la plaque. Un comportement élastique linéaire est retenu pour le bloc rigide (module d'Young $E_{bloc} = 210 \text{ GPa}$ et coefficient de Poisson $\nu_{bloc} = 0,3$). Les paramètres matériaux, calibrés à partir d'essais de caractérisation expérimentaux, sont donnés dans le Tableau 2-9.

Les conditions limites imposées au système visent à reproduire les conditions d'essai (Figure 2-36). Le chargement dans la direction z est appliqué sur la surface supérieure de la plaque (condition a) alors que les déplacements dans les directions x et z du bloc rigide sont bloqués (condition b). Afin de reproduire la symétrie de l'essai (deux systèmes positionnés dos à dos et sollicités simultanément), un appui simple (déplacement normal nul) est imposé dans la direction x au niveau de la surface de plaque correspondante (condition c). Finalement, les déplacements dans la direction y d'une surface de la

plaque sont bloqué afin d'assurer la stabilité du système et de représenter la limitation des déplacements dans cette direction due aux fixations mis en place entre deux plaques des essais (condition d).

Concernant les conditions de liaison (Figure 2-37), la barre étant lisse et le contact plaque – bloc rigide graissé, des conditions de liaison unilatérale sont imposées aux interfaces barre – bloc rigide et bloc rigide – plaque (conditions A et B respectivement). La soudure entre la plaque et la barre est, elle, représentée par un accrochage parfait en référence aux conditions de liaison de l'essai push-out (condition C).

Le chargement est réalisé en chargement imposé et la résolution est effectuée par une méthode implicite implémentée dans Cast3M (CEA, 2021). La courbe effort de cisaillement sur la barre F – glissement relatif de la plaque ΔL et la plastification du profilé et des connecteurs peuvent alors être obtenues.

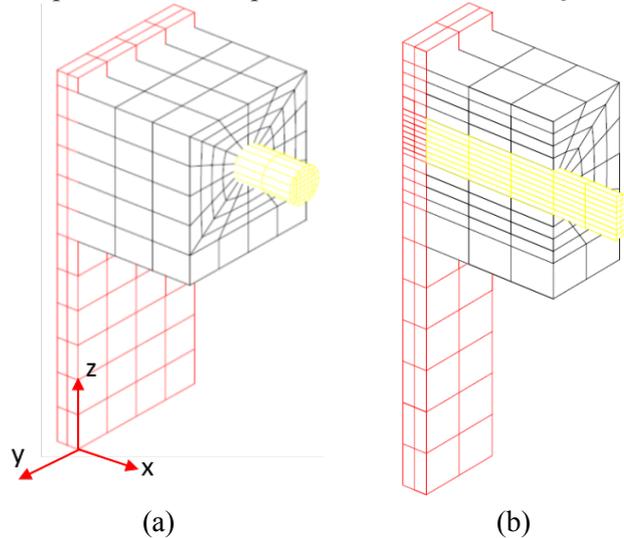


Figure 2-35 (a) Maillage de l'essai de cisaillement pur d'une barre soudée à une plaque ; (b) maillage du système coupé au centre de la barre

Tableau 2-9 Caractéristiques des matériaux de l'essai de cisaillement d'une barre soudée à une plaque

	Barre	Plaque	Bloc rigide
Limite élastique f_y (MPa)	541,1	416,6	-
Résistance en traction f_u (MPa)	566,0	536,8	-
Module d'Young E_s (GPa)	210	210	210
Coefficient de Poisson ν_s (-)	0,3	0,3	0,3
Module tangent E_T (GPa)	0,84	0,45	-

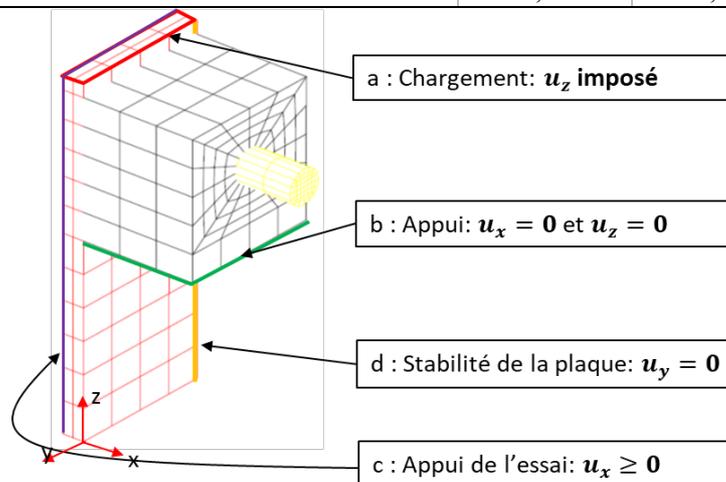


Figure 2-36 Conditions limites de l'essai de cisaillement d'une barre

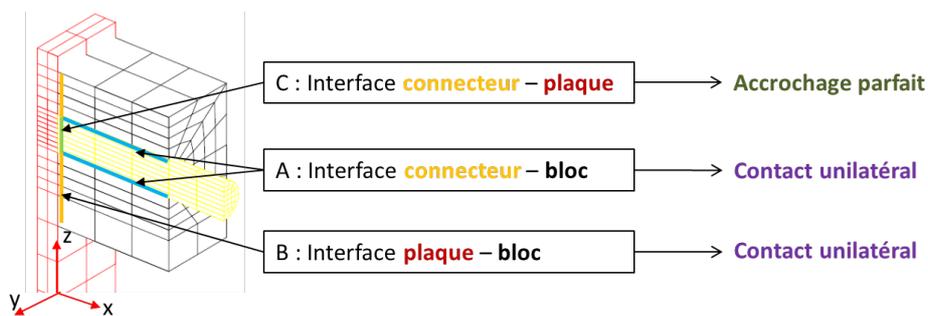


Figure 2-37 Conditions de liaison de l'essai de cisaillement d'une barre

La courbe effort – glissement obtenue avec cette modélisation présente une première phase élastique suivie par une phase non-linéaire, en accord avec le comportement expérimental (Figure 2-38). La plastification des aciers en cisaillement et en flexion va diminuer la capacité de reprise d'effort et augmenter les déplacements du système par rapport à un comportement élastique. La raideur initiale ainsi que les efforts de cisaillement sont cependant supérieurs aux résultats expérimentaux. L'écart important sur la raideur peut probablement s'expliquer par la souplesse et les jeux présents dans le montage d'essai qui ne sont pas simulés ici car non documentés. En particulier, un contact parfait est supposé entre la barre et le bloc rigide (sans jeu interstitiel) et les appuis physiques sont simulés par les blocages des déplacements. Les efforts simulés dans la barre dépassent également la résistance expérimentale de la barre, qui est proche de la valeur théorique calculée à $P_{barre} = 0,8f_{u,barre}A_{barre} = 222,3 \text{ kN}$. De plus, la courbe expérimentale présente un plateau plastique entre les glissements de 2 mm et de 3 mm puis une chute d'effort repris après le pic. Ces phénomènes ne sont pas retrouvés par la modélisation qui présente une augmentation continue des efforts repris en phase non-linéaire.

Pour compléter ces observations, l'évolution des faciès de plastification de la barre et de la plaque sont visibles en Figure 2-39. L'observation de l'évolution des déformations plastiques cumulées dans la plaque montre une apparition de la plastification en haut et en bas de la section d'interface avec la barre, caractéristique d'une plastification par flexion. La plasticité se propage ensuite sur toute la section d'interface et aux éléments les plus proches. Dans la barre, la plastification apparaît dans les éléments sur la circonférence de la section d'interface puis se propage au reste de la section. Ce mode de ruine représente bien une ruine par cisaillement de l'acier, localisée numériquement sur une surface de taille imposée par les dimensions des éléments finis.

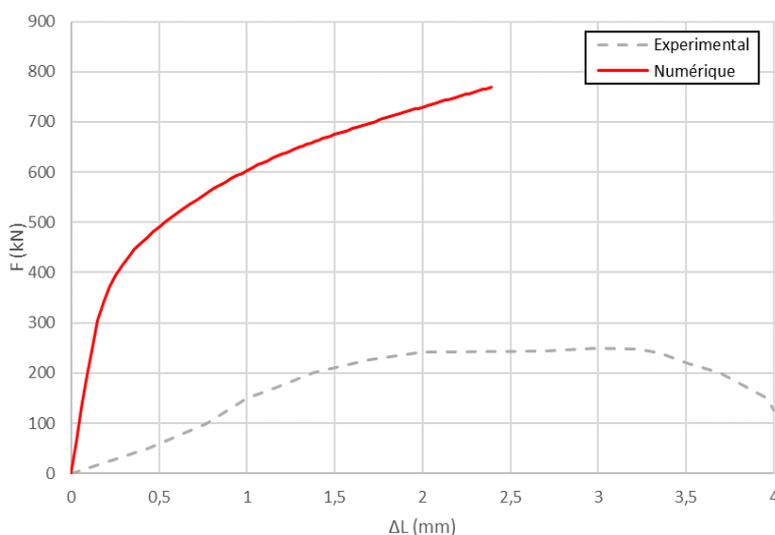


Figure 2-38 Courbe effort – glissement de la modélisation de l'essai de cisaillement d'une barre soudée à une plaque

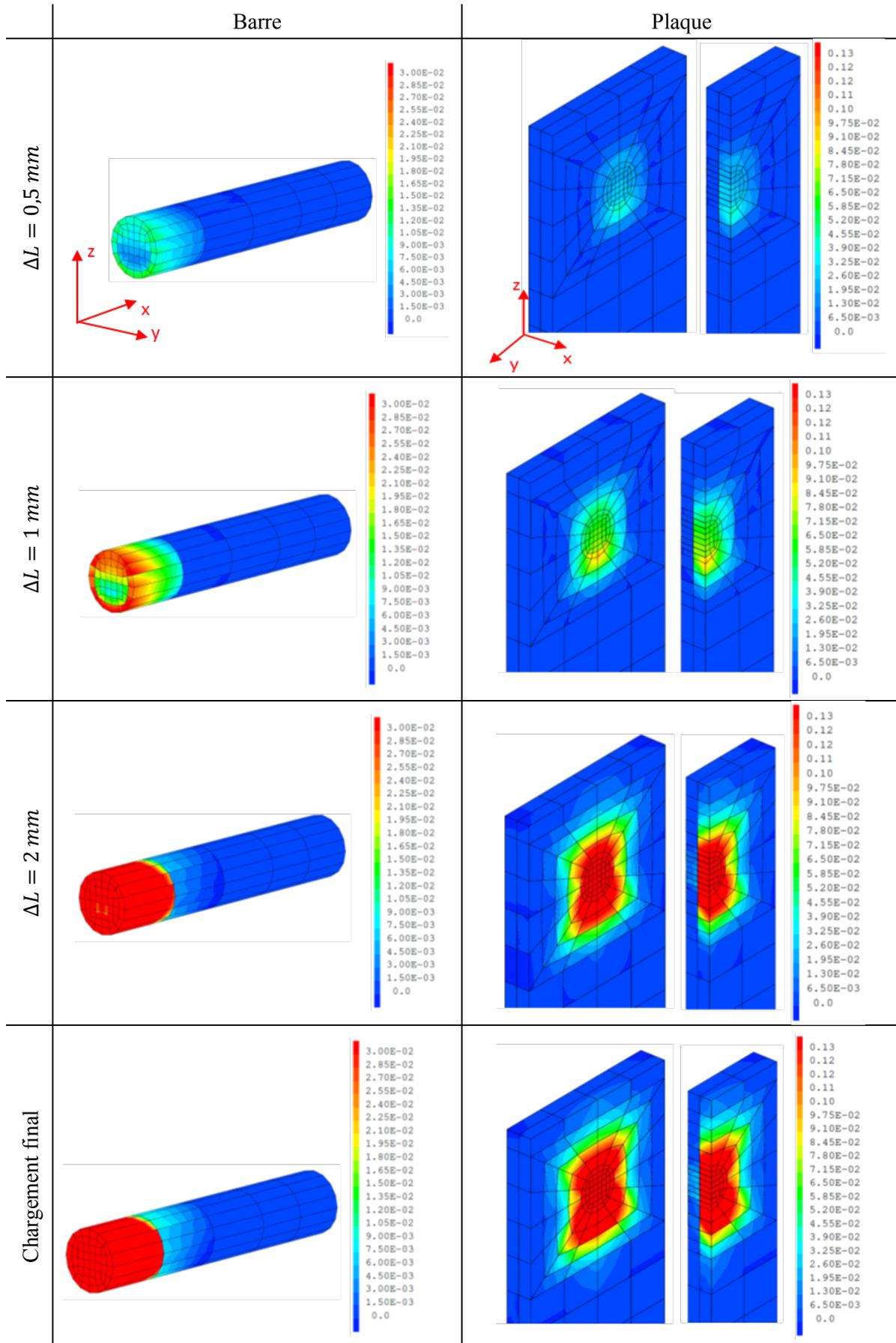


Figure 2-39 Evolution de la plastification des aciers dans la modélisation de l'essai de cisaillement d'une barre soudée à une plaque

2.3.2.2. Sensibilité au maillage de la modélisation du comportement en cisaillement d'une barre

L'analyse de cet essai, modélisé avec un maillage identique à l'étude de l'essai push-out, semble indiquer une localisation du comportement en cisaillement de la barre. Effet, l'observation des faciès de plastification des aciers montre que le cisaillement est un phénomène localisé qui peut alors être influencé par les dimensions des éléments du maillage. Afin de mieux comprendre ce phénomène, une étude de la sensibilité au maillage de ce comportement est réalisée.

Développées en annexe A, les études de sensibilité aux dimensions du maillage dans chacune des directions indépendamment montrent une forte dépendance au maillage des résultats de la modélisation de l'essai de cisaillement d'une barre soudée à une plaque. En particulier, plus élément du maillage sont raffinés et plus la résistance du système diminue, le cisaillement de la barre et la plastification de la plaque se localisent dans les éléments proches de l'interface.

Un raffinement de l'ensemble des dimensions du maillage est maintenant réalisé. Le Tableau 2-10 présente les dimensions caractéristiques des 6 modèles étudiés et les courbes efforts – glissement obtenues sont visibles en Figure 2-40.

Tableau 2-10 Dimensions des éléments des maillages étudiés de la modélisation de l'essai de cisaillement pur d'une barre soudée à une plaque

	Dimensions maximales des éléments (mm)			Nombre de nœuds dans le maillage
	Direction x (l_x)		Plan yz (l_{yz})	
	Barre	Plaque		
Maillage 1 (Réf)	25	7,39	4,9	825
Maillage 2	10	3,69	2,45	4 566
Maillage 3	1	1,85	1,22	25 659
Maillage 4	1	0,92	0,982	63 563
Maillage 5	0,5	0,74	0,655	166 399
Maillage 6	0,5	0,49	0,49	408 689

Le raffinement du maillage dans l'ensemble des directions entraîne une diminution des efforts repris. Plus le maillage est fin et plus la résistance en cisaillement de la barre est petite et le résultat se rapproche de l'essai (écart de 5% pour le maillage le plus fin). De plus, un plateau plastique apparaît en accord avec l'expérimental. Finalement, la diminution des dimensions du maillage permet donc de se rapprocher des résultats de l'essai réalisé par (Foundoukos, 2005), à l'exception de la phase élastique.

Les faciès de plastification de la barre et de la plaque (Figure 2-41 et Figure 2-42) montrent une localisation des déformations plastiques cumulées au niveau de la surface de soudure pour ces deux composants. La plastification de la barre est due aux sollicitations de cisaillement, apparaissant sur les éléments constituant le périmètre de la section de soudure. Elle se propage ensuite sur l'ensemble de la section, tout en restant localisée sur les premiers éléments proches de l'interface avec la plaque. Une plastification localisée est également visible pour la plaque avec une plasticité due à de la flexion et du cisaillement.

Ainsi, le comportement global du système et le comportement local de la barre et de la plaque obtenues avec la modélisation numérique présentant le maillage le plus raffiné sont proches des résultats expérimentaux. La résistance du système ainsi que le mode de ruine peuvent être retrouvés grâce à une modélisation. Cependant, les dimensions du maillage doivent être petites dans toutes les directions (d'un ordre de grandeur d'environ $l_x \approx l_{yz} \approx 0,5 \text{ mm}$).

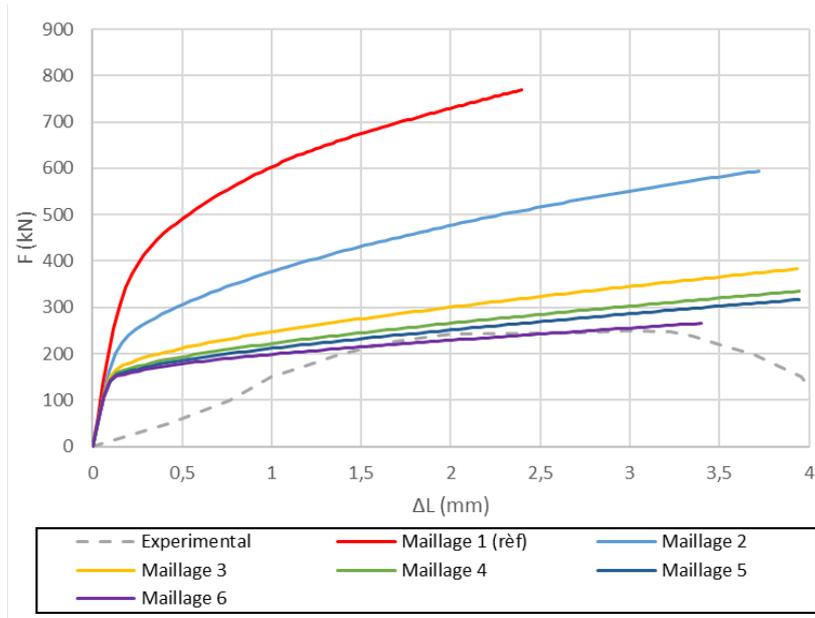
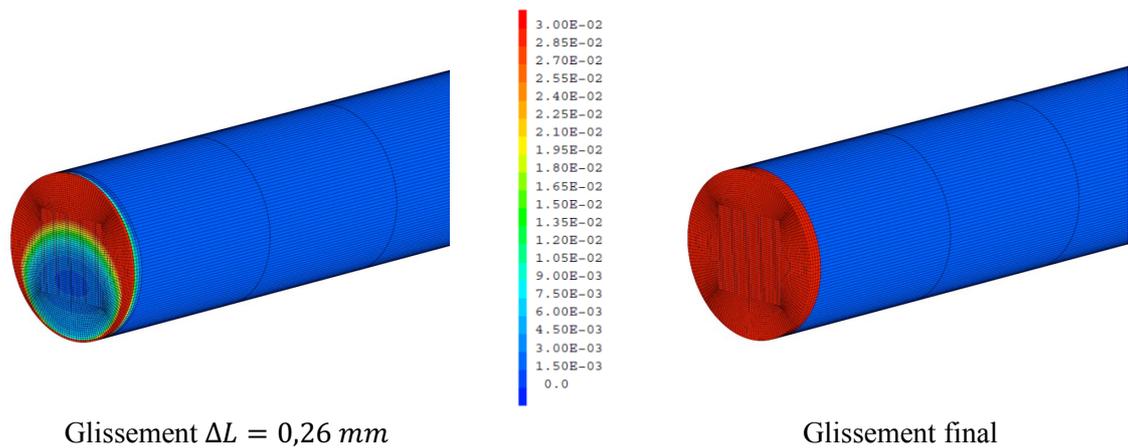


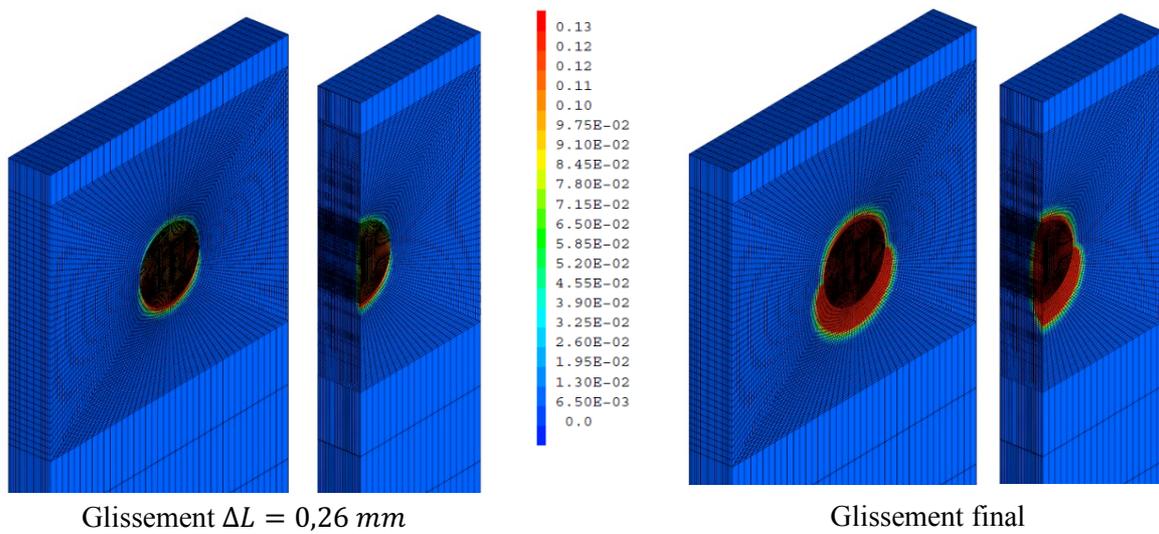
Figure 2-40 Influence des dimensions du maillage sur la courbe effort – glissement de l'essai de cisaillement d'une barre soudée à une plaque



Glissement $\Delta L = 0,26$ mm

Glissement final

Figure 2-41 Facies de plastification de la barre modélisée avec le maillage 6



Glissement $\Delta L = 0,26$ mm

Glissement final

Figure 2-42 Facies de plastification de la plaque modélisée avec le maillage 6

Ce phénomène de sensibilité au maillage est connu dans la littérature ((Roth & Oudry, 2009), (Masakuzu, 2001), (Saouma, et al., 2002)). En effet, la fidélité d'une modélisation numérique est directement en lien avec la finesse de discrétisation d'un système. Cependant, l'augmentation du nombre de point va également augmenter le nombre de degré de liberté du système ou encore le nombre d'informations à calculer. Plus ce paramètre est grand et plus le calcul est complexe et long à réaliser. Un équilibre doit alors être identifié afin d'assurer l'exactitude des résultats mais avec un coût de calcul pas trop important. Pour cela, de nombreuses études recommandent de réaliser une étude de convergence au maillage ((Liu & Glass, 2013), (Brocca & Bazant, 2001), (Ashford & Sitar, 2001)). Cette étude vise à évaluer la convergence des résultats par rapport aux dimensions du maillage et à identifier une solution convergée indépendante de la discrétisation du modèle. Dans ce cas, la réponse du système correspond à une solution répétable et indépendante du maillage.

Une étude de convergence est réalisée pour la modélisation de l'essai de cisaillement de la barre soudée à une plaque. À partir de l'étude de sensibilité aux dimensions de l'ensemble du maillage, la Figure 2-43 présente l'évolution de la résistance du système à un glissement de $\Delta L = 2mm$ en fonction du nombre de nœuds présent dans le maillage. Une convergence des résultats de la modélisation est visible quand le nombre de nœuds dans le maillage augmente. Les efforts repris par le système à un glissement de $\Delta L = 2mm$ tendent vers une asymptote horizontale lorsque le nombre de nœuds augmente. À partir d'environ 60 000 nœuds dans le maillage (maillage 4), les efforts dans le système à $\Delta L = 2mm$ convergent vers une valeur estimée à $F = 220 kN$. La sensibilité au maillage est alors plus faible et le comportement identifié se rapproche le plus du comportement exact.

Les dimensions du maillage utilisé pour la simulation de l'essai push-out ne permettent donc pas d'assurer la reproduction du comportement en cisaillement de la barre soudée à la plaque. La résistance en cisaillement simulée pour ces dimensions d'éléments est bien supérieure à la résistance réelle de l'acier, expliquant l'incapacité à reproduire la ruine de l'essai push-out. La diminution de la taille des éléments à l'échelle du push-out n'est pas non plus la solution car elle entrainerait des coûts de calcul trop importants. Une autre solution, introduisant un compromis entre représentativité et coût de calcul, va donc être proposé dans la section suivante.

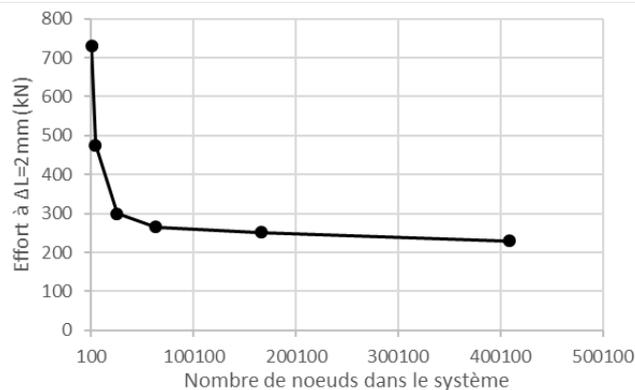


Figure 2-43 Evolution des efforts dans le système à $\Delta L = 2mm$ pour différents maillages pour la modélisation de l'essai de cisaillement pur d'une barre soudée à une plaque

2.3.3. Proposition d'une méthode de modélisation de la liaison goujon – plaque

2.3.3.1. Développement d'un élément de jonction connecteur/plaque intégrant la résistance en cisaillement

Avec pour objectif de mieux représenter la ruine en cisaillement des connecteurs soudés à une plaque avec des coûts de calcul raisonnables, des éléments de jonction entre la barre et la plaque sont introduits.

Les éléments finis choisis pour réaliser cette connexion sont des éléments de jonction ponctuels « JOI1 » (Cast3M, 2021). Ce sont des éléments de liaison unidimensionnel permettant de relier deux nœuds d'un maillage. Les deux nœuds sont associés par un segment à 1 point de Gauss. La formulation de ces

éléments étant indépendante de leur taille, les nœuds constituant l'élément peuvent être superposés et l'élément de jonction de dimension nulle. Cette formulation repose sur la définition d'un repère local de l'élément (Figure 2-44). Les propriétés de l'élément de liaison sont définies dans ce repère local et caractérisent la réponse effort – déplacement différentiel des nœuds reliés. En comportement élastique, ces éléments de connexion peuvent être assimilés à des ressorts auxquels sont imposés des propriétés dans chacune des directions de travail (directions normale et transversales).

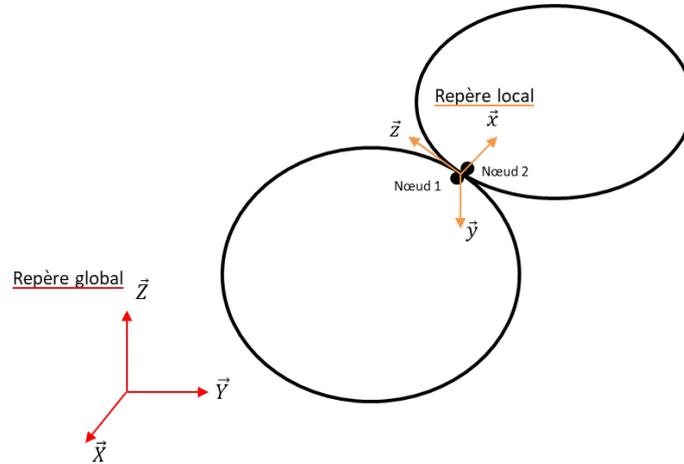


Figure 2-44 Représentation d'un élément de jonction JOI1 reliant deux nœuds superposés

Les lois de comportement imposées à un élément de jonction sont traitées au niveau du point de Gauss dans le repère local. Chaque nœud de l'élément possédant trois degrés de liberté (déplacements dans trois directions), les déformations généralisées de l'élément $\overrightarrow{\varepsilon}_{JOI1}$ correspondent aux différences de déplacements entre les deux nœuds (Équation (2.13)). Les contraintes généralisées $\overrightarrow{\sigma}_{JOI1}$, composées d'un vecteur de force exprimé dans le repère local (Équation (2.14)), sont obtenues à partir de ces déformations généralisées selon la loi de comportement de l'élément.

$$\overrightarrow{\varepsilon}_{JOI1} = \vec{\varepsilon} = \begin{pmatrix} \Delta u_x = u_x^2 - u_x^1 \\ \Delta u_y = u_y^2 - u_y^1 \\ \Delta u_z = u_z^2 - u_z^1 \end{pmatrix} \quad (2.13)$$

$$\overrightarrow{\sigma}_{JOI1} = \vec{\sigma} = \begin{pmatrix} F_x \\ F_y \\ F_z \end{pmatrix} \quad (2.14)$$

Avec u_m^n les déplacements du nœud n dans la direction m. $\Delta u_x, \Delta u_y$ et Δu_z sont les composantes du vecteur des déformations généralisées et F_x, F_y et F_z sont les composantes du vecteur des contraintes généralisées de l'élément de jonction.

En cas de comportement élastique, la loi reliant $\vec{\sigma}$ et $\vec{\varepsilon}$ s'écrit :

$$\overrightarrow{\sigma}^{élas} = K^{élas} \overrightarrow{\varepsilon}^{élas} \quad (2.15)$$

Avec $K^{élas}$ la matrice de raideur, qui dans le cas orthotrope est une matrice diagonale et s'écrit ainsi

$$K^{élas} = \begin{pmatrix} K_n & 0 & 0 \\ 0 & K_{s1} & 0 \\ 0 & 0 & K_{s2} \end{pmatrix} \quad (2.16)$$

K_n, K_{s1}, K_{s2} , sont les raideurs de l'élément de jonction pour les déplacements dans les directions normale, de cisaillement 1 et 2 respectivement. Ces raideurs sont fournies en données d'entrée du modèle de comportement.

Le rôle des éléments de jonction positionnés en interface barre – plaque dans le cas de l'essai push-out est de reproduire :

- 1) La soudure de la barre sur la plaque. Cette liaison se rapproche d'un accrochage parfait (déplacements identique) dans toutes les directions et la réponse du système est reproduite par le comportement des matériaux de la barre et de la plaque.
- 2) La limitation des efforts transmis entre ces deux composants à la résistance de la barre en cisaillement dans les directions transversales. Lorsque la tige rompt, aucun effort supplémentaire ne peut être transmis de la barre à la plaque.

Afin d'assurer la liaison entre la barre et la plaque, un comportement élastique est imposé dans la direction normale pour les éléments de jonction. Dans leurs directions de cisaillement, une loi de comportement élasto-plastique est développée. La phase élastique de ce comportement traduit la liaison parfaite associée à une forte raideur et une phase plastique permet de limiter les efforts transmis en cisaillement à une valeur imposée par l'utilisateur (résistance du goujon en cisaillement).

Pour cette loi de comportement, les éléments de jonction sont imposés orthotropes. De plus, une hypothèse de petites déformations est considérée. Dans la direction du repère local \vec{x} , le comportement élastique permet le calcul de F_x tels que :

$$F_x = K_n \cdot \Delta u_x \quad (2.17)$$

Avec K_n la raideur de translation dans la direction normale.

Dans les directions de transversale \vec{y} et \vec{z} du repère local (directions de cisaillement), une loi de comportement élasto-plastique couplée est imposée aux éléments de jonction selon la formulation suivante.

Prédiction élastique : Dans un premier temps, suite à une prédiction d'un incrément de chargement $\overline{\Delta a_i}$ (variation de déplacement) à l'échelle de la structure permettant le calcul d'une variation de déformation $\overline{\Delta \varepsilon_i^{elas}}$, une prédiction élastique des déformations $\overline{\varepsilon_i^{elas}}$ et contraintes généralisées $\overline{\sigma_i^{elas}}$ dans l'élément de jonction est réalisée telle que à l'incrément de chargement i :

$$\overline{\varepsilon_i^{elas}} = \overline{\varepsilon_{i-1}^{elas}} + \overline{\Delta \varepsilon_i^{elas}} \quad (2.18)$$

$$\overline{\sigma_i^{elas}} = \overline{\sigma_{i-1}^{elas}} + K^{elas} \overline{\Delta \varepsilon_i^{elas}} \quad (2.19)$$

Vérification du critère plastique : À partir de cette prédiction élastique, un critère de plastification f est calculé :

$$f(\overline{\sigma_i^{elas}}, X_{y,i-1}, X_{z,i-1}) = \sqrt{(F_y^{éla} - X_{y,i-1})^2 + (F_z^{éla} - X_{z,i-1})^2} - P_{ult} \quad (2.20)$$

où $X_{y,i-1}$ et $X_{z,i-1}$ sont les variables d'érouissage dans les directions \vec{y} et \vec{z} respectivement et P_{ult} est l'effort de limite élastique en cisaillement fourni en donnée d'entrée du modèle. Alors :

- Si $f(\overline{\sigma_i^{elas}}, X_{y,i-1}, X_{z,i-1}) \leq 0$, le comportement est élastique et la mise à jour des contraintes et variables internes du modèle s'écrit ainsi :

$$\overline{\sigma_i} = \overline{\sigma_i^{elas}} \quad (2.21)$$

$$\begin{cases} \lambda_i = \lambda_{i-1} \\ \varepsilon_{y,i}^p = \varepsilon_{y,i-1}^p \\ \varepsilon_{z,i}^p = \varepsilon_{z,i-1}^p \\ X_{y,i} = X_{y,i-1} \\ X_{z,i} = X_{z,i-1} \end{cases} \quad (2.22)$$

λ_i est la déformation plastique cumulée du matériau et $\varepsilon_{y,i}^p$ et $\varepsilon_{z,i}^p$ sont les déformations plastiques dans la direction \vec{y} et \vec{z} respectivement.

- Si $f(\overrightarrow{\sigma}^{\text{élast}}, X_{y,i-1}, X_{z,i-1}) > 0$, le matériau a un comportement plastique en cisaillement.

Comportement plastique : La résolution du comportement plastique est réalisée sous forme itérative avec pour incrément j .

La première étape est l'initialisation des contraintes et des variables internes (pour $j = 0$).

$$\overrightarrow{\sigma}_i^0 = \overrightarrow{\sigma}_i^{\text{élast}} \quad (2.23)$$

$$\begin{cases} \lambda_i^0 = \lambda_{i-1} \\ \varepsilon_{y,i}^{p,0} = \varepsilon_{y,i-1}^p \\ \varepsilon_{z,i}^{p,0} = \varepsilon_{z,i-1}^p \\ X_{y,i}^0 = X_{y,i-1} \\ X_{z,i}^0 = X_{z,i-1} \end{cases} \quad (2.24)$$

L'intensité de l'incrément de plasticité $d\lambda^j$ peut alors être calculé

$$d\lambda_i^j = \frac{f^j}{H_1^j \left(\frac{F_{y,i}^j - X_{y,i}^j}{F_{eq}^j} \right) + H_2^j \left(\frac{F_{z,i}^j - X_{z,i}^j}{F_{eq}^j} \right)} \quad (2.25)$$

$$\text{avec } F_{eq}^j = \sqrt{(F_{y,i}^j - X_{y,i}^j)^2 + (F_{z,i}^j - X_{z,i}^j)^2}, H_1^j = \frac{K_{s1}(F_{y,i}^j - X_{y,i}^j)}{F_{eq}^j} \text{ et } H_2^j = \frac{K_{s2}(F_{z,i}^j - X_{z,i}^j)}{F_{eq}^j}$$

Et les contraintes et variables internes sont corrigées à partir de $d\lambda^j$.

$$\overrightarrow{\sigma}_i^{j+1} = \begin{cases} F_{y,i}^{j+1} = F_{y,i}^j - H_1^j d\lambda_i^j \\ F_{z,i}^{j+1} = F_{z,i}^j - H_2^j d\lambda_i^j \end{cases} \quad (2.26)$$

$$\begin{cases} \lambda_i^{j+1} = \lambda_i^j + d\lambda_i^j \\ \varepsilon_{y,i}^{p,j+1} = \varepsilon_{y,i}^{p,j} + d\varepsilon_{y,i}^{p,j} \\ \varepsilon_{z,i}^{p,j+1} = \varepsilon_{z,i}^{p,j} + d\varepsilon_{z,i}^{p,j} \\ X_{y,i}^{j+1} = X_{y,i}^j + K_{pla} d\varepsilon_{y,i}^{p,j} \\ X_{z,i}^{j+1} = X_{z,i}^j + K_{pla} d\varepsilon_{z,i}^{p,j} \end{cases} \quad (2.27)$$

Avec $d\varepsilon_{y,i}^{p,j} = d\lambda_i^j \times \frac{F_{y,i}^j - X_{y,i}^j}{F_{eq}^j}$, $d\varepsilon_{z,i}^{p,j} = d\lambda_i^j \times \frac{F_{z,i}^j - X_{z,i}^j}{F_{eq}^j}$ et K_{pla} la pente définissant le comportement plastique cinématique linéaire. K_{pla} est fourni en donnée d'entrée.

Finalement le critère de convergence est vérifié

$$f^{j+1} = \sqrt{(F_{y,i}^{j+1} - X_{y,i}^{j+1})^2 + (F_{z,i}^{j+1} - X_{z,i}^{j+1})^2} - P_{ult} \quad (2.28)$$

La convergence est atteinte lorsque $|f^{j+1}/P_{ult}| < 1.10^{-6}$

Les contraintes et variables internes obtenues à la convergence de la boucle de résolution du comportement plastique (boucle j) définissent alors les contraintes et variables internes mises à jour de la boucle sur le comportement global (boucle i). Après convergence sur le déplacement et validation du critère sur les efforts externes de cette boucle globale, les contraintes et variables internes du pas de chargement i sont obtenues.

Finalement, les paramètres à fournir en données d'entrée de ce modèle sont : les raideurs élastiques, P_{ult} la limite élastique en cisaillement et K_{pla} la pente du comportement plastique.

Une illustration du modèle développé peut être obtenue grâce à l'étude d'un élément de jonction reliant deux nœuds A et B sollicités dans différentes directions. Le nœud A a l'ensemble de ses degrés de liberté bloqués et un chargement en déplacement est imposé au nœud B dans la direction \vec{z} jusqu'à $u_z = 7 \text{ mm}$ (Figure 2-45). Les paramètres du modèle appliqués à l'élément de jonction sont donnés dans le Tableau 2-11. Afin de représenter la limitation des efforts transmis en phase plastique, un plateau horizontal est recherché. Un écrouissage de pente très faible est alors considéré $K_{pla} = 10 \text{ N/m}$. Il permet d'éviter difficultés dans la résolution du modèle (division par 0) dans le cas où une pente $K_{pla} = 0$ serait imposée. Deux cas de chargement sont étudiés : un chargement dans la direction \vec{z} et un cas où les directions \vec{y} et \vec{z} sont sollicitées simultanément.

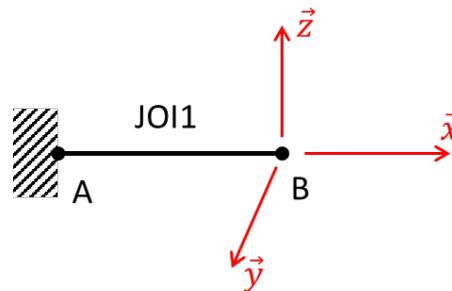


Figure 2-45 (a) Schéma des cas tests d'un élément de jonction

Tableau 2-11 Paramètres du modèle des cas tests d'élément de jonction élasto-plastiques

$K_n \text{ (N/m)}$	$K_{s1} \text{ (N/m)}$	$K_{s2} \text{ (N/m)}$	$P_{ult} \text{ (kN)}$	$K_{pla} \text{ (N/m)}$
1.10^{12}	1.10^{12}	1.10^{12}	167,3	1.10^1

Les courbes forces dans l'élément de jonction – déplacements relatifs du nœud B par rapport au nœud A dans les directions \vec{y} et \vec{z} sont visibles en Figure 2-46. Ces résultats montrent une bonne exécution du modèle. Pour un chargement dans la direction \vec{z} , aucun effort n'est visible en Figure 2-46 (a) dans la direction \vec{y} , alors que dans la direction \vec{z} (Figure 2-46 (b)), une phase plastique de pente négligeable est visible pour un effort $F_{z,plateau} = 167,3 \text{ kN}$. Les efforts dans l'élément de jonction sont bien limités à la résistance imposée et un écrouissage très faible est visible : le plateau plastique est très proche de l'horizontal. Concernant le cas en chargement combiné, le même comportement est observable, un plateau plastique horizontale est visible en Figure 2-46 (a) et (b) pour des efforts $F_{y,plateau} = F_{z,plateau} = 118,29 \text{ kN}$. Le critère de plastification est alors vérifié tel que $F_{eq} = \sqrt{F_{y,plateau}^2 + F_{z,plateau}^2} = 167,29 \text{ kN}$ confirmant le couplage du comportement de l'élément de jonction dans les deux directions de cisaillement.

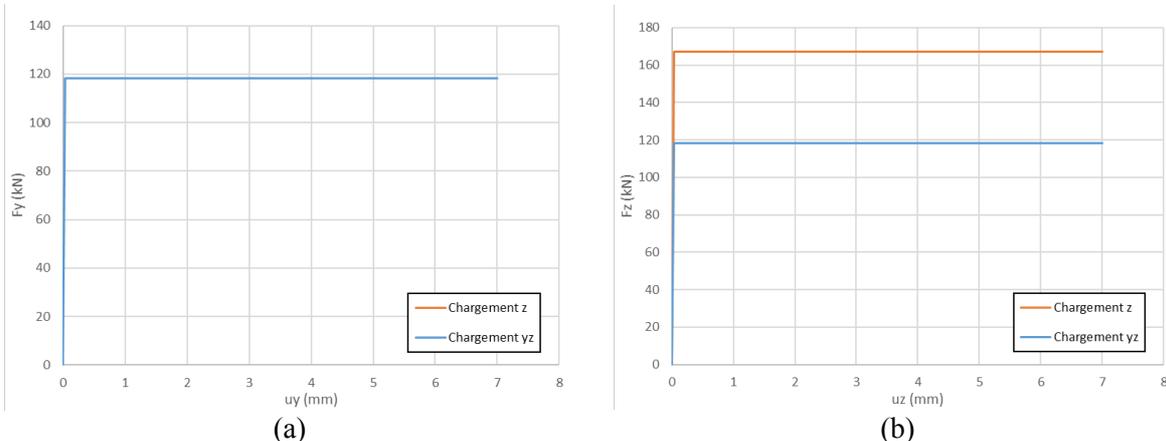


Figure 2-46 Courbes efforts – glissements dans l'élément de jonction pour les cas test dans (a) la direction y ; (b) la direction z

Dans le cas d'une modélisation en éléments massifs 3D de la barre, afin de reproduire le phénomène surfacique de ruine par cisaillement, un élément de jonction est positionné sur chaque nœud de la section d'interface avec la plaque. La résistance ainsi que les raideurs de chaque élément de jonction doivent alors être proportionnelles à l'aire d'interface que l'élément représente.

Des coefficients de pondération des caractéristiques ont donc été intégrés. Ce programme considère en donnée d'entrée la surface d'interface S_{inter} sur laquelle les éléments de jonction seront positionnés (section d'interface plaque – barre) et permet d'obtenir une liste de coefficients de pondération $\kappa_{JOI,i}$ à appliqués aux éléments de jonction à partir du calcul des surfaces d'influence de chaque élément de jonction (Figure 2-47).

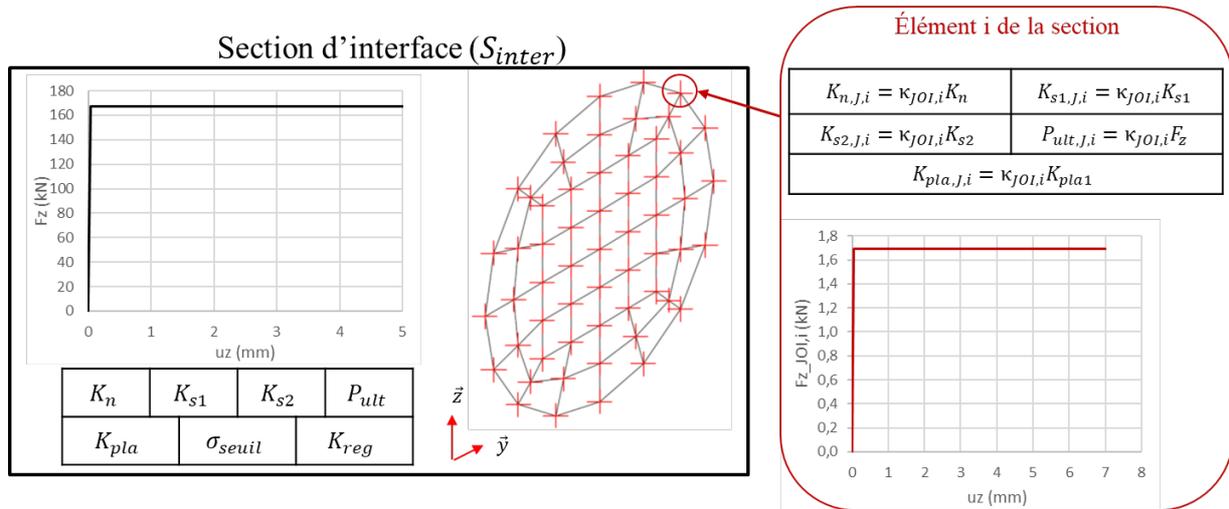


Figure 2-47 Principe de la pondération des éléments de jonction d'une section d'interface

Pour une section d'interface S_{inter} constituée de i nœuds et j éléments à 3 ou 4 nœuds, la surface d'influence de chaque nœud i d'un élément j est définie telle que :

$$S_{ij} = \frac{S_{ej}}{\omega} \quad (2.29)$$

avec S_{ej} la taille de élément j et $\omega = 3$ pour les éléments à 3 nœuds ou $\omega = 4$ pour les éléments à 4 nœuds. Alors pour chaque nœud i de la section d'interface, le coefficient de pondération $\kappa_{JOI,i}$ à appliquer à l'élément de jonction peut être calculé avec l'équation :

$$\kappa_{JOI,i} = \frac{\sum_{j=1}^k S_{ij}}{S_{inter}} \quad (2.30)$$

avec k le nombre d'éléments auxquels appartient le nœud i .

Si cette procédure est appliquée à la modélisation de l'interface barre – plaque de l'essai de cisaillement pur avec le maillage 1 du Tableau 2-10, il est possible de représenter la répartition des coefficients de pondération par la Figure 2-48. Ces coefficients $\kappa_{JOI,i}$ vont pondérer les raideurs et les résistances de chacun des éléments de la jonction.

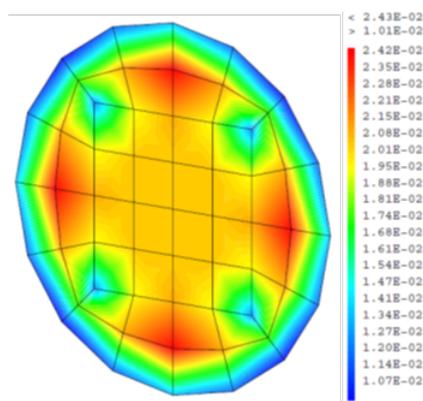


Figure 2-48 Répartition des coefficients de pondération des paramètres des éléments de jonction en fonction de leur surface de reprise

2.3.3.2. Application à la modélisation de l'essai de cisaillement pur d'une barre soudée à une plaque

Cette nouvelle stratégie de modélisation de l'interface barre – plaque est maintenant appliquée à l'essai de cisaillement pur de la barre soudée à une plaque. Le maillage est identique à celui de la modélisation de référence et des éléments de jonction à loi élasto-plastique sont mis en place pour représenter la liaison entre la barre et la plaque (Figure 2-49). Les éléments finis de jonction relient à l'interface plaque – connecteur chaque nœud de la barre au nœud de la plaque qui lui est associé. Ces nœuds étant superposés, les éléments de jonction sont de dimension nulle (aucun jeu en interface).

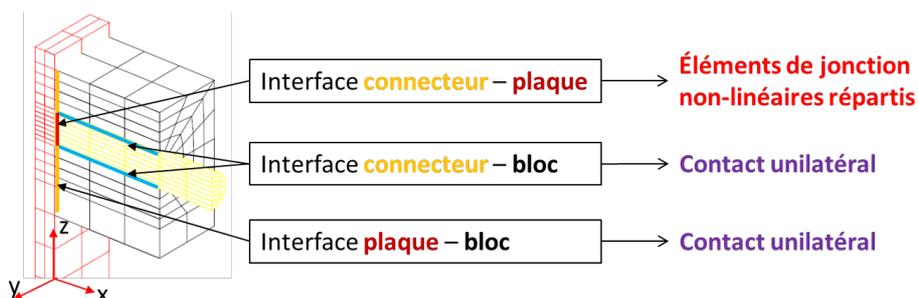


Figure 2-49 Conditions de liaison de la modélisation 2 de l'essai de cisaillement pur d'une barre soudée à une plaque

Le repère local des éléments de jonction est défini afin d'avoir la direction normale des éléments dans la direction \vec{x} du repère global. La direction 2 (première direction de cisaillement) correspond à la direction \vec{z} . Pour cette première modélisation, les raideurs élastiques imposées à la jonction barre – plaque sont fixées à une valeur de $K_n = K_{s1} = K_{s2} = 1.10^{12} N/m$. La résistance en cisaillement est calculée à $P_{ult} = P_{barre} = 0,8f_{u,barre}A_{barre} = 222,3 kN$ (calculé selon l'Équation (2.12)). Un plateau plastique horizontal est imposé en fixant une raideur faible à la phase plastique de $K_{pla} = 10 N/m$. Les lois de comportement de chaque élément de jonction sont ensuite déterminées à partir des coefficients de pondération définis précédemment (Figure 2-48). Le Tableau 2-12 présente les paramètres du modèle des éléments de jonction.

Tableau 2-12 Paramètres du modèle des éléments de jonction élasto-plastiques de l'essai de cisaillement pur de la barre soudée à une plaque

$K_{n,J} (N/m)$	$K_{s1,J} (N/m)$	$K_{s2,J} (N/m)$	$P_{ult,J} (kN)$	$K_{pla,J} (N/m)$
$\kappa_{JOI,i} \times 1.10^{12}$	$\kappa_{JOI,i} \times 1.10^{12}$	$\kappa_{JOI,i} \times 1.10^{12}$	$\kappa_{JOI,i} \times 222,3$	$\kappa_{JOI,i} \times 1.10^1$

avec $\kappa_{JOI,i}$ le coefficient de pondération du $i^{\text{ème}}$ élément de jonction.

La courbe effort de cisaillement – glissement obtenue est comparée à la modélisation initiale dans la Figure 2-50. L'ajout des éléments de jonction modifie le comportement global. Une première phase

élastique est visible avec une raideur initiale proche de la raideur élastique de la modélisation de référence. Cette phase correspond à la phase élastique des éléments de jonction ajoutés, la forte raideur élastique des éléments de jonction dans les trois directions permettant de représenter une liaison parfaite plaque – barre. La différence qui apparaît progressivement provient de la plastification progressive des éléments de jonction. Lorsque l'ensemble des éléments de jonction atteignent leur résistance élastique, la structure atteint sa résistance en cisaillement globale et la courbe $F - \Delta L$ présente une phase horizontale. Quand la phase plastique des éléments de jonction est activée, les effort transmis et donc la résistance du système sont plafonnés à la résistance imposée à la jonction barre - plaque.

Une plastification très faible de la plaque et de la barre est visible dans la Figure 2-51. La présence des éléments de jonction concentre les déformations dans ces éléments. Les contraintes dans les aciers et donc leur plastification sont alors limités. L'observation de la répartition des déformations plastiques cumulées dans les éléments de jonction de l'interface (Figure 2-52) confirme que leurs plastifications s'initient rapidement en début de chargement (quand $F_{z,JOI,i} \geq P_{ult,J,i}$). À $\Delta L = 0,15 \text{ mm}$ tous les éléments de jonction ont atteint leur phase plastique et un plateau plastique est visible pour le comportement global du système.

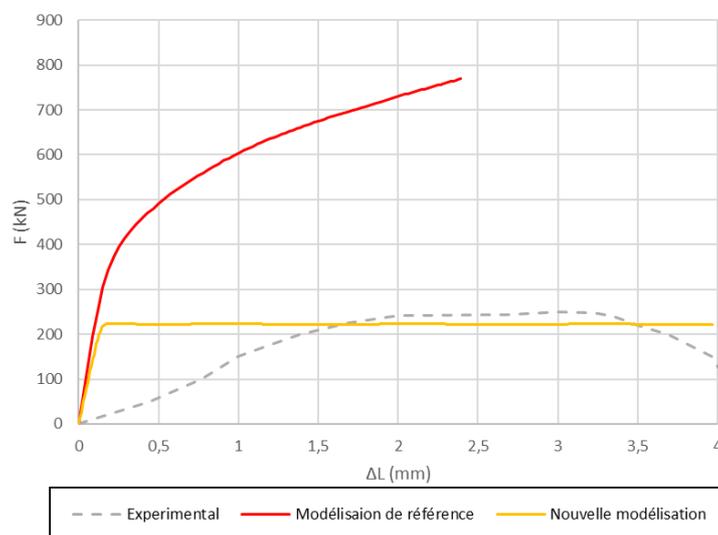


Figure 2-50 Courbe effort – glissement de la nouvelle modélisation de l'essai de cisaillement d'une barre soudée à une plaque

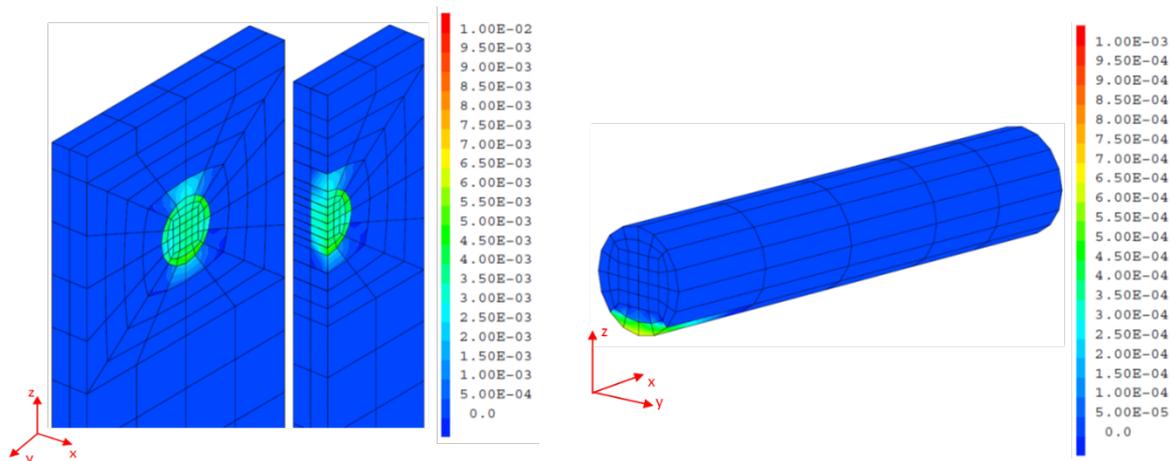


Figure 2-51 Plastification finale avec la nouvelle modélisation (a) Plaque; (b) Barre

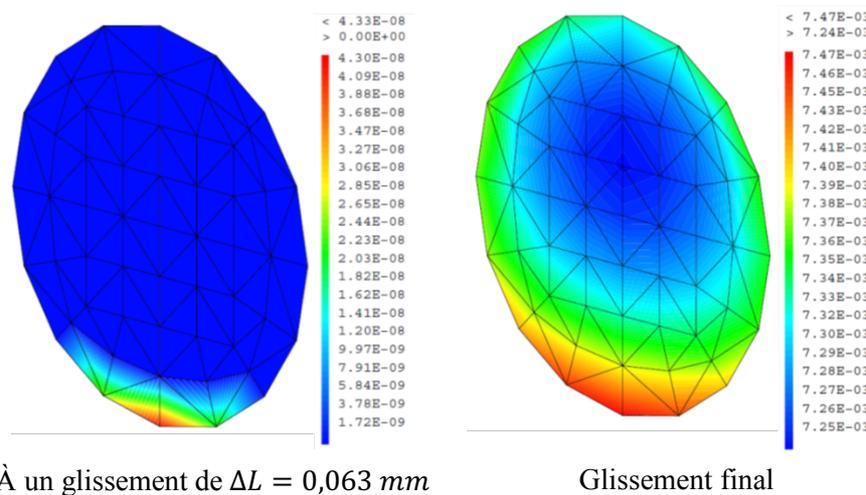


Figure 2-52 Projection sur la surface d'interface des déformations plastiques cumulées dans les éléments de jonction de l'essai de cisaillement d'une barre soudée à une plaque

Afin d'identifier les raideurs élastiques à mettre en place pour assurer une phase élastique représentative de la liaison par soudure de la barre sur la plaque, une étude sur l'influence des valeurs des raideurs est réalisée. Seule la raideur K_{s1} dans la première direction de cisaillement des éléments de jonction (direction \vec{z}) présente une influence sur le comportement du système. En effet, le blocage de la barre dans le bloc rigide et la charge verticale appliquée à la plaque limitent les sollicitations dans les éléments de jonction à du cisaillement dans la direction \vec{z} . Les autres directions ne sont pas sollicitées et les raideurs élastiques K_n et K_{s2} n'impactent pas la courbe. À partir de la modélisation précédente, les valeurs de K_{s1} sont modifiées. Les variations sur les courbes effort – glissement sont observées en Figure 2-53.

À la diminution de K_{s1} , la phase élastique de la courbe $F - \Delta L$ montre une baisse de la pente initiale, s'éloignant du cas d'une soudure illustré par la modélisation de référence (avec l'accrochage parfait entre la barre et la plaque). Plus la raideur en cisaillement de la jonction barre – plaque diminue et moins la liaison qu'elle représente reproduit une soudure (accrochage parfait). Pour $K_{s1} = 1.10^{12} N/m$ ou $K_{s1} = 1.10^{13} N/m$ peu de variations dans la phase élastique sont visibles. Cependant, pour $K_{s1} = 1.10^{13} N/m$ le plateau de la courbe présente un effort limite inférieur à la résistance en cisaillement imposée : $F_{max} = 209,3 kN$. Pour cette modélisation, l'ensemble des éléments de jonction n'a pas atteint le plateau plastique et leurs résistances maximales. En effet, la raideur de certain élément de jonction étant supérieure à celle des aciers (dû à la pondération, les éléments les plus résistants ont une raideur élastique de $K_{s1,J} = 2,43.10^{11} N/m$), les déformations du système vont se concentrer sur la barre au lieu des éléments de jonction. Une plastification plus importante de ce composant est alors visible, réduisant les efforts dans les éléments de jonction et limitant la valeur du plateau plastique. La résistance en cisaillement du système n'est donc pas retrouvée quand $K_{s1,J max}$ est trop grand. De plus, ce phénomène entraîne une importante augmentation des temps de calcul (pour $K_{s1} = 1.10^{12} N/m$ le calcul est réalisé en moins de 2 min alors que pour $K_{s1} = 1.10^{13} N/m$ le calcul dure plus de 45 min).

Finalement, la modélisation de cet essai avec ajout d'éléments de jonction en interface barre – plaque permet de représenter à la fois la liaison de soudure entre les deux composants grâce à une raideur élastique de la jonction de valeur importante ainsi que la résistance en cisaillement de la barre par une limitation des efforts transmis entre les composants à la résistance imposée. Le choix des raideurs élastiques va directement influencer la représentativité de la liaison par soudure. Une raideur trop basse ne permet pas de retrouver la liaison créée par la soudure avant dégradation du système. À contrario, une raideur trop importante entraîne la présence d'une zone rigide, reportant les sollicitations sur la barre avant que la totalité des éléments de jonction aient atteint leur plateau plastique. La résistance maximale en cisaillement de l'essai ne peut alors être retrouvée. Une raideur élastique de $K_{s1} = 1.10^{12} N/m$ permet à la fois de retrouver les caractéristiques d'un accrochage parfait en phase élastique tout en limitant la concentration de contraintes dans la barre avant l'activation du plateau plastique des éléments de jonction. Dans le cas de chargement dans la direction \vec{y} ou combinant des efforts de cisaillement et

de traction dans la barre, des raideurs élastiques $K_n = K_{s2} = 1.10^{12} N/m$ permettrons également de retrouver une équivalence d'accrochage parfait en comportement élastique.

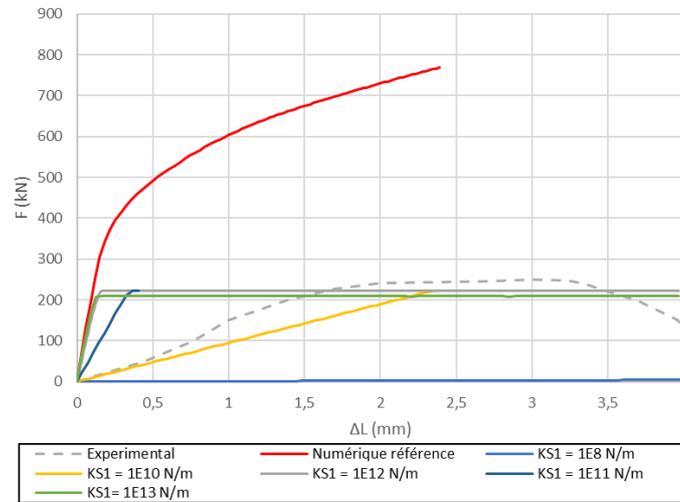


Figure 2-53 Influence de la raideur élastiques K_{s1} des éléments de jonction sur la courbe efforts - glissement de l'essai de cisaillement de la barre soudée à la plaque

Il est possible maintenant d'étudier la sensibilité au maillage de cette nouvelle modélisation de l'essai de cisaillement pur de la barre. Comme pour la partie 2.3.2.2., les dimensions du maillage sont modifiées afin d'observer la réponse du système. En se basant sur une modélisation de référence de l'essai avec des éléments de jonction et les dimensions du maillage 1, la taille des éléments est diminuée dans toutes les directions du système. Le Tableau 2-13 présente les différents maillages étudiés.

Tableau 2-13 Dimensions des maillages étudiés de la modélisation de l'essai de cisaillement d'une barre avec des éléments de jonction en interface barre - plaque

	Dimensions maximales des éléments (mm)			Nombre d'éléments de jonction	Nombre de nœuds dans le maillage
	Direction x (l_x)		Plan yz (l_{yz})		
	Barre	Plaque			
Maillage 1 (réf)	25	7,39	4,9	57	939
Maillage 2	20	4,92	3,27	121	2 373
Maillage 3	10	3,69	2,45	209	4 984
Maillage 4	5	2,46	1,63	457	12 986
Maillage 5	1	1,85	1,22	801	27 261
Maillage 6	0,8	1,48	0,98	1 241	47 991
Maillage 7	0,5	0,49	0,49	4 881	418 451

La Figure 2-54 présente les courbes efforts – glissement obtenues. Comme attendu, les dimensions du maillage ont de l'influence sur le début de la dégradation du système. En effet, l'introduction des éléments de jonction impacte principalement la limite des efforts transmis (pic et phase post-pic) et le comportement pré-pic est équivalent à celui d'un calcul avec accrochage parfait. La dépendance au maillage observée en phase pré-pic lors des calculs sans éléments de jonction est donc retrouvée (voir partie 2.3.2).

Le raffinement du maillage a également de l'influence sur la phase plastique de la courbe. En effet, des oscillations de plus en plus importantes sont visibles lorsque la taille des éléments diminue. Ces phénomènes numériques pointent un problème de conditionnement de la matrice de raideur du système. En effet, cet essai regroupe des aciers de raideur importante et des éléments de jonction de raideurs de cisaillement variables en phase élastique et quasi-nulles en phase plastique. L'exemple de la matrice de R.S. Wilson (cité dans (Ciarlet, 2007)) montre que si une matrice est mal conditionnée, toute petite perturbation de la matrice ou du second membre de l'équation de résolution entraîne une forte

perturbation de la solution calculée. Ce phénomène augmente avec le nombre d'éléments de jonction car les différences de raideur sont plus importantes et le mauvais conditionnement de la matrice est accentué. Les efforts du plateau diffèrent de la résistance imposée et les résultats de la simulation s'éloignent de la solution exacte. Il est possible de diminuer les effets du mauvais conditionnement de la matrice en augmentant la précision de la résolution réduisant ainsi l'écart tolérable entre la solution numérique et la solution exacte. Mais cette solution entraîne également une importante hausse des temps de calcul.

Les choix des dimensions du maillage vont donc impacter le résultat de cette modélisation. La simulation du comportement en cisaillement des aciers a montré une forte sensibilité à la taille du maillage et ce phénomène est retrouvé dans la phase pré-plateau de la modélisation avec des éléments de jonction en interface. De plus, des problèmes de conditionnement de la matrice des raideurs du système entraînent l'apparition de perturbations des efforts du plateau plastique de plus en plus importantes quand le nombre des éléments de jonction augmente. La résistance en cisaillement de l'essai en est directement impactée. Une limitation du raffinement du maillage est alors nécessaire afin de réduire l'importance de ce phénomène.

Le choix du maillage de référence (maillage 1) permet d'avoir des résultats satisfaisants en proposant une discrétisation suffisamment fine pour être représentative en terme de géométrie (forme cylindrique de la barre par la division du périmètre en 16 éléments) et de comportement (limitation des efforts à la résistance en cisaillement de la barre) mais avec un nombre d'élément de jonction limité réduisant les perturbations associées au mauvais conditionnement de la matrice des raideurs du système.

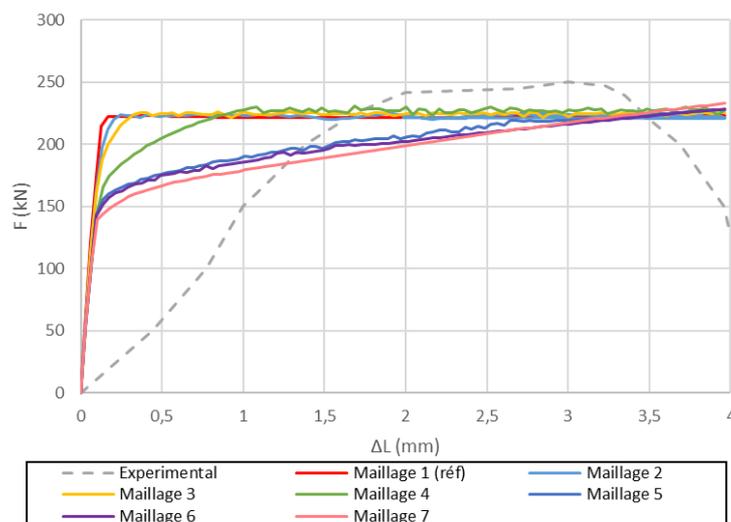


Figure 2-54 Influence des dimensions du maillage sur la courbe effort – glissement de la modélisation avec des éléments de jonction de l'essai de cisaillement d'une barre soudée à une plaque

2.4. STRATEGIE FINE DE MODELISATION DU SYSTEME DE CONNEXION DE STRUCTURES SCS

L'identification de limites à la modélisation « classique » d'un essai push-out a entraîné la proposition d'améliorations dans la stratégie de modélisation. Ces modifications permettent de mieux reproduire la réponse du béton en compression et de limiter les efforts transmis par le goujon à leur résistance en cisaillement. Une nouvelle stratégie de modélisation raffinée peut maintenant être proposée pour représenter le comportement en cisaillement d'un système de connexion de structure mixte.

2.4.1. Application à l'essai push-out étudié

Cette nouvelle stratégie est appliquée à l'étude de l'essai push-out de (Shim, et al., 2004). Un maillage identique au maillage initial est utilisé et le modèle de comportement du béton inclut la méthode de régularisation en compression développée en partie 2.2.3. Des éléments de jonction sont également mis

en place et répartis sur chacune des interfaces entre les goujons et la semelle du profilé selon la méthodologie développée en partie 2.3.3.

La direction normale des éléments de jonction correspond à la direction \vec{x} et la première direction de cisaillement est la direction \vec{z} . Ces éléments de jonction ont un comportement élastique dans leur direction normale et un comportement élasto-plastique sans écrouissage en cisaillement. Les goujons étant sollicités dans les directions de cisaillement mais aussi leur direction normale, la liaison par soudure doit être retrouvée dans chacune de ces directions. L'étude de l'influence des valeurs de K_{s1} sur l'essai de cisaillement pur de la barre a montré qu'une raideur minimale de $1.10^{12} N/m$ est nécessaire pour représenter l'accrochage parfait. Une étude de sensibilité complémentaire aux raideurs K_n et K_{s2} a également montrée que cette valeur de raideur est adaptée pour représenter les accrochages dans les deux autres directions. Une valeur de $K_n = K_{s1} = K_{s2} = 1.10^{12} N/m$ est alors imposée à ces paramètres. La limite élastique du comportement élasto-plastique est définie égale à la résistance en cisaillement d'un goujon calculée avec la formule de l'Eurocode 4 (CEN, 2005a). Les paramètres du modèle caractérisant le comportement de chacune des jonctions goujon – semelle sont finalement résumés dans le Tableau 2-14. Ces paramètres sont pondérés selon la méthode développée en partie 2.3.3 et un coefficient $\kappa_{JOI,i}$ est appliqué pour chaque élément de jonction i constituant la jonction goujon – semelle afin de prendre en compte sa surface de reprise.

Les autres conditions de liaison ainsi que les conditions limites ne sont pas modifiées par rapport aux modélisations précédentes. La Figure 2-55 présente les conditions de liaison de cet essai.

Tableau 2-14 Paramètres d'une jonction goujon – profilé de l'essai push-out de (Shim, et al., 2004)

K_n (N/m)	K_{s1} (N/m)	K_{s2} (N/m)	P_{ult} (kN)	$K_{pla,J}$ (N/m)
1.10^{12}	1.10^{12}	1.10^{12}	$0,8A_{gouj}f_{ug} = 167,3 \text{ kN}$	1.10^1



Figure 2-55 Conditions de liaison de la modélisation de l'essai push-out avec des éléments de jonction en interface goujons - plaque

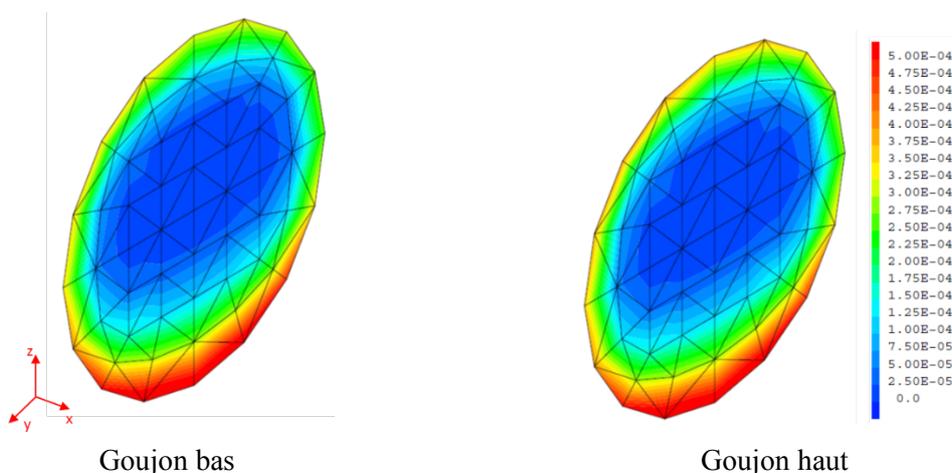
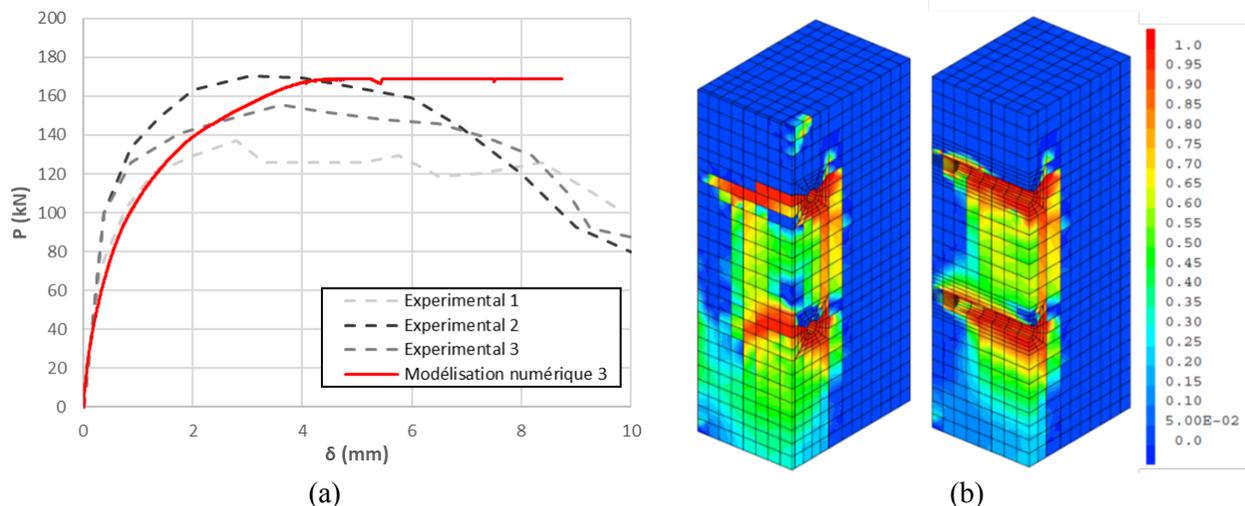
2.4.1.1. Résultats et analyse de la modélisation

La courbe efforts ramenés à un goujon – glissement relatif du profilé obtenue avec cette troisième modélisation est visible en Figure 2-56 (a). Les phases I et II de cette modélisation ne sont pas modifiées par rapport à la modélisation 2. De même, le faciès d'endommagement du béton est inchangé et présente une bonne répartition de l'endommagement dans le béton autour des goujons (Figure 2-56 (b)). En revanche, la phase III de la courbe présente un plateau montrant un plafonnement des efforts repris par le système. Ce plateau s'initie à un glissement de $\delta = 4,09 \text{ mm}$ et un effort de cisaillement $P = 167,3 \text{ kN}$. Cet effort correspond à la résistance en cisaillement d'un goujon calculée avec la formule de l'Eurocode 4 (P_{gouj} de l'Équation (2.12)). C'est la limite qui a été imposée aux éléments de jonction entre chaque goujon et le profilé (sachant que le chargement implique des déformations uniquement dans la direction \vec{z}). L'essai modélisé avec cette stratégie présente alors une ruine par cisaillement des goujons en cohérence avec les résultats expérimentaux.

Afin de vérifier l'état de sollicitation des éléments de jonction, la Figure 2-57 présente la répartition des déformations plastiques cumulées λ dans les éléments de jonction de chaque interface. Comme pour l'essai de cisaillement pur d'une barre soudée à une plaque, la plastification des éléments de jonction

est visible initialement pour les éléments situés sur les périmètres des interfaces puis se propage au reste de la section. La plastification des éléments de jonction démarre à un glissement $\delta = 0,48 \text{ mm}$ et à $\delta = 3,85 \text{ mm}$ l'ensemble des éléments de jonction ont un comportement plastique confirmant la reproduction du bon mode de ruine de l'essai.

Les Figure 2-58 (a) et Figure 2-58 (b) montrent une plastification du profilé et des goujons moins importantes que pour la modélisation 2. La présence des éléments de jonction concentre les déformations dans ces éléments ce qui limite les efforts dans les goujons et le profilé ainsi que leur plastification. Les faciès des déformations plastiques cumulées montrent une plastification en flexion de la semelle du profilé et du cisaillement et de la flexion dans les goujons. Ces comportements s'initient rapidement au cours du chargement (la première plastification du profilé apparaît pour $\delta = 0,25 \text{ mm}$ et pour le goujon à $\delta = 0,49 \text{ mm}$) et participent également à la réponse du système en phase pré-pic. En effet, les éléments de jonction vont uniquement limiter les efforts transmis aux interfaces mais la réponse plastique avant l'effort limite, en phase II dépend du comportement de ces aciers (début de la dégradation mécanique). Il est donc important de conserver de la plasticité dans la modélisation de ces matériaux. Une fois les plateaux plastiques des éléments de jonction activés, la plasticité des goujons et du profilé n'évolue plus car les efforts dans ces éléments sont limités par les éléments de jonction. Ces observations confirment que la mise en place des éléments de jonction permet le transfert des efforts et l'application de sollicitation sur les goujons jusqu'à leur résistance en cisaillement imposée. À cet effort, aucune force supplémentaire ne peut être transmise au travers des goujons et la résistance du système est limitée.



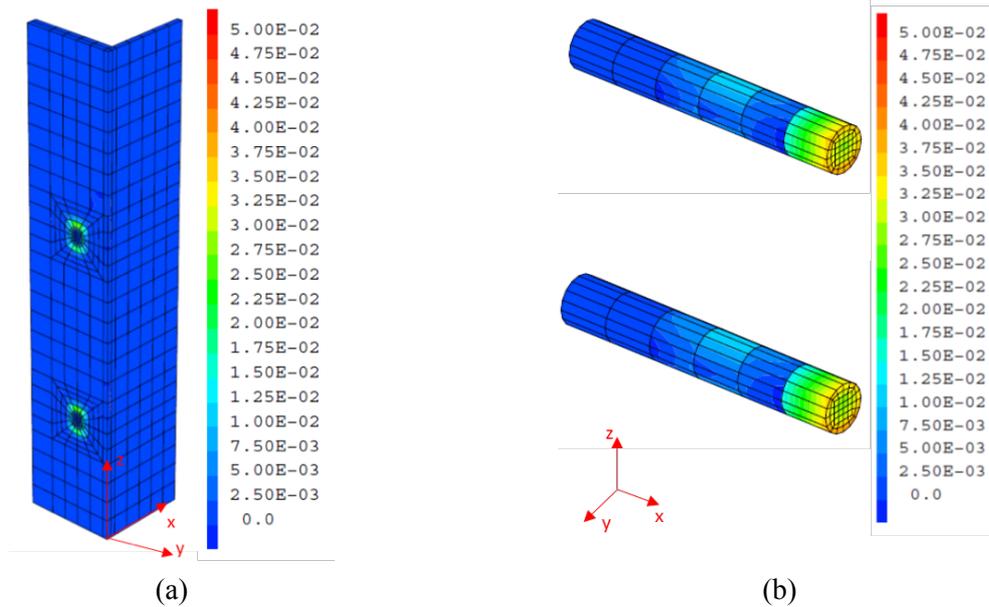


Figure 2-58 (a) Facies de plastification finale du profilé; (b) facies de plastification finale des goujons avec la modélisation numérique 3

En comparaison aux résultats des études réalisées par (Zhang, et al., 2014) et (Yan, et al., 2016b), les résultats montrent que cette nouvelle modélisation permet de reproduire le comportement global du système mais aussi la limitation des efforts transmis par les goujons à leur résistance en cisaillement. La phase pré-pic est fidèle aux résultats expérimentaux et le comportement du béton autour des goujons est finement retrouvé. La résistance du système ainsi que son mode de ruine peuvent également être prédits par cette méthodologie.

2.4.1.2. Sensibilité au maillage de la modélisation

L'étude du comportement du béton en compression et du cisaillement pur d'une barre d'acier soudée à une plaque a montré une forte sensibilité au maillage de ces comportements caractéristiques de l'essai push-out. Il est possible de vérifier l'influence de ces phénomènes sur la modélisation de l'essai grâce à étude de la dépendance au maillage de la simulation de l'essai push-out.

À partir de la modélisation précédente, les dimensions du maillage des goujons et du béton l'entourant sont modifiées. Quatre maillages présentant des dimensions l_x^g , $l_{yz,max}^g$ et $l_{yz,max}^{b1}$ différentes sont étudiés (Tableau 2-15). Les paramètres de l'étude sont repérés dans la Figure 2-59.

Tableau 2-15 Dimensions des maillages de la modélisation de l'essai push-out étudiée

	Dimensions des éléments finis (mm)						Nombre de nœuds
	Connecteurs		Plaques	Béton loin des connecteurs		Béton proche des connecteur	
	l_x^g	$l_{yz,max}^g$	l_x^p	l_x^{b1}	$l_{yz,max}^{b1}$	$l_{yz,min}^{b2}$	
Maillage 1 (réf)	25	4,9	7	25	25	7,63	7 288
Maillage 2	50	9,8	7	25	25	15,25	3 024
Maillage 3	18,75	6,5	7	25	25	5,08	13 972
Maillage 4	12,5	2,45	7	25	25	3,81	27 012

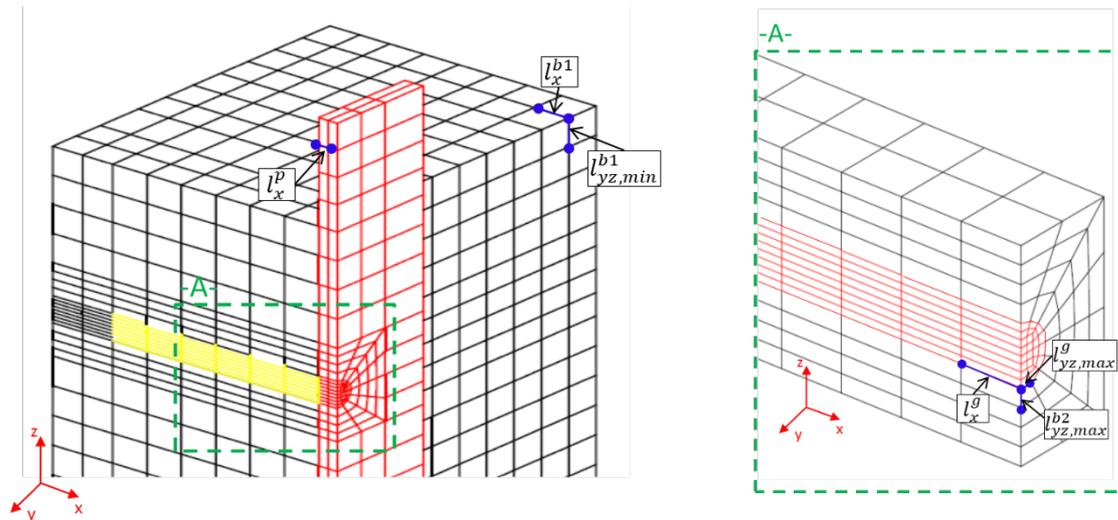


Figure 2-59 Repérage des dimensions des maillages étudiés

Les courbes $P - \delta$ de ces simulations sont visibles en Figure 2-60. La modélisation de l'essai push-out présente une sensibilité aux dimensions du maillage des goujons et du béton l'entourant. Plus la densité du maillage augmente et plus la dégradation du système est accélérée. La plastification des goujons apparaît alors plus tardivement. Pour le maillage le plus fin (maillage 4), la dégradation est si importante que le plateau plastique des éléments de jonction n'est pas activé. La ruine de ce système correspond alors à une ruine du béton, non cohérente avec le mode de ruine expérimental. L'observation des faciès d'endommagement du bloc de béton et de plastification des goujons des maillages 2 et 4 en Figure 2-61 et Figure 2-62 permet de confirmer ces analyses. Plus les mailles de béton sont petites et plus les contraintes augmentent localement dans le matériau. Le modèle de comportement choisi autorise plus le transfert d'effort mais une ruine prématurée du béton est cependant visible. Concernant les goujons, plus le maillage des goujons diminue, plus la plastification en cisaillement des tiges est importante. Quand le maillage est trop grossier, les déformations plastiques cumulées des goujons modélisés sont très faibles. Dans ce dernier cas, les goujons subissent peu de sollicitations et les déformations du système sont concentrées dans les éléments de jonction.

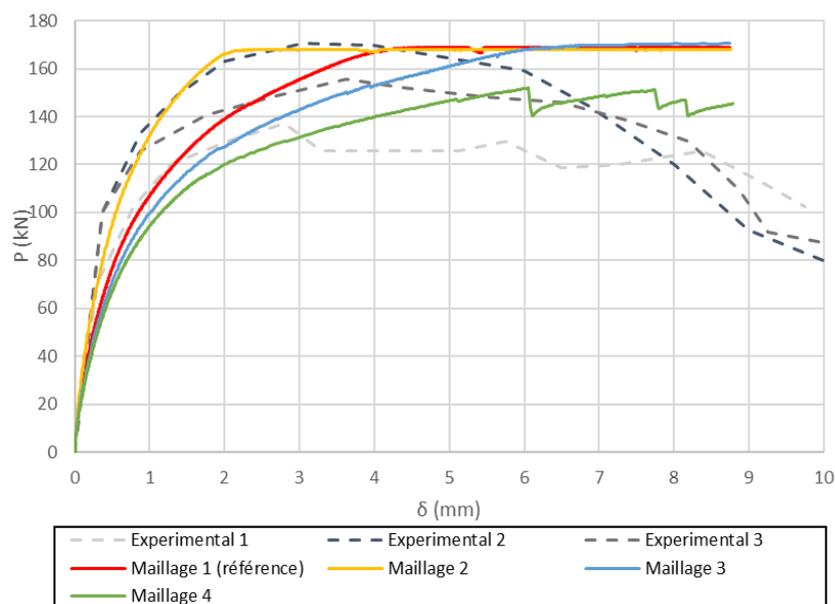


Figure 2-60 Influence des dimensions du maillage sur les courbes effort ramené à un goujon – glissement du profilé de l'essai push-out avec la nouvelle stratégie de modélisation

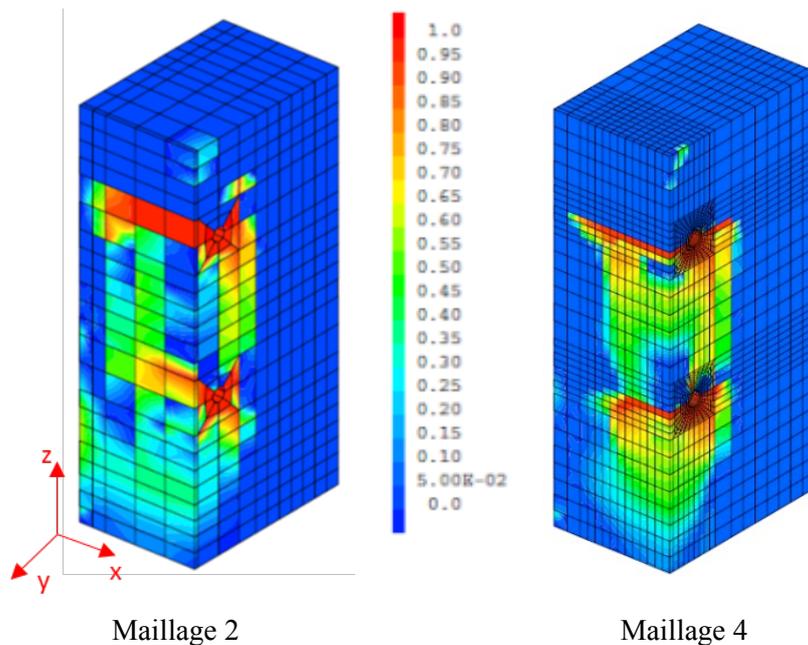


Figure 2-61 Faciès d'endommagement final du bloc de béton avec la nouvelle stratégie de modélisation pour (a) le maillage 2 (grossier) ; (b) le maillage 4 (fin)

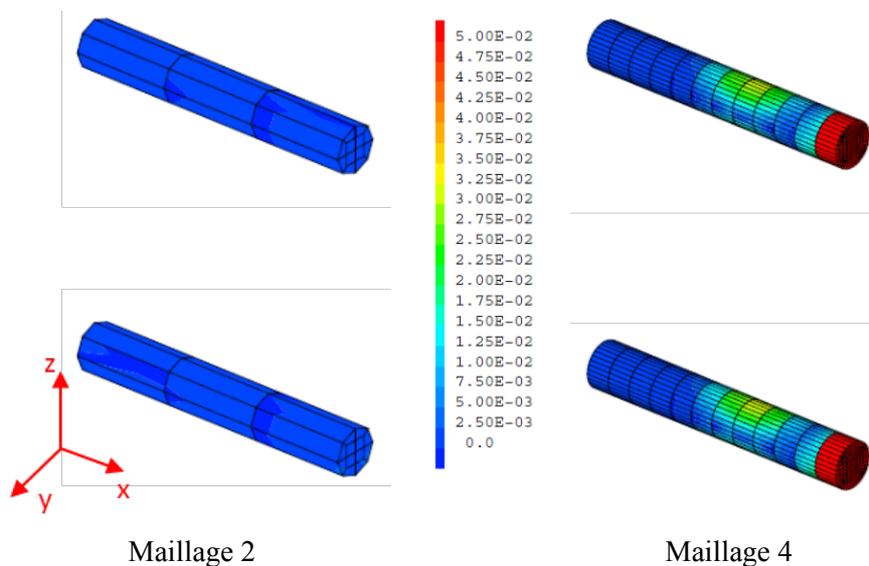


Figure 2-62 Faciès de plastification final des goujons avec la nouvelle stratégie de modélisation pour (a) le maillage 2 (grossier) ; (b) le maillage 4 (fin)

Afin de mieux identifier l'origine de cette dépendance au maillage, il est possible de découpler l'effet de la sensibilité au maillage de la modélisation du béton à celle de la modélisation des goujons. Pour cela, dans un premier temps une simulation de l'essai push-out est réalisée en imposant un comportement élastique linéaire aux aciers des connecteurs et du profilé. Le comportement de cet essai dépend alors principalement de l'endommagement du béton. Les quatre maillages précédemment présentés sont étudiés.

Les résultats en Figure 2-63 montrent que la sensibilité au maillage de la modélisation dans le cas où les aciers sont élastiques est moins importante que pour la modélisation avec les aciers élasto-plastiques. En effet, la non prise en compte de la plastification des aciers entraîne une diminution des déformations des goujons. Les contraintes dans le béton sont alors moins importantes et les effets de la variation des dimensions du maillage plus faibles grâce à la régularisation du modèle de comportement en traction et en compression. Cependant, des variations sont quand même visibles pour la phase pré-pic. Plus les éléments sont petits et plus la rigidité du système diminue. L'observation du faciès d'endommagement du béton (Figure 2-64) montre que ce phénomène est dû à une localisation de l'endommagement du

béton dans certains éléments de plus petite dimension. Une ruine plus importante est visible pour la modélisation avec un maillage plus fin. Ces résultats montrent que, bien qu'une régularisation du modèle de comportement du béton est mise en place pour la traction et la compression, la réponse du béton dépend toujours de la taille des éléments.

Dans cet essai le béton entourant les goujons subit, entre autres, des charges combinant de la traction et de la compression (cisaillement). Le modèle développé présente une dépendance au maillage pour ce type de sollicitation (voir partie 2.2.3) et cela peut expliquer les variations visibles dans les modélisations de l'essai push-out. Ainsi, bien que le nouveau modèle de comportement du béton permet de réduire la sensibilité au maillage de la modélisation, la présence de charges combinée dans une zone très localisée limite les effets de la régularisation en compression. L'intérêt du nouveau modèle de comportement du béton est quand même pointé ici. En effet, la Figure 2-65 présente la même étude mais avec le modèle de comportement du béton sans régularisation en compression. L'effet de changement de taille des mailles est bien plus important. Des comportements différents, présentant des ruines prématurées du béton à des efforts et glissement variables sont visibles quand les dimensions du maillage varient. La régularisation du comportement en compression permet donc de réduire la sensibilité de la modélisation aux dimensions des éléments de béton.

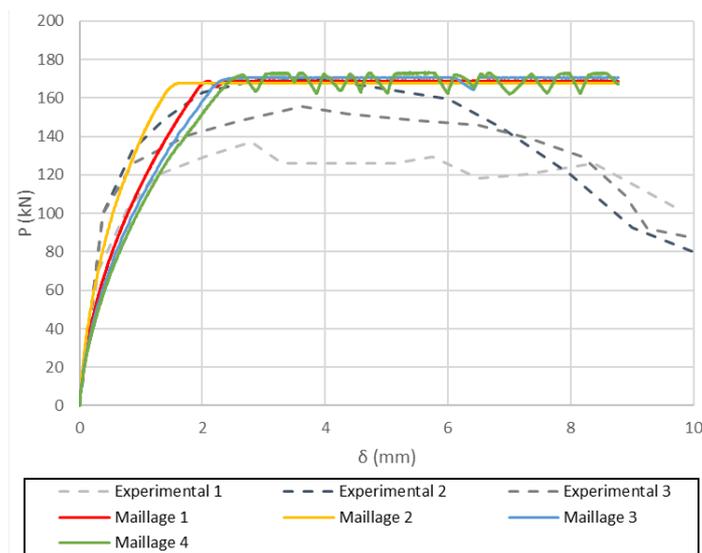


Figure 2-63 Influence des dimensions du maillage sur les courbes effort ramené à un goujon – glissement du profilé de l'essai push-out avec la nouvelle stratégie de modélisation avec des aciers élastiques

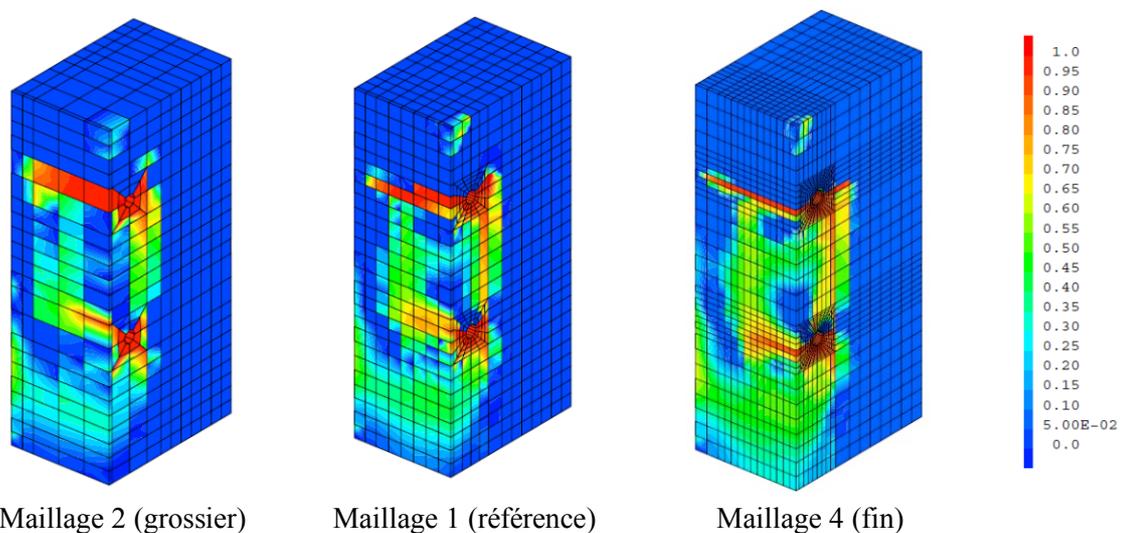


Figure 2-64 Faciès d'endommagement final du bloc de béton de l'essai push-out avec la nouvelle stratégie de modélisation et avec des aciers élastiques pour différents maillages

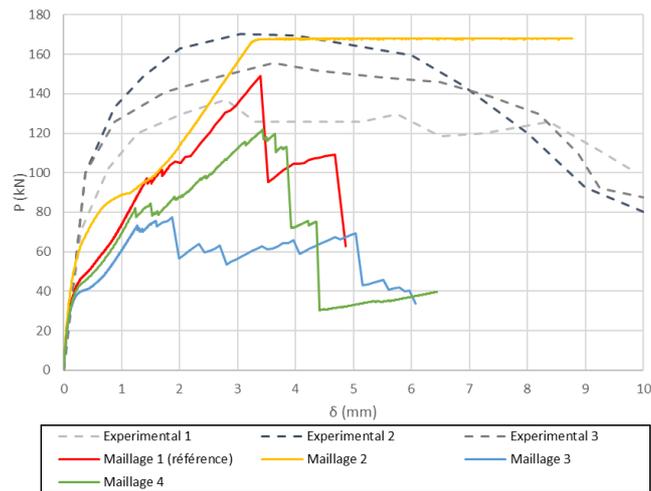


Figure 2-65 Influence des dimensions du maillage sur les courbes effort ramené à un goujon – glissement du profilé de l'essai push-out avec des aciers élastiques et sans régularisation du comportement en compression du béton

Une étude similaire est réalisée pour étudier l'influence de la sensibilité au maillage du comportement des aciers sur les résultats de la simulation de l'essai push-out. Les quatre maillages étudiés présentent maintenant un comportement élastique pour le béton et élasto-plastique à écrouissage isotrope pour les aciers. Dans cette étude, seul le comportement des aciers influence la réponse de la modélisation de l'essai. Une faible dépendance au maillage est visible pour ces études. Les courbes efforts de cisaillement – glissement pour les quatre maillages sont très proches en phase élastiques (Figure 2-66). En phase plastique, les oscillations du plateau sont accentuées quand la densité du maillage et le nombre de éléments de jonction augmentent. Ces résultats sont similaires à ceux observés lors de l'étude du cisaillement pur de la barre soudée à la plaque. Sans béton endommageable, le goujon possède le même comportement que celui de l'essai de cisaillement pur. Les éléments de jonction permettent alors de réduire l'effet de variation de taille de maillage en plafonnant les efforts. Cependant, l'augmentation de leur nombre amplifie les erreurs de la résolution numérique dues à un mauvais conditionnement de la matrice de raideur du système. Ces observations peuvent être appuyées par une étude de l'essai push-out sans éléments de jonction en interface goujons – profilé toujours avec le béton à comportement élastique. La Figure 2-67 montre que la dépendance au maillage de ces modélisations est principalement visible pour des efforts au-dessus du plateau plastique. Ainsi, ces résultats pointent une dépendance au maillage de la modélisation du comportement des aciers dans l'essai push-out. La mise en place des éléments de jonction permet cependant de réduire les effets de cette sensibilité sur le comportement de la simulation mais les problèmes liés au conditionnement de la matrice de raideur du système doivent être considérés.

Finalement, ces études ont montré qu'une dépendance au maillage est visible lors de la modélisation de l'essai push-out selon la stratégie mise en place. La proposition du nouveau modèle de comportement du béton, intégrant de la régularisation en traction et en compression, ainsi que la présence d'éléments finis de connexion caractérisant la jonction goujons – profilé permettent de réduire cette sensibilité par rapport à une méthodologie n'intégrant pas ces choix. Cependant, les limites identifiées précédemment sur la représentation du comportement en cisaillement du béton et des tiges des goujons ne permettent pas d'assurer une indépendance au maillage de la solution numérique. Des recommandations dans le choix des dimensions des éléments sont alors proposées.

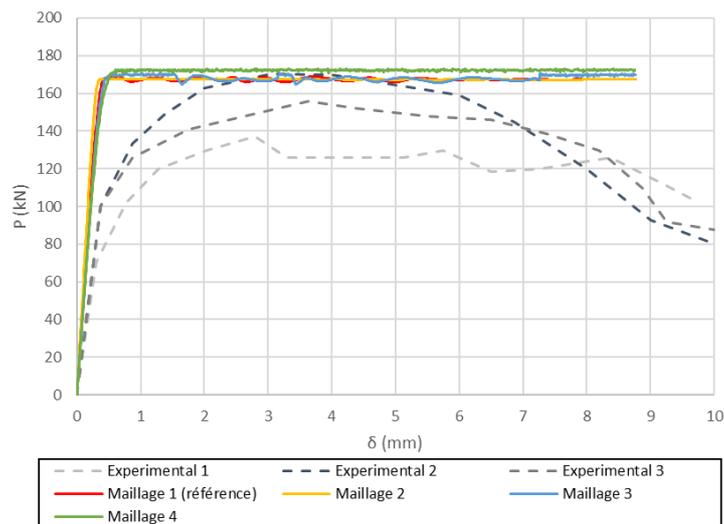


Figure 2-66 Influence des dimensions du maillage sur les courbes effort ramené à un goujon – glissement du profilé de l'essai push-out avec la nouvelle stratégie de modélisation avec le béton élastique

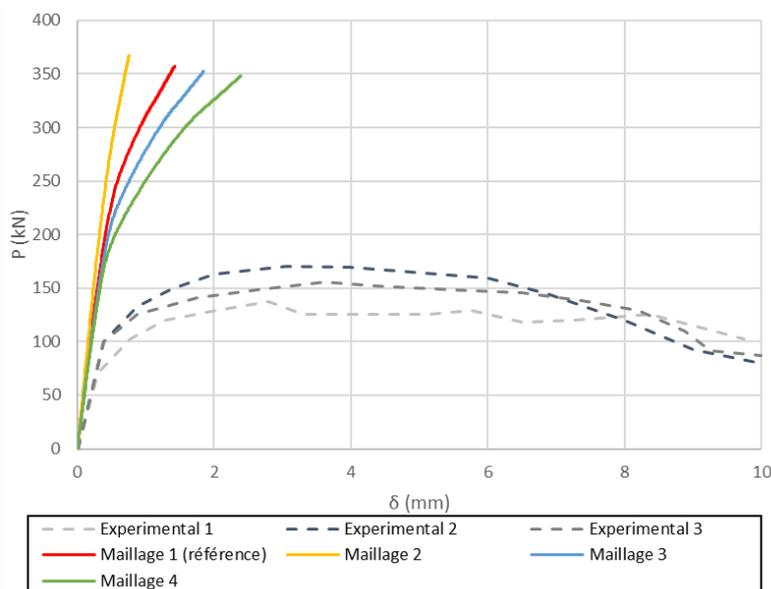


Figure 2-67 Influence des dimensions du maillage sur les courbes effort ramené à un goujon – glissement du profilé de l'essai push-out avec la nouvelle stratégie de modélisation avec le béton élastique et sans éléments de jonction en interface goujons - plaque

Afin de choisir les dimensions adaptées tout en découplant les effets de la discrétisation de chaque composant dans chacun des directions, l'influence des dimensions l_x^g , $l_{yz,max}^g$, l_x^p , l_x^{b1} , $l_{yz,max}^{b1}$ et $l_{yz,min}^{b2}$ sont étudiées indépendamment.

Le choix de discrétisation des goujons est fixé par les limites de la modélisation avec des éléments de jonction. En effet, en raffinant la discrétisation des tiges de goujons, le nombre d'éléments de jonction par interface goujon – plaque augmente et les problèmes de conditionnement de la matrice de raideur du système sont amplifiés. Il est donc nécessaire d'assurer une discrétisation n'entraînant pas un nombre d'éléments de jonction trop important. L'étude de la dépendance au maillage de l'essai de cisaillement pur de la barre soudée à la plaque (partie 2.3.3.2) a montré qu'une discrétisation du périmètre de la tige en 16 éléments offre un bon compromis. $l_{yz,max}^g$ peut alors être déterminé tel que $l_{yz,max}^g = \frac{\pi d_g}{16}$.

Les influences de la discrétisation de l'épaisseur de la semelle du profilé et du béton loin des connecteurs sont étudiées. En fixant une forme d'élément de béton cubique loin des connecteurs ($l_x^{b1} = l_{yz,max}^{b1}$),

trois maillages possédant des valeurs de l_x^{b1} différentes sont réalisés. Trois autres maillages comparent l'effet de l_x^p sur les résultats de la modélisation de l'essai push-out. Les Figure 2-68 (a) et (b) présentent les courbes effort ramené à un goujon – glissement du profilé obtenues. Il est visible que la dimension des éléments de la semelle du profilé a peu d'influence sur le comportement du système. Les courbes obtenues avec les trois maillages sont superposées illustrant une réponse identique de la modélisation de l'essai push-out pour différents l_x^p . La même observation peut être réalisée sur l'influence des dimensions des éléments de béton loin de la zone de connexion l_x^{b1} . Les dimensions l_x^p , l_x^{b1} et $l_{yz,max}^{b1}$ ont peu d'influence sur les courbes résultats. Aucune contrainte sur ces dimensions des éléments n'est imposée. Dans la suite des études ces valeurs sont définies par $l_x^p = t_p/2$ et $l_x^{b1} = l_{yz,max}^{b1} = d_g$.

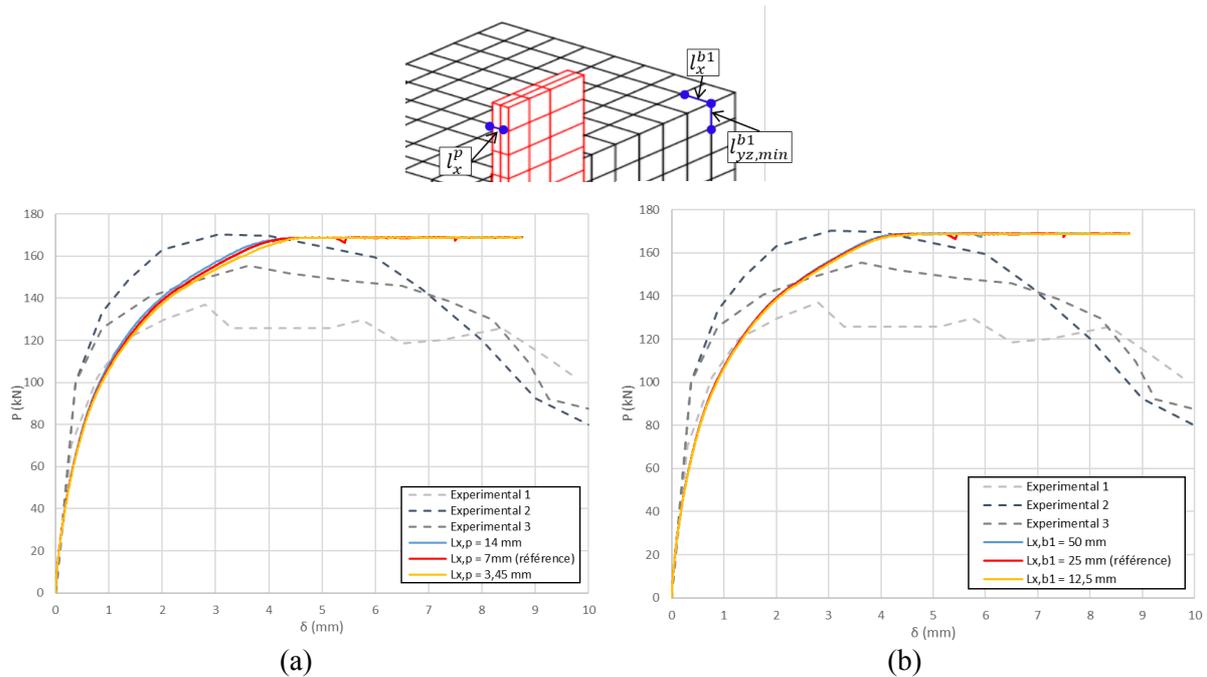


Figure 2-68 Influence des dimensions de maillage sur la modélisation de l'essai push-out (a) influence de l_x^p et (b) influence de l_x^{b1}

L'influence des dimensions du béton proche des connecteurs est maintenant réalisée. Cinq maillages possédant une dimension $l_{yz,min}^{b2}$ variable et les autres dimensions du maillage constantes sont étudiés. Les courbes obtenues sont comparées dans la Figure 2-69. La modélisation de l'essai push-out est plus sensible à cette dimension de maillage. Plus $l_{yz,min}^{b2}$ est grand et plus la raideur du système pré-pic est importante. La phase II du comportement de l'essai présente également une perte de raideur moins importante quand la taille des éléments de béton proches des connecteurs augmente. La comparaison des faciès d'endommagement du bloc de béton pour les maillages avec $l_{yz,min}^{b2}$ le plus petit et le plus grand est également présentée en Figure 2-70. La ruine du béton est plus localisée lorsque le maillage est plus petit. En particulier, une fissure verticale du béton est visible entre les deux goujons lorsque $l_{yz,min}^{b2}$ est le plus petit. L'ouverture de cette fissure correspond au pic d'effort visible pour la courbe de cette modélisation à $\delta = 5,46 \text{ mm}$, avant l'activation du plateau de plastification des goujons. La présence de cette fissure n'est pas caractéristique du comportement de cet essai. Les résultats montrent alors qu'un raffinement trop important de cette dimension du maillage peut entraîner une fissuration prématurée du béton. À l'inverse, si elle est trop grande, une sur-rigidité du système peut être visible. Pour assurer le bon comportement du béton, les éléments de béton en contact avec les goujons doivent avoir une dimension $l_{yz,min}^{b2}$ comprise entre $l_{yz,min}^{b2} = 1,5 \cdot l_{yz,max}^g$ et $l_{yz,min}^{b2} = 3 \cdot l_{yz,max}^g$. Par la suite un $l_{yz,min}^{b2} = 1,9 \cdot l_{yz,max}^g$ est imposé.

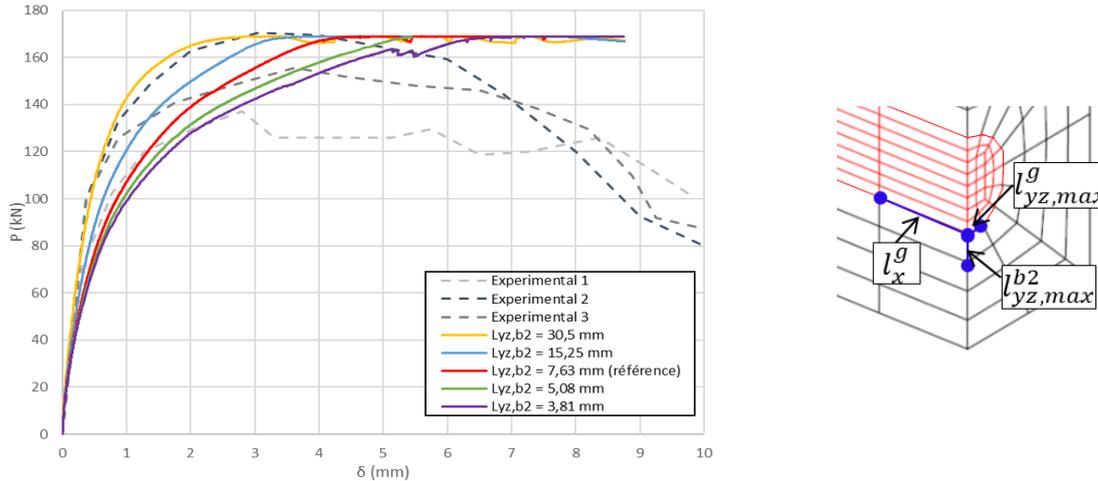


Figure 2-69 Influence de la dimension $l_{yz,min}^{b2}$ du maillage du bloc de béton proche des goujons sur la modélisation de l'essai push-out

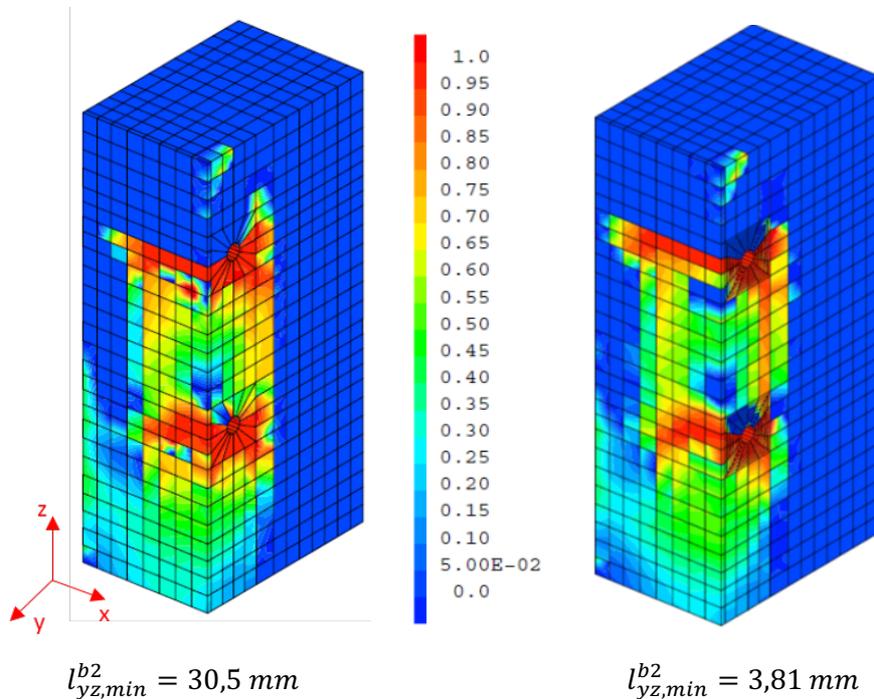


Figure 2-70 Influence de la dimension $l_{yz,min}^{b2}$ sur le faciès d'endommagement final du bloc de béton de la modélisation de l'essai push-out

La dimension l_x^g a également de l'influence sur les résultats de la simulation. La Figure 2-71 présente les courbes effort – glissement obtenues pour trois valeurs de l_x^g différentes. Une comparaison des faciès d'endommagement final du bloc de béton et de la plastification en fin de chargement d'un connecteur est également réalisée (Figure 2-72 et Figure 2-73). Les résultats présentent une sensibilité de la modélisation à cette dimension l_x^g . Plus elle augmente et plus les phases pré-pic du comportement de l'essai push-out sont rigides. Ces variations sont visibles dans les faciès d'endommagement du béton par une ruine plus importante lorsque la taille des éléments de béton est plus petite. Dans ce cas, les déformations plastiques cumulées des goujons sont plus grandes. Les résultats montrent que le raffinement de la dimension l_x^g des éléments finis entraîne une augmentation et une localisation des contraintes de cisaillement dans les tiges des goujons au niveau des interfaces avec le profilé, comme il a été observé pour la modélisation de l'essai de cisaillement pur de la barre soudée à une plaque. Les déformations plus importantes des goujons vont également augmenter les sollicitations dans le béton. Associé à la sensibilité au maillage du comportement du béton, le choix de la dimension l_x^g impacte les

résultats de la modélisation. Si l_x^g est trop grand alors le cisaillement dans les tiges de goujon ne sera pas retrouvé, limitant la représentativité de la phase pré-pic du comportement. Un l_x^g trop petit va, en revanche, entraîner une amplification de la plastification en cisaillement et un temps de calcul non optimal avec la présence d'éléments de jonction. Les résultats montrent qu'un choix de $l_x^g = d_g$ permet d'avoir un comportement adapté.

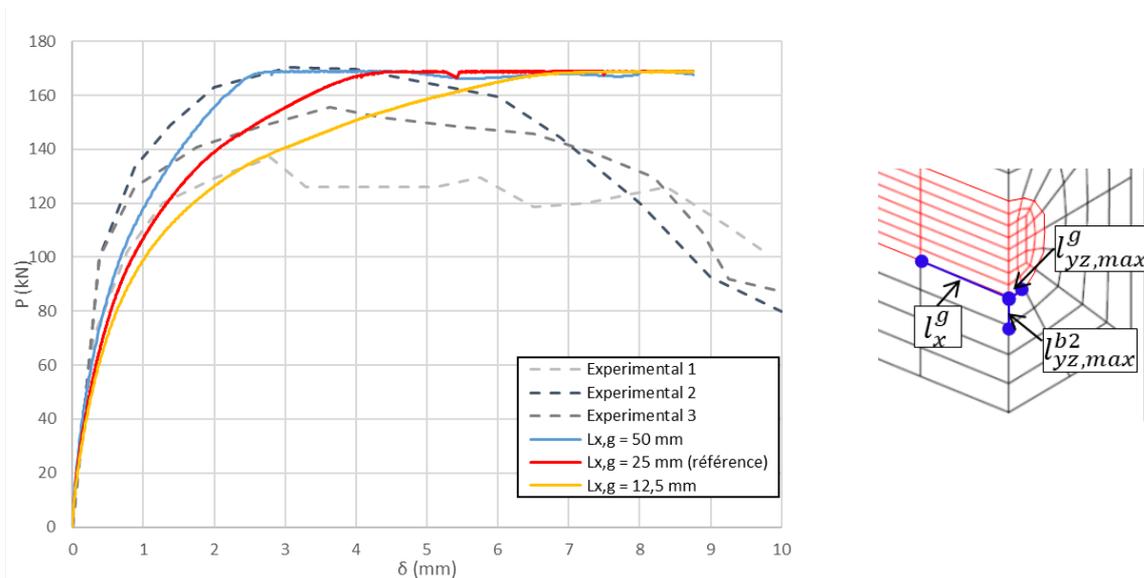


Figure 2-71 Influence de la dimension l_x^g du maillage sur la modélisation de l'essai push-out

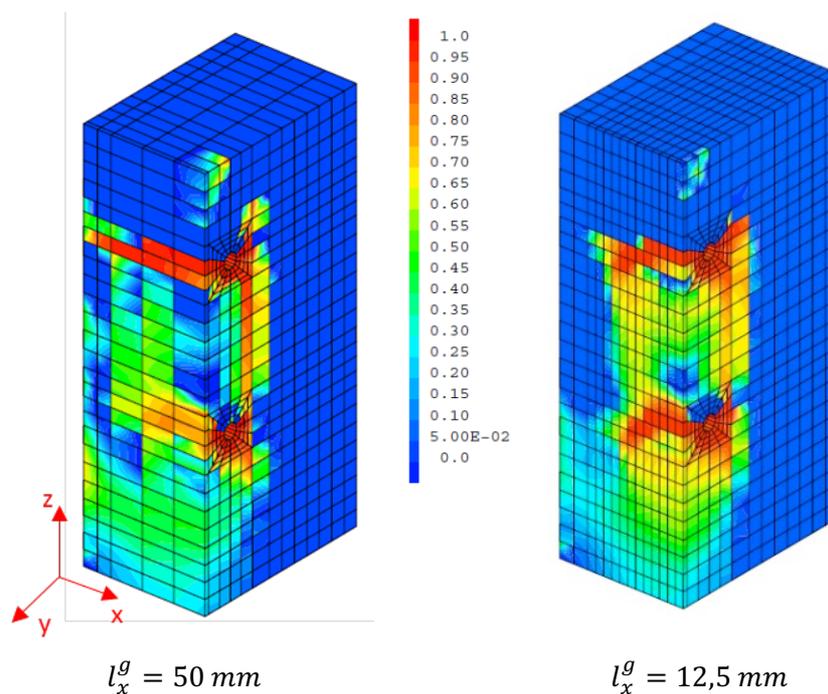


Figure 2-72 Influence de la dimension l_x^g sur le faciès d'endommagement final du bloc de béton de la modélisation de l'essai push-out

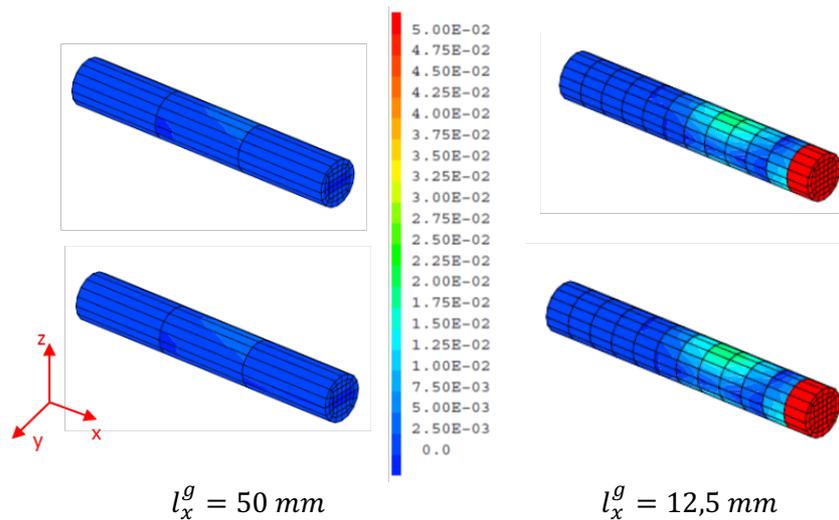


Figure 2-73 Influence de la dimension l_x^g sur le facies de plastification final des goujons de la modélisation de l'essai push-out

2.4.2. Nouvelle stratégie de modélisation

2.4.2.1. Synthèse de la stratégie de modélisation

Finalement, une nouvelle stratégie de simulation fine du comportement en cisaillement du système de connexion de structure mixte est proposée. Cette stratégie est composée de plusieurs étapes résumées dans la Figure 2-74 et permet de représenter fidèlement la réponse d'un essai push-out en incluant le comportement global, local, la résistance et le mode de ruine.

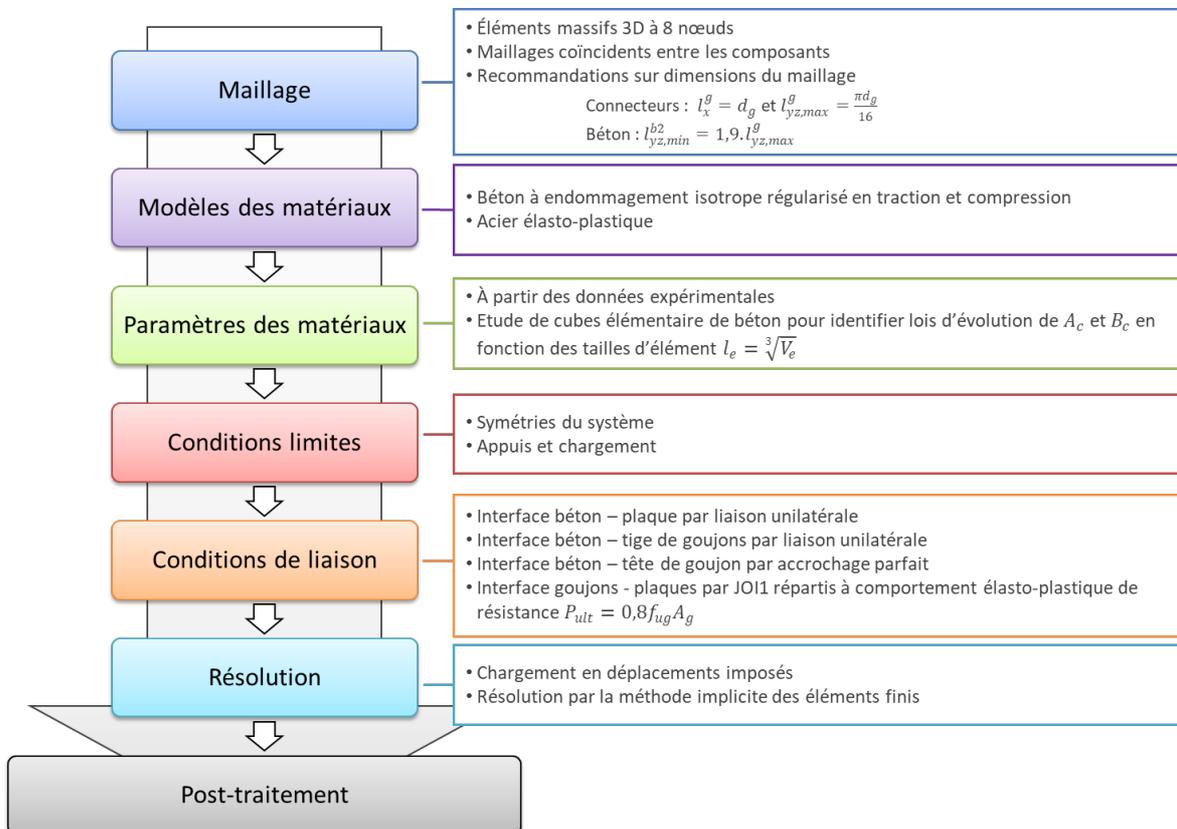


Figure 2-74 Stratégie de modélisation du comportement en cisaillement d'un système de connexion de structure mixte acier - béton

2.4.2.2. Application à d'autres essais push-out

Une application de cette stratégie de simulation de l'essai push-out à d'autres essais disponibles dans la littérature vise à valider la généralisation de la méthodologie. Quatre essais push-out issus des recherches de (An & Cederwall, 1996), (Lam & El-Lobody, 2005), (Wang, et al., 2011) et (Foundoukos, 2005) présentant des caractéristiques matériaux ou des configurations d'essai différentes sont modélisés.

L'essai nommé NSC 11 de la campagne d'essai push-out réalisée par (An & Cederwall, 1996) est étudié. Cet essai push-out présente une configuration d'essai similaire à l'essai précédemment étudié : un profilé métallique est relié à deux blocs de béton grâce à un système de connexion composé de 4 goujons à tête d'ancrage par bloc. La particularité de cet essai est la présence de goujons de diamètre et hauteur inférieurs $d_g = 19 \text{ mm}$ et $h_g = 75 \text{ mm}$. Les caractéristiques géométriques de cet essai sont visibles dans le Tableau 2-16.

Tableau 2-16 Paramètres géométriques de l'essai push-out de (An & Cederwall, 1996)

Goujon		Profilé métallique	
Diamètre d_g (mm)	19	Hauteur h_p (mm)	625
Hauteur h_g (mm)	75	Section b_p (mm) \times b_p (mm)	300 \times 300
Espacement S_1 (mm)	250	Epaisseur des semelles t_p (mm)	19
Espacement S_2 (mm)	150	Epaisseur de l'âme t_a (mm)	11
Blocs de béton		Armature	
Hauteur h_c (mm)	625	Diamètre d_a (mm)	10
Largeur L_c (mm)	600		
Epaisseur t_c (mm)	150		

La stratégie de modélisation développée est appliquée à cet essai. Un quart du système est modélisé par des éléments massifs 3D à 8 nœuds. L'ensemble des composants ont un maillage coïncident avec les autres éléments et les dimensions caractéristiques sont définies selon les recommandations fixées précédemment. Le maillage obtenu est visible en Figure 2-75.

Les caractéristiques des matériaux de cet essai sont données dans le Tableau 2-17. Un modèle élasto-plastique à écrouissage isotrope est imposé aux aciers des goujons et du profilé à partir des données fournies par les auteurs. Afin de caractériser le modèle de comportement du béton régularisé en traction et en compression, une étude de cubes élémentaires de béton en compression a été réalisée. Les courbes contraintes – déplacements obtenues permettent d'identifier les paramètres A_c et B_c adaptés pour assurer une conservation de l'énergie de fissuration en compression pour ce béton dans la gamme des tailles d'élément de la modélisation (Figure 2-76). Les lois d'évolution de A_c et B_c sont présentées dans le Tableau 2-18 ainsi que les autres paramètres nécessaires à la définition du modèle de comportement du béton.

Les conditions limites et conditions de liaison sont identiques à ceux de l'essai push-out de (Shim, et al., 2004). Des éléments de jonction répartis sont mis en place à l'interface entre les goujons et le profilé. Une résistance maximale $P_{ult} = 0,8f_{ug}A_g = 117,7 \text{ kN}$ (Équation (2.12) issus de l'Eurocode 4 (CEN, 2005a)) est imposée à chaque jonction et une pondération des caractéristiques de ces jonctions permet de définir les caractéristiques de chaque élément de jonction en prenant en compte leurs surfaces de reprise.

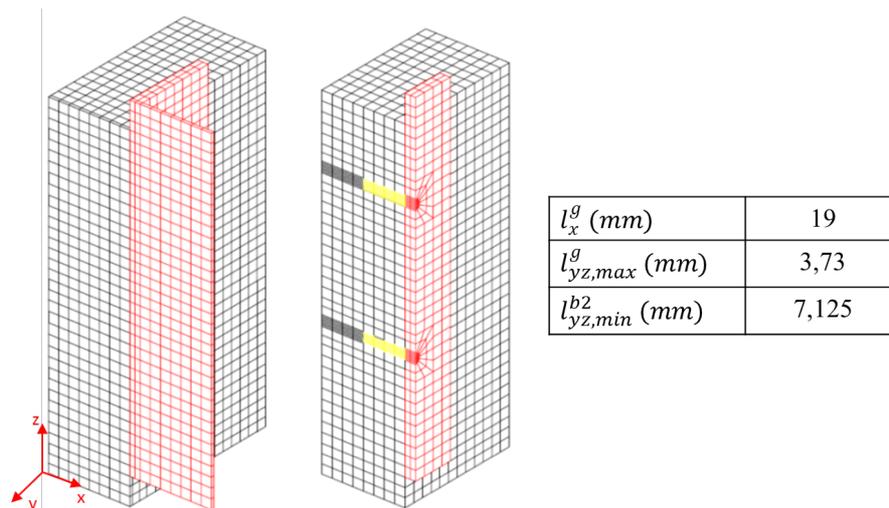


Figure 2-75 Maillage total et coupé au droit des goujons de l'essai push-out de (An & Cederwall, 1996)

Tableau 2-17 Caractéristiques des matériaux de l'essai push-out de (An & Cederwall, 1996)

Dalle béton		Profilé métallique		Goujons		Armatures	
f_c (MPa)	30,77	f_{yp} (MPa)	235	f_{yg} (MPa)	418	f_{ya} (MPa)	509
f_{ct} (MPa)	3,22	f_{up} (MPa)	360	f_{ug} (MPa)	519	E_a (GPa)	210
E_c (GPa)	$57\sqrt{f_c} = 27,1$	E_p (GPa)	210	E_g (GPa)	207		

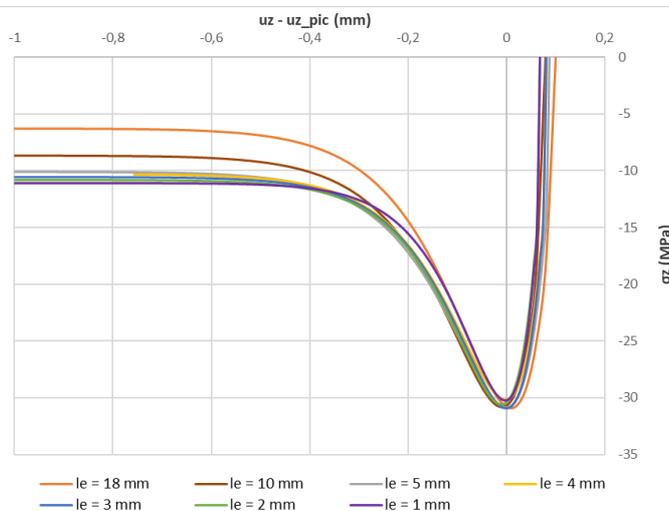


Figure 2-76 Courbes contraintes – déplacements de l'étude de cubes élémentaires de béton en compression de l'essai push-out de (An & Cederwall, 1996)

Tableau 2-18 Paramètres du modèle de comportement du béton

G_{ft} (N.m ⁻¹)	κ_0 (-)	β (-)	A_c (-)	B_c (-)
150	f_{ct}/E_c	1,06	$-76,169l_e^2 + 22,489l_e + 0,0054$	$-343429l_e^2 + 40130l_e + 11,394$

La résolution par la méthode implicite de Cast3m (CEA, 2021) permet d'obtenir la courbe effort ramené à un goujons – glissement du profilé comparé au résultat expérimental en Figure 2-77. Les faciès d'endommagement du béton ainsi que la plastification des goujons sont également visibles en Figure 2-78. La courbe de comportement montre le bon ordre de grandeur des efforts. En particulier, la bonne résistance de l'essai est retrouvée (avec une différence de moins de 4%). L'endommagement du béton

et la plastification des goujons sont également en accord avec les résultats expérimentaux et une ruine de l'essai par cisaillement des goujons est identifiée. Cependant, des écarts sont visibles sur les phases pré-pics de la modélisation qui présentent des raideurs inférieures à celles obtenues lors de l'essai. Ces écarts sont équivalents de ceux observés entre l'essai 2 et la modélisation finale de l'essai push-out de (Shim, et al., 2004) et illustrent la dispersion des résultats visibles pour les essais push-out. Le comportement global ainsi que le mode de ruine sont malgré tout retrouvés.

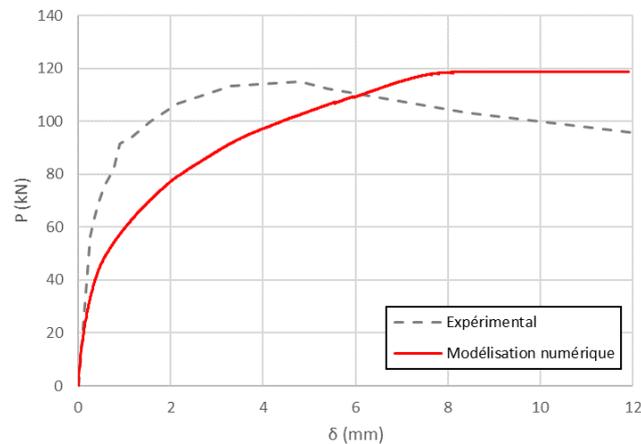


Figure 2-77 Courbe effort ramené à un goujon – glissement du profilé de la modélisation de l'essai push-out NSC 11 de (An & Cederwall, 1996)

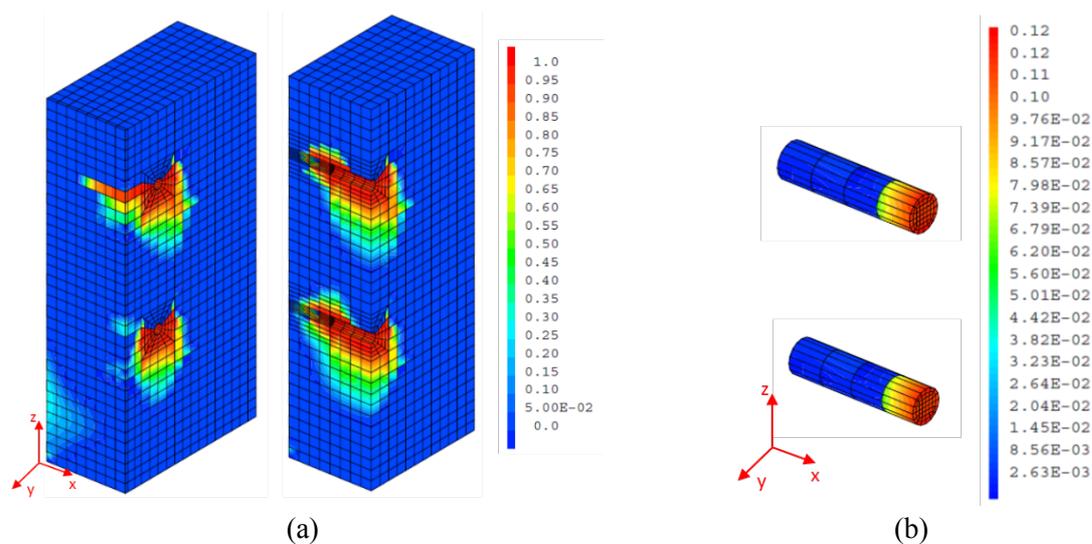


Figure 2-78 (a) Faciès d'endommagement final du bloc de béton (bloc entier et coupe) ; (b) Faciès de plastification final des goujons de l'essai push-out de (An & Cederwall, 1996)

Les deuxième et troisième essais push-out de validation sont l'essai intitulé SP1 réalisé par (Lam & El-Lobody, 2005) et le SS-4 présenté dans (Wang, et al., 2011). La particularité de ces essais par rapport à l'essai étudié de (Shim, et al., 2004) est la présence d'un béton de résistance en compression plus importante ($f_c = 50 \text{ MPa}$ pour SP1 et $f_c = 58,6 \text{ MPa}$ pour l'essai SS-4). Les études de cubes élémentaires de béton en compression doivent alors s'adapter aux caractéristiques de ces bétons. Les courbes contraintes – déplacements ainsi que les lois des paramètres A_c et B_c sont visibles en Figure 2-79.

De plus, l'essai SP1 possède uniquement un goujon de diamètre $d_g = 19 \text{ mm}$ par bloc de béton et l'essai SS-4, lui, en possède deux de $d_g = 30 \text{ mm}$. Les maillages des modélisations de ces essais sont donnés en Figure 2-80.

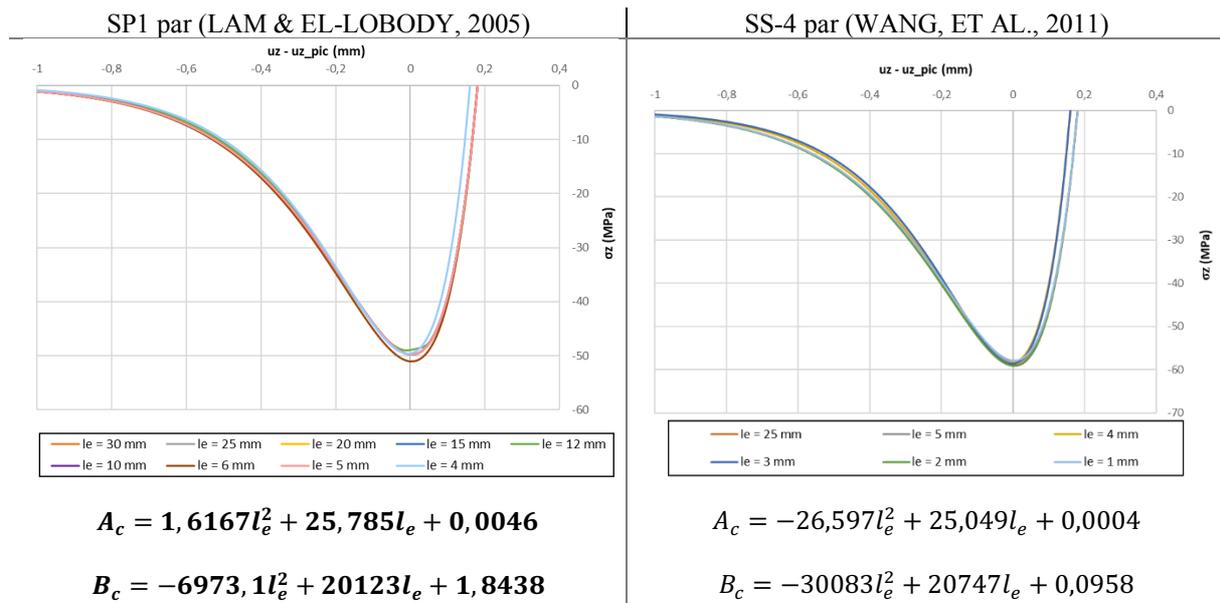


Figure 2-79 Caractéristiques en compression des bétons des essais push-out de (Lam & El-Lobody, 2005) et (Wang, et al., 2011)

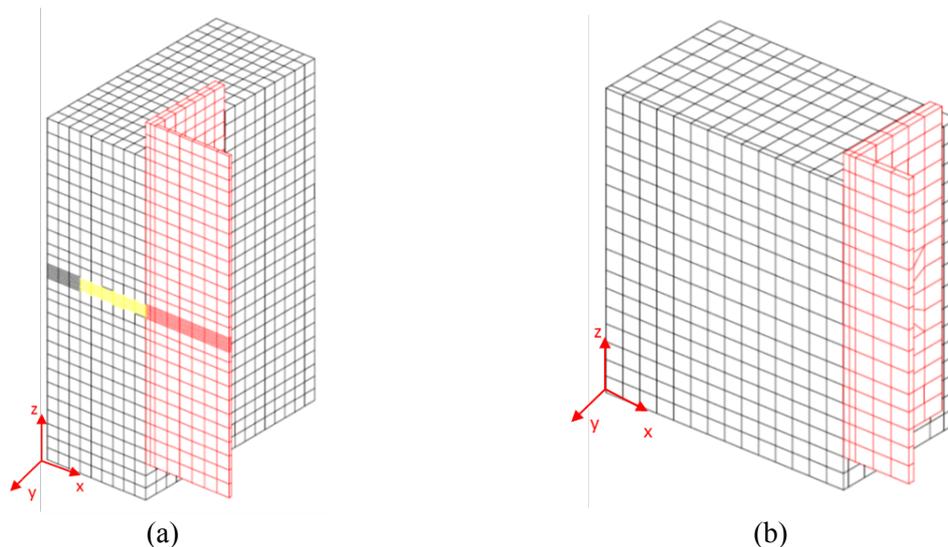


Figure 2-80 Maillages des modélisation des essais push-out de (a) (Lam & El-Lobody, 2005); (b) (Wang, et al., 2011)

La stratégie de modélisation numérique développée appliquée à ces essais permet d'obtenir les résultats visibles en Figure 2-81 à Figure 2-83.

Pour la modélisation de l'essai de (Lam & El-Lobody, 2005) (Figure 2-81), la phase pré-pic obtenue est fidèle au résultat expérimental. La raideur initiale ainsi que le début de la dégradation mécanique du système sont identiques à ceux de l'essai. Cependant, la résistance de l'essai est définie à $P_u = 106,8kN$, inférieure de près de 19 % de la résistance expérimentale. De plus, les faciès d'endommagement du béton et de plastification du goujon montrent un état de sollicitation moins important que pour les essais précédents. La limitation des efforts transmis par les éléments de jonction réduit le développement de l'endommagement du béton et de la plastification du goujon. La résistance numérique de l'essai correspond à la résistance en cisaillement du goujon et est définie par la limitation imposée à la jonction entre les goujons et le profilé. La formule choisie pour calculer cette résistance est celle recommandée par l'Eurocode 4 ($P_{ult} = 0,8f_{ug}A_g$). Ce choix peut être remis en question ici et une valeur réglementaire de P_{ult} n'est pas toujours représentative. Pour cet essai de configuration différente, cette équation ne permet pas de retrouver la bonne résistance. Un nouveau calcul en imposant une résistance égale à la résistance expérimentale ($P_{ult} = P_{exp} = 131,51 kN$) montre que dans ce cas, la courbe numérique suit fidèlement la courbe expérimentale (Figure 2-82). La stratégie de modélisation permet bien de

reproduire cet essai mais le choix du P_{ult} impacte la résistance en cisaillement obtenue. Si des résultats d'essais sont disponibles, un $P_{ult} = P_{exp}$ permet d'assurer la bonne résistance de la modélisation. Dans le cas où une résistance en cisaillement n'est pas disponible, la formule de l'Eurocode 4 (Équation (2.12)) permet d'obtenir des résultats satisfaisants.

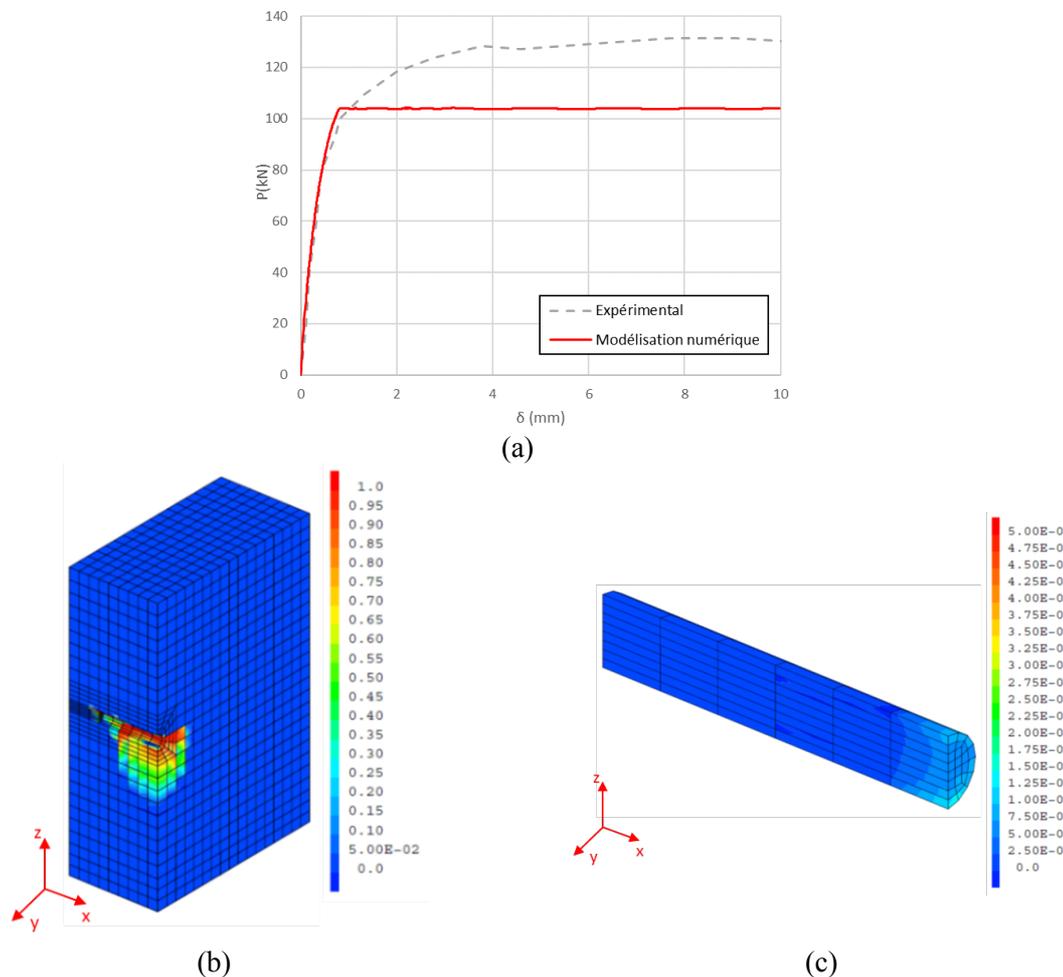


Figure 2-81 Résultats de la modélisation de l'essai push-out de (Lam & El-Lobody, 2005) (a) Courbes efforts de cisaillement ramené à un goujon - glissement du profilé; (b) Faciès d'endommagement final du béton; (c) Faciès de plastification final du goujon

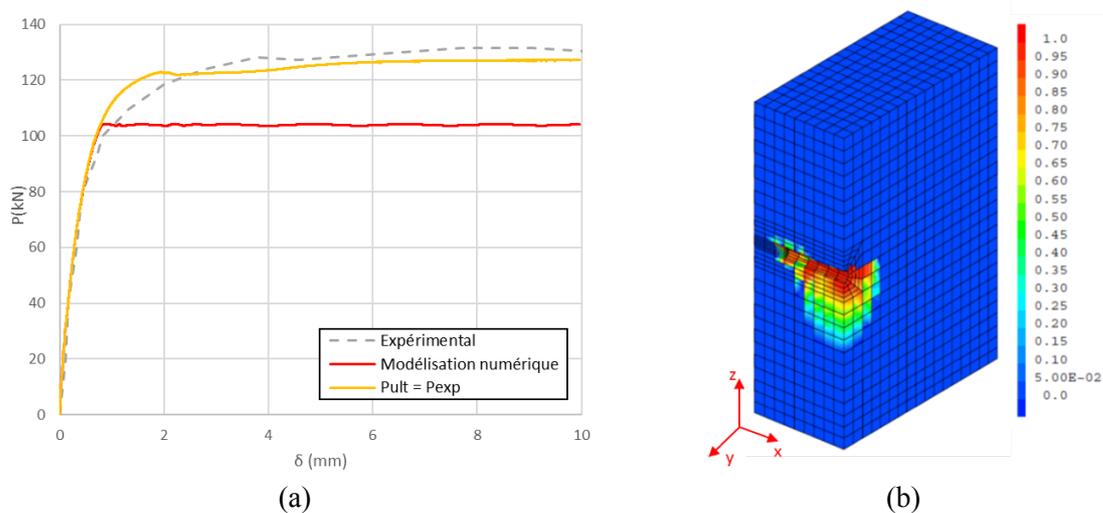


Figure 2-82 Résultats de la modélisation de l'essai push-out de (Lam & El-Lobody, 2005) avec un $P_{ult} = P_{exp}$ (a) courbe effort - glissement et (b) faciès d'endommagement final du béton

Concernant l'essai push-out SS-4 de (Wang, et al., 2011), la courbe effort ramené à un goujon – glissement du profilé obtenue avec la simulation numérique présente également une résistance inférieure aux résultats expérimentaux (Figure 2-83). L'allure globale de la courbe de comportement ainsi que les faciès d'endommagement du béton et de plastification des goujons sont cohérents avec les résultats expérimentaux. Cependant, une différence entre les raideurs initiales et les efforts repris par le système sont visibles. En particulier, la résistance de l'essai obtenue par la modélisation est inférieure de 26% à la résistance expérimentale. La différence de comportement de la modélisation peut provenir, dans un premier temps, de la résistance théorique de l'essai inférieure à la résistance expérimentale ($P_{ult} = 243,2 \text{ kN}$ et $P_{exp} = 330,1 \text{ kN}$). Comme pour l'essai push-out précédent, la résistance en cisaillement des goujons imposée aux éléments de jonction va limiter les effort repris par le système et les charges de la modélisation ne peuvent atteindre la résistance expérimentale. De plus, le béton utilisé pour cet essai est un béton à hautes performances, présentant une résistance en compression supérieure à 50 MPa . En plus d'une résistance supérieure, ce type de béton possède un comportement différent en phase pré-pic et post-pic de résistance. Pour la modélisation, aucune courbe de comportement expérimentale n'étant disponible, la courbe de référence utilisée pour définir les lois des paramètres du modèle de compression a également été déterminée à partir de la courbe contrainte – déplacement des études de (van Mier, 1984). Ce béton étant un béton ordinaire, le comportement n'est pas adapté pour représenter le comportement du béton des essais de (Wang, et al., 2011). Une nouvelle limite à la stratégie de modélisation proposée est identifiée ici : un calage du modèle de comportement du béton en compression à partir de courbes expérimentales contrainte – déplacement assurerait une meilleure correspondance des résultats de la modélisation de l'essai push-out.

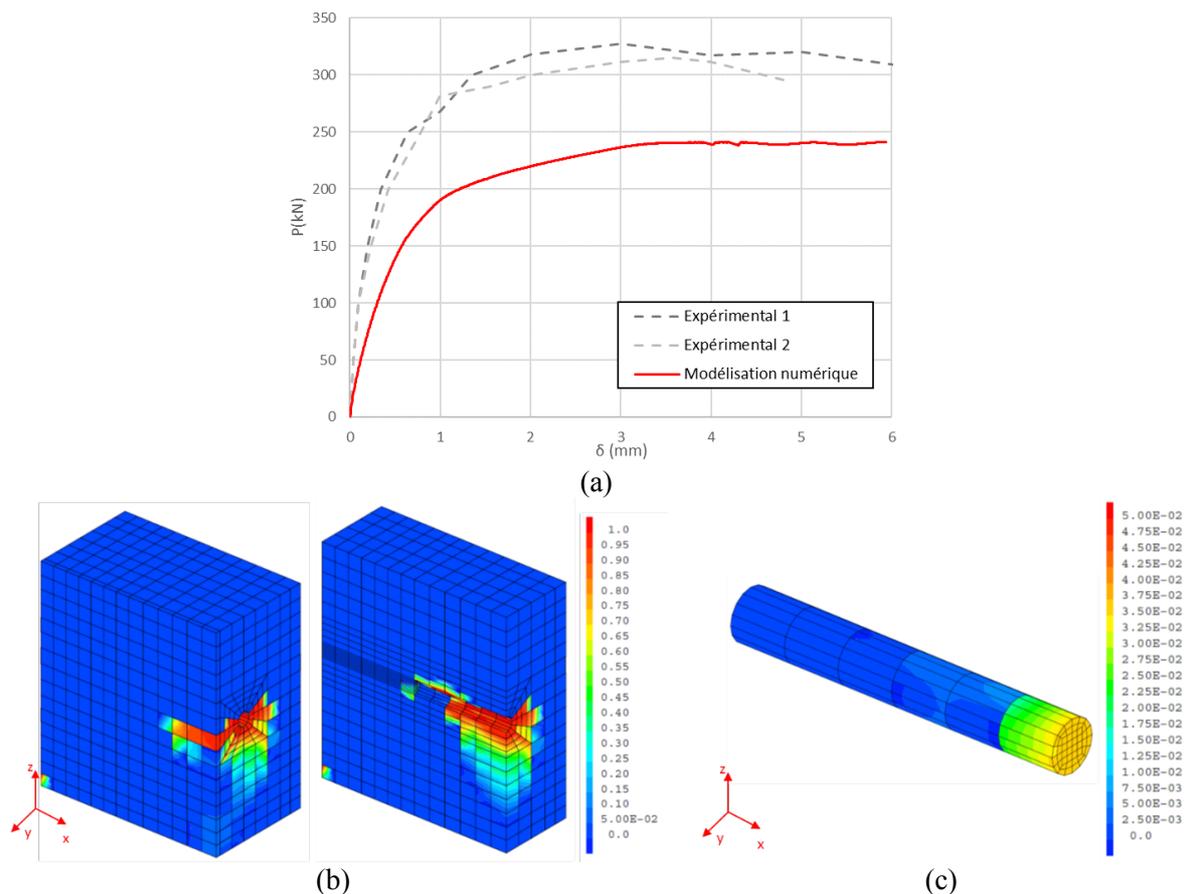


Figure 2-83 Résultats de la modélisation de l'essai push-out de (Wang, et al., 2011) (a) Courbes efforts de cisaillement ramené à un goujon - glissement du profilé; (b) Faciès d'endommagement final du béton; (c) Faciès de plastification final du goujon

Le dernier essai étudié est celui réalisé par (Foundoukos, 2005). Dans ses recherches, l'auteur présente un essai de cisaillement d'un système de connexion de structure mixte sandwich. Dans cet essai, une connexion Bi-Steel noyée dans un cœur de béton et soudée à deux plaques d'acier est mis en cisaillement suite à l'application d'une charge verticale sur le bloc de béton et au blocage des plaques sur le massif

d'essai. L'intérêt de cet essai est la prise en compte du confinement du béton autour des connecteurs, présent dans les structures sandwich SCS. Le schéma de l'essai est visible en Figure 2-84.

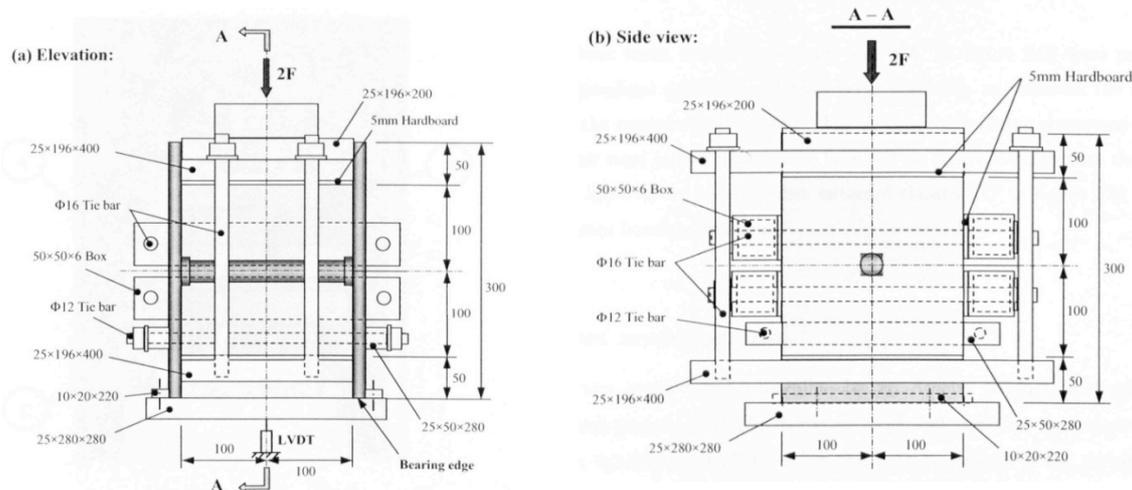
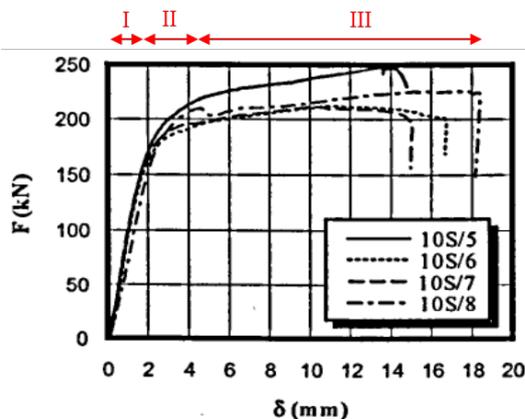


Figure 2-84 Schémas de l'essai de cisaillement du système de connexion de structure mixte sandwich de (Foundoukos, 2005)

L'essai 10S est modélisé ici. Les éprouvettes de cet essai possèdent une barre métallique de $d_g = 25 \text{ mm}$ reliant deux plaques d'épaisseur $t_p = 10,2 \text{ mm}$. Aucune armature est mise en place dans le cœur de béton. Des essais de traction sur des éprouvettes des aciers et de compression sur des cubes de béton ont été réalisées afin de caractériser les paramètres de ces matériaux. Les propriétés des aciers de la barre et des plaques et du béton sont visibles dans le Tableau 2-19. Un comportement proche des essais push-out recommandés par l'Eurocode 4 (CEN, 2005a) est visible pour cet essai. Plusieurs phases peuvent être identifiées (Figure 2-85 (a)). Une phase élastique est visible jusqu'à une charge d'environ $\frac{2}{3} P_u$ puis la pente du système va progressivement diminuer. Un plateau plastique peut ensuite être observé et une résistance du système est identifiée aux pics des courbes. L'observation des faciès de rupture des essais 10S6, 10S7 et 10S8 pointe un mode de ruine par déchirement de la plaque dans toute son épaisseur au niveau de la soudure de la barre (Figure 2-85 (b)).

Tableau 2-19 Caractéristiques des matériaux de l'essai de cisaillement du système de connexion de structure mixte 10S de (Foundoukos, 2005)

Dalle béton		Profile métallique		Goujons	
f_c (MPa)	34,4	f_{yp} (MPa)	425,1	f_{yg} (MPa)	559,8
f_{ct} (MPa)	3,17	f_{up} (MPa)	545,4	f_{ug} (MPa)	586,4
E_c (GPa)	31,87	E_p (GPa)	210	E_g (GPa)	210
ν_c (-)	0,2	ν_p (-)	0,3	ν_g (-)	0,3



(a)



(b)

Figure 2-85 (a) Courbes efforts de cisaillement – glissement du béton et (b) ruine des essais de cisaillement d'un système de connexion de structure mixte de (Foundoukos, 2005)

Un quart de cet essai est simulé avec la méthodologie développée dans le paragraphe 2.4.2.1. La définition du maillage, des modèles et paramètres des matériaux et conditions de liaison suivent les recommandations de la partie 2.4.2.1. Les conditions limites de cet essai sont visibles dans la Figure 2-86. Une comparaison des résultats expérimentaux et numériques est alors réalisée.

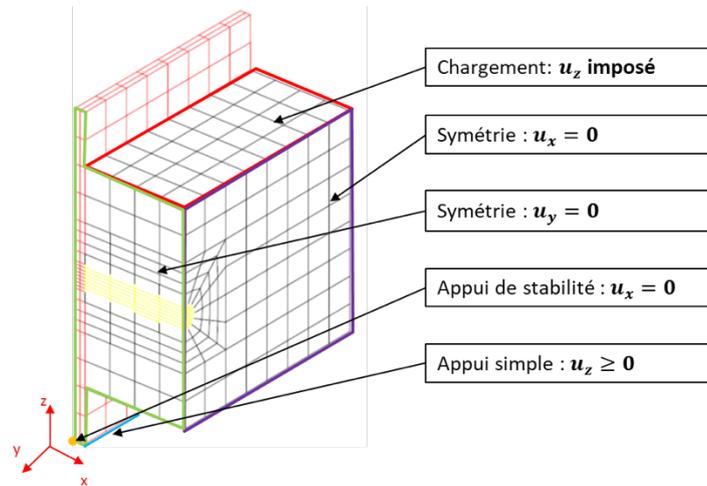


Figure 2-86 Conditions limites de l'essai de cisaillement du système de connexion de structure mixte de (Foundoukos, 2005)

La Figure 2-87 présente les courbes effort de cisaillement – glissement du bloc de béton obtenues. Une bonne correspondance du comportement de l'essai est remarquée ici. Pour cet essai, la résistance en cisaillement imposée est de $P_{ult} = 219,8 \text{ kN}$ et l'écart avec la résistance expérimentale est uniquement de 2%. La Figure 2-88 présente un endommagement important du cœur de béton. Cependant, le chargement étant appliqué directement sur le béton, une localisation de son endommagement sur la surface supérieure est visible. De même, la condition de symétrie en x bloque les déplacements du béton et de la barre et entraîne une concentration de contrainte dans le béton sur cette surface en interface avec le connecteur. Ces phénomènes à part, la réponse du béton de la modélisation est cohérente avec les résultats de l'essai. En particulier, un écrasement du béton suite aux déformations de cisaillement et de flexion de la barre est reproduit. Les plastifications par cisaillement et flexion de la barre et par flexion de la plaque sont également visibles (Figure 2-89). L'activation du plateau plastique des éléments de jonction illustre également un mode de ruine de la modélisation au niveau du système barre – plaque. Le poinçonnement de la plaque et la ruine du système n'est cependant pas visible comme les efforts transmis dans le système sont limités par la présence des éléments de jonction.

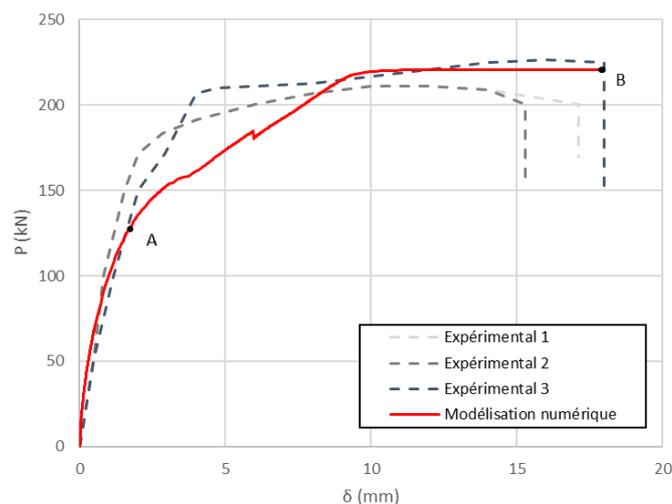


Figure 2-87 Courbe effort de cisaillement sur la barre – glissement du cœur de béton de la modélisation de cisaillement du système de connexion de structure mixtes sandwich de (Foundoukos, 2005)

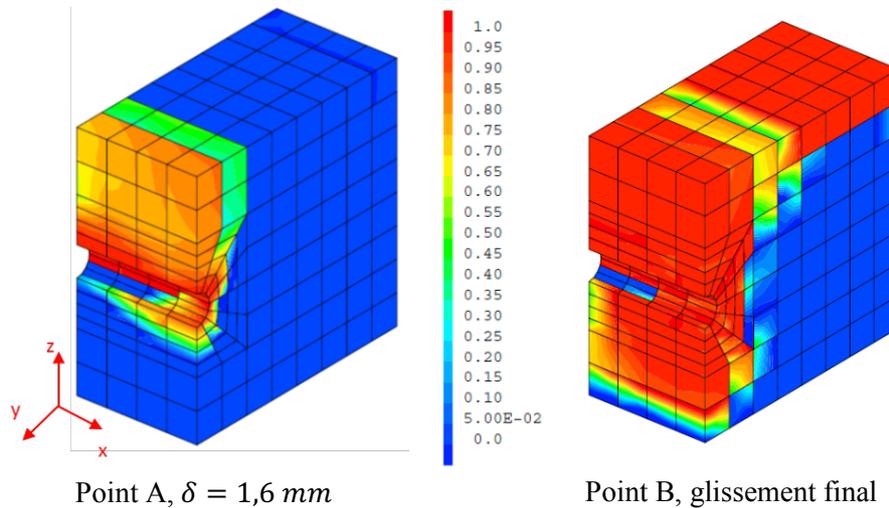


Figure 2-88 Faciès d'endommagement du cœur de béton de l'essai de cisaillement du système de connexion de structure mixte sandwich de (Foundoukos, 2005)

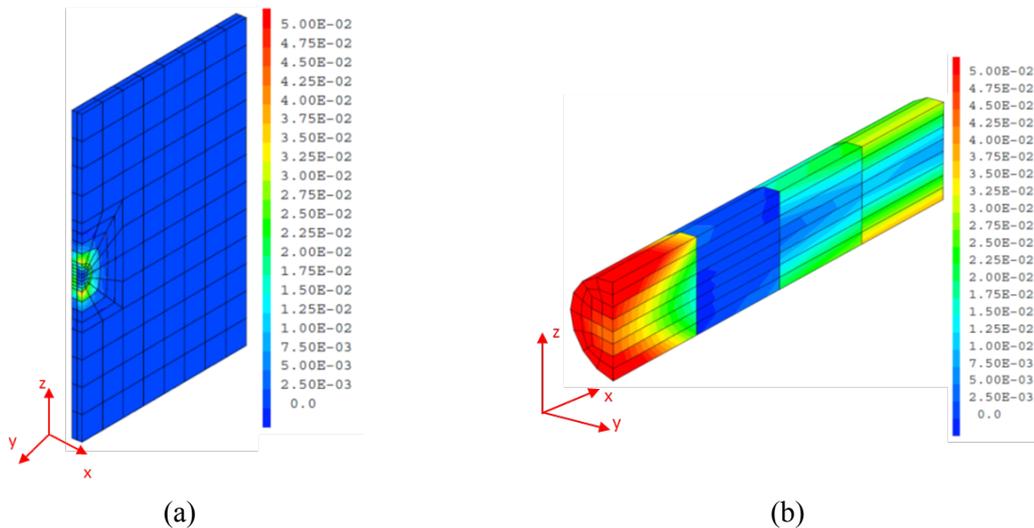


Figure 2-89 (a) Faciès de plastification final de la plaque ; (b) faciès de plastification de la barre de l'essai de cisaillement du système de connexion de structure mixte sandwich de (Foundoukos, 2005)

CONCLUSION DU CHAPITRE 2

La réponse en cisaillement du système de connexion doit être connue et caractérisée afin de reproduire finement le comportement de différentes structures mixtes sandwich SCS présentant une action composite complète ou partielle. L'étude de l'essai push-out permet de caractériser ce comportement. Cet essai étudie la réponse du connecteur, du béton et de la plaque mis dans une situation identique à celle visible dans la zone de connexion de structures mixtes. La loi de comportement efforts de cisaillement dans le connecteur – glissement de la plaque et la résistance en cisaillement du système de connexion peuvent alors être définies. Ces deux paramètres caractérisent ce comportement.

Afin d'identifier finement les phénomènes influençant le comportement en cisaillement du système de connexion, une modélisation fine d'un essai push-out est proposé. Une simulation des composants principaux en éléments massifs 3D et une description détaillée des comportements et interactions entre les composants visent à reproduire ce comportement.

Un premier point d'intérêt est porté sur le comportement du béton dans cette zone. Le transfert d'effort n'étant permis que par le contact avec des goujons, le béton subit de l'écrasement et de l'arrachement. Cela se traduit par une forte concentration de contrainte de compression localement à l'interface goujons – béton. Le choix du modèle de comportement doit alors répondre aux difficultés rencontrées pour reproduire ces phénomènes fortement non-linéaires et très locaux. Une méthodologie de régularisation

de comportement du béton en compression, à l'image de celui déjà présent en traction, est alors proposée. Le nouveau modèle développé assure une conservation de l'énergie de fissuration de compression en adaptant les valeurs des paramètres du modèle de comportement de Mazars (Mazars, 1984) en compression en fonction de la taille des éléments. À partir d'une étude de cubes élémentaires de béton en compression, des lois d'évolution de A_c et B_c sont définies et, appliquées au modèle, assurent une phase adoucissante du comportement constante pour toute dimension d'élément.

Le deuxième phénomène impactant le comportement du système de connexion est le comportement en cisaillement des goujons. Afin de caractériser la réponse en cisaillement d'une tige de goujon dans la situation de l'essai push-out mais découplée de l'influence du béton, un essai de cisaillement pur d'une barre métallique soudée à une plaque est étudié. La modélisation de cet essai a confirmé la capacité à reproduire ce comportement par une stratégie « classique » de simulation numérique (accrochage parfait entre la barre et la plaque pour représenter la soudure, comportement élasto-plastique des aciers). Cependant, un maillage très fin est nécessaire afin d'assurer la fidélité, la répétabilité et l'indépendance au maillage de la modélisation et les coûts de calcul deviennent importants. En effet, le cisaillement d'une barre est un phénomène surfacique de très faible épaisseur. Les dimensions des éléments impactent alors directement la représentativité du comportement par la modélisation. Mais un raffinement du maillage entraîne également une augmentation de la densité du maillage influant directement sur le coût et la durée de la résolution. Une solution moins coûteuse est alors proposée. Elle repose sur la mise en place d'éléments de jonction à comportement élasto-plastique en interface barre – plaque. La phase élastique assure la reproduction de la liaison par soudure entre les composants avant la dégradation du système et la phase plastique limite les efforts transmis à la résistance en cisaillement théorique de la barre. Cette jonction est réalisée par des éléments finis de jonction unidimensionnels, de dimension nulle et reliant chaque nœud de la section d'interface de la barre à un nœud de la plaque. Une pondération de leurs caractéristiques permet de reproduire la propagation surfacique du cisaillement. Appliquée à l'essai de cisaillement pur de la barre soudée à la plaque, cette nouvelle stratégie de simulation permet de retrouver la bonne résistance du système tout en réduisant la dépendance au maillage de la modélisation et les coûts de calcul.

Finalement, une stratégie complète de modélisation du comportement en cisaillement du système de connexion de structure mixte acier – béton est présentée. Elle intègre un nouveau modèle de comportement du béton avec une régularisation en traction et en compression et des éléments de jonction goujons – profilé limitant le transfert d'effort à la résistance des goujons en cisaillement. Cette stratégie permet de reproduire l'ensemble des phénomènes caractérisant la réponse d'un essai push-out. Une étude de la sensibilité au maillage montre cependant que, bien que réduite par rapport à une stratégie de modélisation « classique », le problème de dépendance au maillage n'est pas totalement supprimé. Des recommandations sur les dimensions de maillage sont alors proposées afin d'assurer la bonne reproduction de ce comportement.

Une validation de la méthodologie sur plusieurs essais push-out a confirmé la généralisation de cette stratégie de simulation. Des limites ont cependant été identifiées en lien avec les dispersions des résultats expérimentaux, le choix de la résistance en cisaillement des connecteurs ou encore le choix de la courbe de référence du calage des paramètres du modèle de comportement du béton en compression. Malgré tout, une application à un essai de cisaillement de la connexion dans une configuration de structure mixte sandwich et les résultats obtenus et analysés pour tous les essais étudiés permet d'avoir un niveau de confiance suffisamment bon pour une application à des structures SCS.

CHAPITRE 3. APPLICATIONS INDUSTRIELLES ET ETUDES DE STRUCTURES SCS

INTRODUCTION AU CHAPITRE 3

Traditionnellement, les structures SCS sont dimensionnées afin d'assurer une action composite complète, garantissant les performances du système grâce au comportement d'ensemble du cœur de béton et des plaques d'acier. De nombreuses études sur ce type de structure sont disponibles et pointent leurs réponses et avantages. Cependant, la considération du comportement d'ensemble du béton et des plaques mène souvent à négliger le glissement à l'interface entre ces deux composants. Les performances des structures peuvent alors être surestimées car les dégradations de la structure sont directement en lien avec ce paramètre (augmentation de la flèche, des efforts dans les connecteurs, de la dégradation du béton, etc.). Dans le cas de structures SCS à action composite partielle, le degré d'interaction est plus faible, augmentant le glissement interfacial et diminuant le travail d'ensemble du cœur de béton et des plaques d'acier. Le comportement global est modifié : la structure est plus souple, moins résistante et le mode de ruine inclut un glissement aux interfaces important. Bien que ce type de structure puisse être retrouvé en cas de défauts de construction, pertes d'intégrité ou choix de dimensionnement, il existe peu d'étude sur les structures SCS possédant peu de connecteurs.

Dans un désir de qualifier ces deux comportements par une méthode unique, une modélisation numérique fine de poutres SCS doit être réalisée. La stratégie de simulation développée pour la modélisation des essais push-out répond à ce besoin. Cette méthodologie permet de retrouver la réponse en cisaillement du système de connexion incluant le comportement du béton localement autour des connecteurs et le comportement et la résistance en cisaillement des goujons assurant la liaison même en cas de maillage grossier.

L'étude de jonction d'ossature est également une étape importante dans la conception d'ouvrage. Ces structures connectent les éléments structurants et peuvent créer des points sensibles s'ils ne sont pas suffisamment résistants. Cependant, ce sont aussi des structures complexes à étudier car la singularité de chaque jonction (type d'éléments connectés, géométrie, etc.) ne favorise pas la réduction d'échelle ou des simplifications de géométrie.

L'objectif de ce chapitre est de comprendre, caractériser et reproduire le comportement de structures SCS. Dans une première partie, l'utilisation de la méthodologie de modélisation pour l'étude de deux poutres possédant des propriétés géométriques et des matériaux identiques mais de degré d'interaction différent vise à confirmer la capacité du modèle à reproduire et analyser les deux types de comportement de poutres mixtes sandwich. Un point de transition numérique entre ces deux comportements est également identifié et une comparaison à des réglementations met en avant les marges de sécurité disponibles par ces méthodes de dimensionnement. À partir de la modélisation fine 3D, une simplification de la stratégie de modélisation de l'essai push-out est ensuite présentée en partie 2. La stratégie vise à introduire les connecteurs par une simplification numérique 1D de leur géométrie. Une application à l'étude des poutres permettra de valider cette stratégie de modélisation simplifiée. Finalement une jonction voile - voile SCS est modélisée et les résultats de la simulation analysés afin de mieux comprendre la réponse de ce type de structure.

3.1. ETUDES DE POUTRES SCS EN FLEXION 3 POINTS

3.1.1. Présentation des poutres étudiées

Les poutres sont des structures élémentaires utilisées dans la construction d'ouvrage de Génie Civil. Ce sont des éléments dont le comportement en béton armé est bien connu. Leur étude permet d'améliorer les connaissances sur le comportement mécanique ainsi que les phénomènes caractérisant les réponses de structures mixtes sandwich acier – béton. En SCS, une grande base de données d'essais de poutres en flexion est disponible et bien renseignée dans la littérature. Leur comportement et l'influence de

paramètres (épaisseur des plaques, espacement des goujons, résistance du béton, etc.) y sont étudiés et les résultats peuvent servir pour la validation de stratégies de modélisation.

Pour cette étude, les poutres SP1-1 et SP1-2 des essais présentés dans (Varma, et al., 2011a) et (Sener, et al., 2016) sont modélisées. Les articles exposent une campagne expérimentale sur 4 poutres SCS en flexion 3 points. Ces poutres mixtes sont composées de deux plaques d'acier d'une épaisseur de $t_p = 6,4 \text{ mm}$ prenant en sandwich un cœur de béton d'épaisseur $h_c = 445 \text{ mm}$. Ces composants sont reliés par un système de connexion constitué de deux rangées par épaisseur de goujon à tête d'ancrage de diamètre $d_g = 12,7 \text{ mm}$ et de hauteur $h_g = 63,5 \text{ mm}$. La poutre SP1-1 est la référence et sert de comparaison à l'étude paramétrique expérimentale. Elle a été dimensionnée pour avoir une action composite complète et partage sa géométrie avec les autres poutres de la campagne. La poutre SP1-2 propose, elle, un espacement de connecteur deux fois supérieur à la poutre de référence permettant ainsi d'étudier l'effet du nombre de connecteurs sur le comportement de la poutre. La Figure 3-1 et le Tableau 3-1 présentent les paramètres géométriques des poutres SP1-1 et SP1-2.

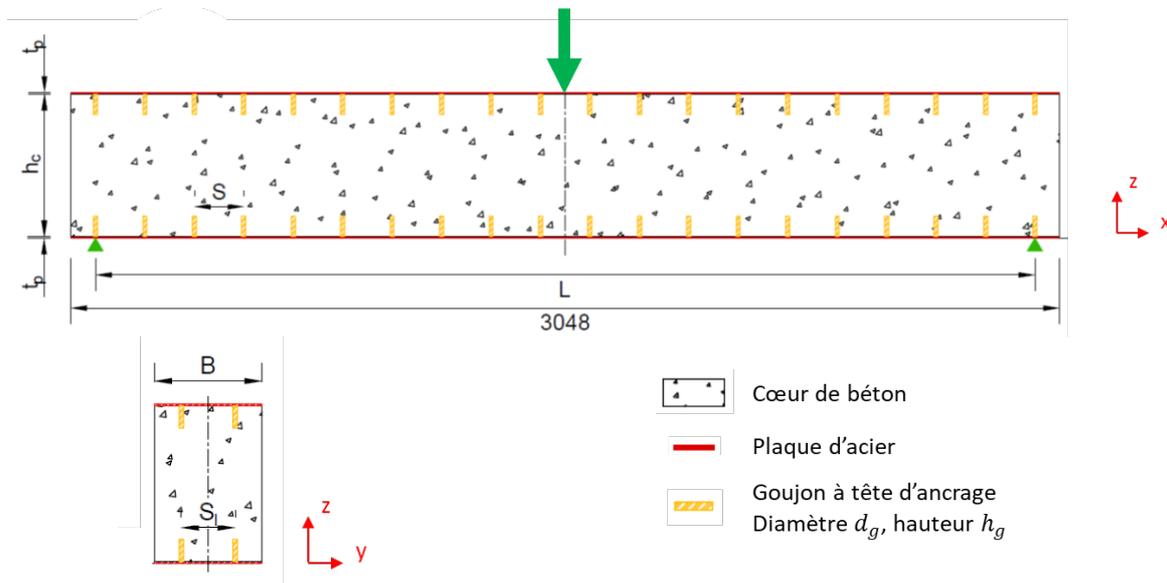


Figure 3-1 Schémas de la poutre SP1-1

Tableau 3-1 Paramètres géométriques des essais de flexion des poutres SP1-1 et SP1-2 de (Sener, et al., 2016)

Paramètres	Notations	SP1-1	SP1-2
Longueur de la poutre	$L \text{ (mm)}$	2895,6	
Largeur de la poutre	$B \text{ (mm)}$	304,8	
Épaisseur des plaques	$t_p \text{ (mm)}$	6,5	
Hauteur du cœur de béton	$h_c \text{ (mm)}$	445	
Diamètre d'un goujon	$d_g \text{ (mm)}$	12,7	
Hauteur d'un goujon	$h_g \text{ (mm)}$	63,5	
Espacement des goujons sur la largeur de la poutre	$S_l \text{ (mm)}$	152,4	
Nombre de goujons par plaque d'acier	$n_g \text{ (-)}$	40	20
Espacement des goujons dans la longueur de la poutre	$S \text{ (mm)}$	152,4	304,8

Des essais sur les aciers des poutres, en accord avec la réglementation (ASTM, 2003), ont permis de caractériser ces matériaux. Les plaques d'acier ont une limite élastique moyenne mesurée à $f_{yp} = 448,2 \text{ MPa}$, tandis que les goujons Nelson H4L ont une limite de résistance ultime de $f_{ug} = 520,6 \text{ MPa}$. Des essais de compression sur le béton autoplaçant utilisé pour le cœur ont également été réalisés. Ils ont permis de caractériser sa résistance en compression à la date des essais de flexion des poutres : $f_c = 42,1 \text{ MPa}$. Les autres caractéristiques (limite en traction et module d'Young) du béton peuvent être calculées selon les formules de l'Eurocode 2 (CEN, 2005b) (Équations (2.1) et (2.2)). Les propriétés des matériaux des essais sont visibles dans les Tableau 3-2 et Tableau 3-3.

Les poutres sont simplement supportées à leurs deux extrémités tandis qu'une charge verticale est appliquée à mi-portée. Le chargement est réalisé en efforts imposés à l'aide d'une presse hydraulique équipée d'un palonnier. De petits cycles de charge – décharge sont appliqués en phase élastique puis un chargement monotone est réalisé jusqu'à la ruine de l'éprouvette symbolisée par une perte de résistance du système. La charge appliquée et la flèche sont mesurées à l'aide d'un capteur de force situé dans la cellule de charge et de capteurs de déplacement vertical positionnés en fibre inférieure de la section à mi-portée. Ces données permettent alors de définir la courbes effort – flèche caractérisant le comportement global des poutres étudiées (Figure 3-2). Les résistances des systèmes peuvent également être relevées. En particulier, les auteurs identifient lors des essais les efforts d'apparition des fissures de flexion, de cisaillement transversal et la résistance de la poutre. Le Tableau 3-4 résume ces informations expérimentales pour les poutres SP1-1 et SP1-2. Une mesure des déformations longitudinales dans les plaques à l'aide de jauges de déformations et un suivi visuel des fissures dans le béton permettent également de caractériser les modes de ruine des systèmes étudiés. Les évolutions des déformations longitudinales des plaques et les faciès finaux de rupture des poutres SP1-1 et SP1-2 sont visibles en Figure 3-3 et Figure 3-4.

Tableau 3-2 Caractéristiques des aciers des essais de flexion des poutres SP1-1 et SP1-2 de (Sener, et al., 2016)

	Plaques	Goujons
Limite élastique f_y (MPa)	448,2	488,8
Module d'Young E_s (GPa)	201	201
Coefficient de Poisson ν_s (-)	0,3	0,3
Module tangent E_T (GPa)	0,10	0,42

Tableau 3-3 Caractéristiques du béton des essais de flexion des poutres SP1-1 et SP1-2 de (Sener, et al., 2016)

Résistance en compression f_c (MPa)	42,1
Résistance en traction f_{ct} (MPa)*	3,15
Module d'Young E_c (GPa)*	33,85
Coefficient de Poisson ν_c (-)	0,2

* Paramètres calculés à partir des formules de l'Eurocode 2 (CEN, 2005b)

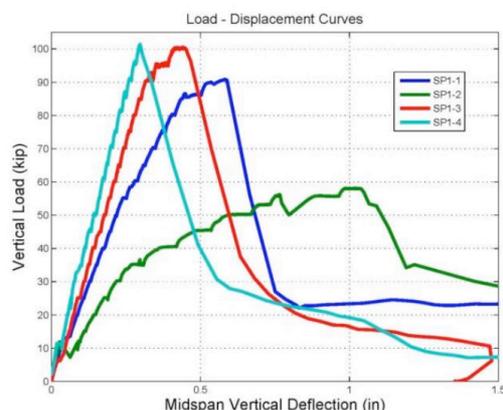


Figure 3-2 Courbes effort – flèche des essais de flexion de poutres SCS présentés dans (Varma, et al., 2011a)

Tableau 3-4 Efforts caractéristiques des comportements expérimentaux des poutres SP1-1 et SP1-2 en flexion (Sener, et al., 2016)

	Effort à la fissure de flexion (kN)	Effort à la fissure sous effort tranchant (kN)	Effort maximal (kN)	Flèche à la ruine (mm)	Mode de ruine
SP1-1	62,3	355,9	404,8	13,9	Sous effort tranchant
SP1-2	53,4	-	258	24,3	Sous cisaillement interfacial

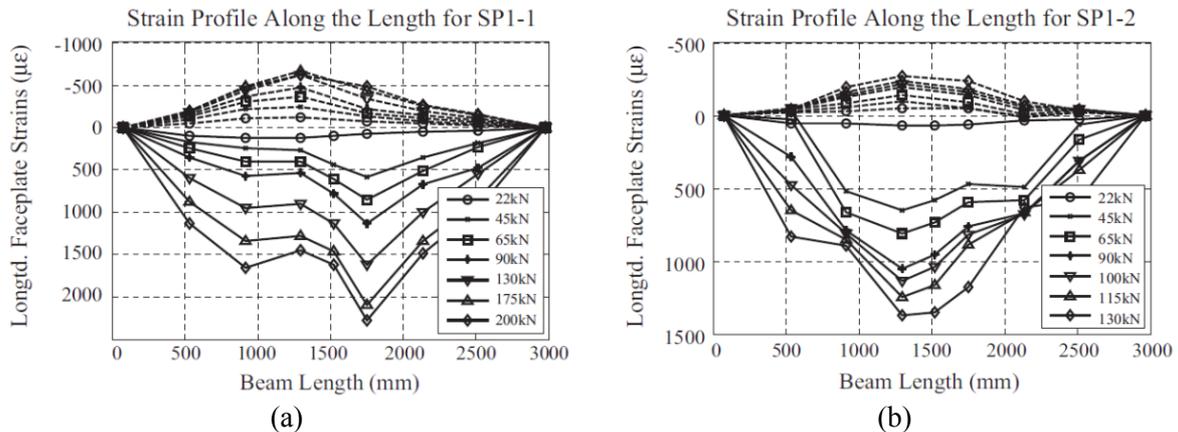


Figure 3-3 Evolutions des déformations longitudinales des plaques des poutres en flexion (a) SP1-1; (b) SP1-2 de (Sener, et al., 2016)

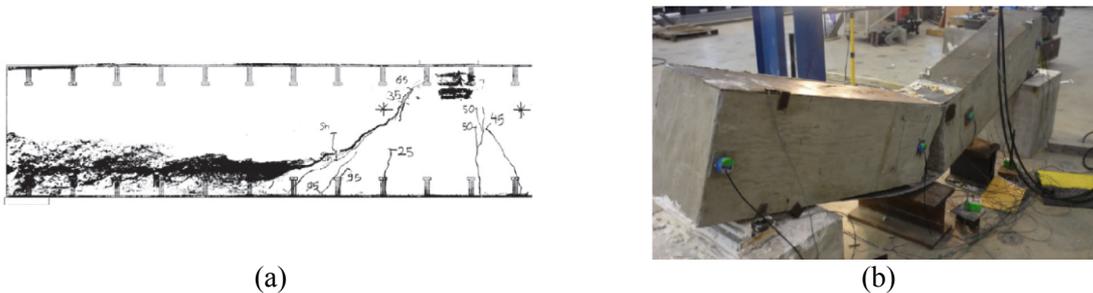


Figure 3-4 Faciès de rupture des poutres (a) SP1-1 ; (b) SPA-2 de (Varma, et al., 2011a)

L'analyse du comportement des poutres SP1-1 et SP1-2 souligne la concurrence de deux phénomènes :

- La flexion de la poutre due à l'action composite entre le béton et les plaques. Le travail d'ensemble de la section mixte va améliorer la répartition des efforts entre le béton et l'acier et les performances du système par rapport à une poutre sans action composite.
- Le cisaillement du système de connexion pour s'opposer au glissement entre les plaques et le béton. La présence d'un nombre de connecteurs limité et de raideur finie réduit la liaison entre le béton et des plaques ce qui mène à des déplacements différentiels entre ces composants et au cisaillement des connecteurs impactant directement les performances (résistance, rigidité et mode de ruine) de la poutre.

La poutre SP1-1 possède suffisamment de connecteurs pour assurer l'action composite complète. La section de la poutre travaille alors en tant que section mixte et la flexion de la poutre est le phénomène prépondérant. Une résistance et une rigidité supérieures sont visibles et le mode de ruine identifié correspond à une ruine sous effort tranchant justifiant le travail d'ensemble du béton et des plaques (équivalent à la ruine d'une poutre en béton armé en flexion). En revanche, la poutre SP1-2 présente un espacement des connecteurs plus grand, le glissement relatif entre le cœur et les plaques impose un cisaillement des connecteurs plus important qui pilote le comportement de la poutre à action composite partielle. La résistance de la poutre est diminuée et sa souplesse est augmentée. Le mode de ruine est, lui, directement associé au glissement interfacial important et à la rupture sous cisaillement longitudinal des goujons. Finalement, la faible participation des plaques d'acier entraîne la rupture du béton suite à

l'ouverture d'une fissure de flexion à mi-portée (équivalent à la ruine d'une poutre en flexion en béton non armé). Ainsi, l'étude de ces deux poutres va permettre de vérifier notre capacité à simuler les deux phénomènes mis en concurrence et la variation de leur importance selon le nombre de goujons avec la stratégie de simulation proposée pour l'essai push-out.

3.1.2. Modélisations fines de poutres SCS en flexion 3 points

La méthodologie de modélisation développée dans le chapitre 2 pour l'étude d'essai push-out est reprise pour la simulation des poutres SCS en flexion trois points SP1-1 et SP1-2 (Figure 2-74). La simulation du système de connexion reprend les étapes précédemment présentées incluant le modèle de comportement modifié du béton et l'ajout des éléments de jonction en interface goujons – plaques. La modélisation de l'ensemble de la poutre consiste alors en une extension de cette stratégie de modélisation.

3.1.2.1. Stratégie de simulation

La modélisation d'un quart de chaque poutre SP1-1 et SP1-2 est réalisée. Le cœur de béton, les plaques d'acier ainsi que les goujons sont modélisés par des éléments 3D massifs cubiques à 8 nœuds. Les nœuds et les éléments sont imposés coïncidents entre chaque composant. Les maillages des composants et les maillages totaux des poutres SP1-1 et SP1-2 sont visibles dans la Figure 3-5. Les dimensions des éléments sont déterminées afin de respecter les recommandations de tailles d'éléments définies en partie 2.4. Selon la nomenclature des dimensions de la Figure 3-6, les dimensions caractéristiques du maillage des essais de flexion des poutres SCS sont données dans le Tableau 3-5. Les nombres de nœuds des modélisations sont présentés dans le Tableau 3-6.

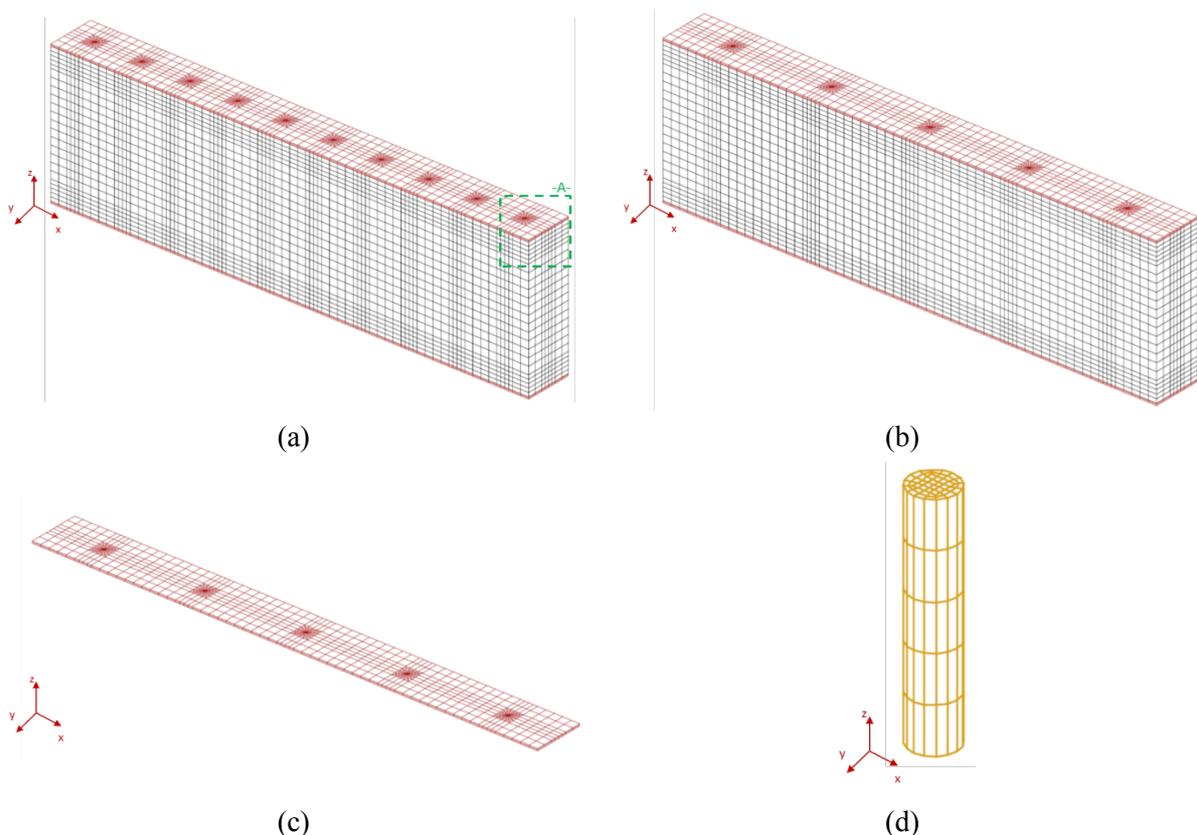


Figure 3-5 Maillages des poutres (a) SP1-1 ; (b) SP1-2 ; (c) Maillage d'une plaque d'acier (poutre SP1-2) ; (d) Maillage d'un goujon

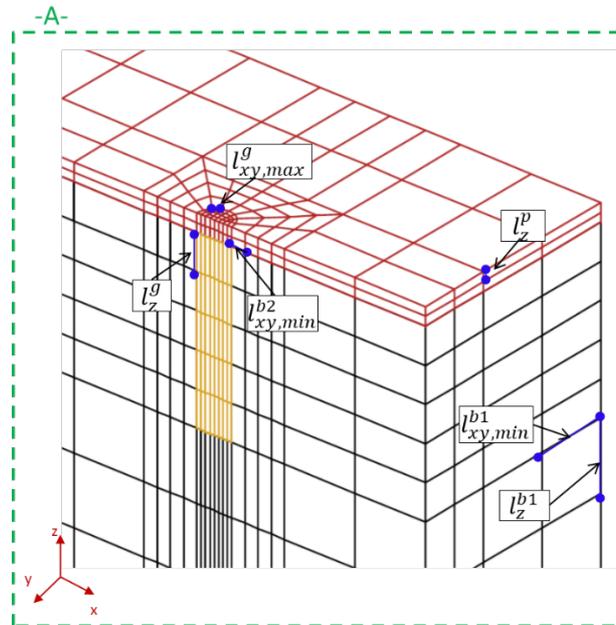


Figure 3-6 Repérage des dimensions de maillage des poutres SP1

Tableau 3-5 Dimensions caractéristiques du maillage des poutres SP1

Dimension des éléments	Béton			Plaques	Connecteurs	
	l_z^{b1} (mm)	l_{xy}^{b1} (mm)	l_{xy}^{b2} (mm)	l_z^p (mm)	l_z^g (mm)	$l_{xy,max}^g$ (mm)
	$2d_g = 25,4$	$2d_g = 25,4$	$1,9l_{xy,max}^g = 4,76$	$\frac{t_p}{2} = 3,25$	$d_g = 12,7$	$\frac{\pi d_g}{16} = 2,49$

Tableau 3-6 Nombre de nœuds des modélisations numériques des poutres SP1-1 et SP1-2

	Béton	Plaque		Connecteurs		Total
		Une plaque	Toutes les plaques	Un goujon	Tous les goujons	
SP1-1	34 436	5 067	10 134	342	6 840	51 410
SP1-2	24 806	3 357	6 714	342	3 420	34 940

Un modèle de comportement élasto-plastique à écrouissage isotrope permet de reproduire la réponse des aciers des goujons et des plaques. Les paramètres imposés à ces modèles correspondent aux données des matériaux fournies par les auteurs (Tableau 3-2). Le comportement du cœur de béton est simulé avec un modèle d'endommagement isotrope basé sur le modèle de Mazars (Mazars, 1984) régularisé en traction par une méthode énergétique de Hillerborg (Hillerborg, et al., 1976) et en compression par un calage automatique des paramètres de compression du modèle. Les lois d'évolution des paramètres A_c et B_c en fonction de la taille des éléments l_e (la racine cubique du volume des éléments) sont déterminées grâce à une étude de cubes élémentaires de béton en compression de dimensions variables. Aucune courbe de comportement du béton en compression n'est disponible pour ces essais, la courbe de référence de l'étude est alors définie pour un cube de 30 mm de dimension assurant un comportement post-pic proche de celui de l'essai 3B2-3 présenté dans (van Mier, 1984). La dimension du cube de béton est ensuite modifiée entre 30 mm et 1 mm et les valeurs de A_c et B_c sont déterminées afin d'assurer une conservation de la phase adoucissante du comportement en compression du béton. Les courbes contraintes – déplacements en compression et les valeurs de A_c et B_c obtenues sont présentées dans la Figure 3-7. Finalement les paramètres imposés pour le modèle de comportement du béton sont donnés dans le Tableau 3-7.

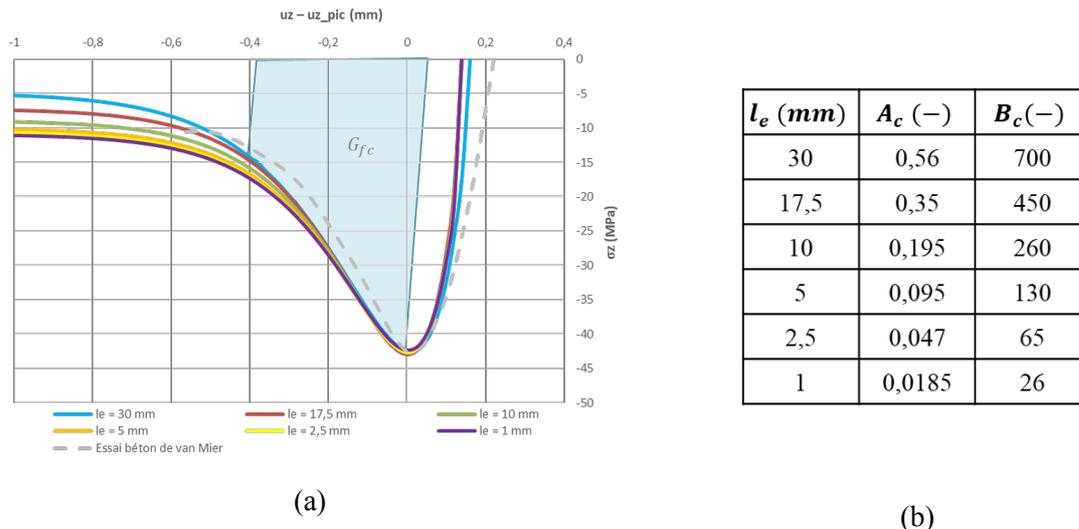


Figure 3-7 Résultats de l'étude de cubes de béton des essais SPI en compression de dimensions différentes (a) courbes contraintes – déplacements ; (c) paramètres A_c et B_c identifiés

Tableau 3-7 Paramètres du modèle de comportement du béton des poutres SPI

$G_{ft} (N \cdot m^{-1})$	κ_0 (-)	β (-)	A_c (-)	B_c (-)
150	f_{ct}/E_c	1,06	$67,598l_e^2 + 18,853l_e - 0,0006$	$25713l_e - 1,068$

Un quart des poutres étant modélisé, les conditions limites intègrent les conditions de symétrie, les appuis et le chargement vertical (Figure 3-8). Les déplacements dans la direction verticale (direction z) sont bloqués le long d'une ligne à la position des appuis expérimentaux (condition limite a). Un déplacement vertical est également appliqué sur la plaque d'acier supérieure à mi-portée (condition b). Les conditions de symétrie bloquent, elles, les déplacements normaux aux sections de symétrie (conditions c et d).

Les conditions de liaison aux interfaces entre les composants sont définies identiquement aux conditions développées dans la stratégie de modélisation (Figure 3-9). Une liaison unilatérale est définie entre le béton et les plaques (condition A) et entre le béton et les goujons (condition B). Le glissement relatif de ces composants est autorisé alors qu'en cas de contact une égalité de déplacement est imposée. Afin de reproduire l'accrochage par leurs têtes d'ancrage des goujons dans le béton, une liaison parfaite est imposée entre la surface de tête de goujon et le cœur de béton (déplacements identiques). Finalement, la liaison entre les connecteurs et les plaques est réalisée par la mise en place d'éléments de jonction en interface de ces deux composants. Les éléments de jonction sont répartis sur l'ensemble des nœuds constituant les sections d'interface goujon – plaque et une pondération de leurs caractéristiques permet de prendre en compte la surface de reprise de chaque élément. La direction normale des éléments de jonction correspond à la direction z du repère global du système et la première direction de cisaillement est la direction x . Une loi de comportement élastique linéaire est imposée dans la direction normale et la réponse des éléments de jonction est élasto-plastique à très faible écrouissage en cisaillement. Les paramètres à définir pour les modèles de comportement des éléments de jonction sont donnés dans le Tableau 3-8. Ces paramètres incluent $K_{n,J}$, $K_{s1,J}$ et $K_{s2,J}$ les raideurs élastiques dans la direction normale et les directions de cisaillement. Une valeur de $\kappa_{Jol,i} \times 1.10^{12} N/m$ est fixée pour ces raideurs afin de représenter la liaison par soudure avant rupture des goujons. La limite de comportement élastique de chaque interface P_{ult} est, elle, imposée égale à la résistance en cisaillement de la tige d'un goujon déterminée par l'Équation (3.1) :

$$P_{ult} = 0,8A_{gouj}f_{ug} = 49,5 \text{ kN} \quad (3.1)$$

avec $A_{gouj} = \pi d_g^2/4$.

Le chargement est finalement réalisé en déplacements imposés et la résolution est effectuée par une méthode implicite implémentée dans Cast3M (CEA, 2021).

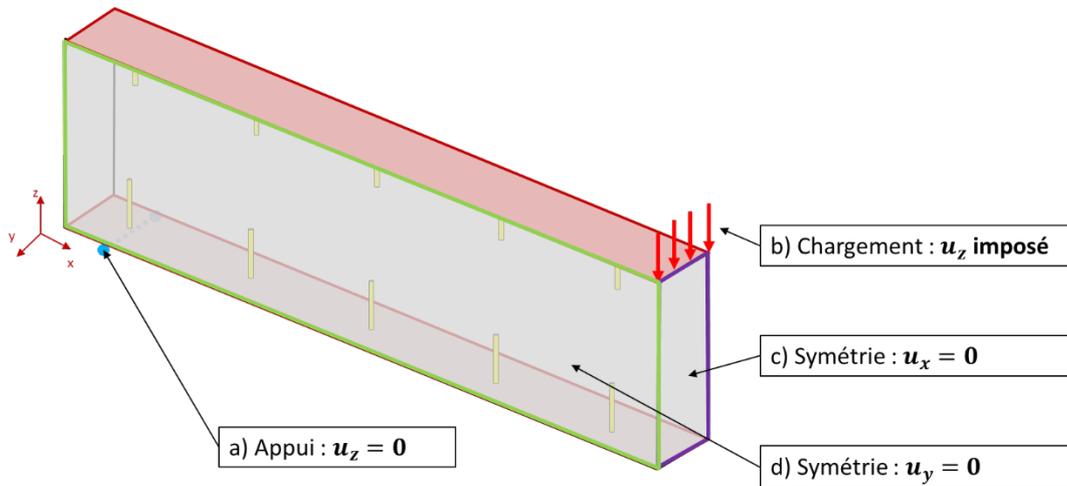


Figure 3-8 Conditions limites de la modélisation des poutres SPI en flexion



Figure 3-9 Conditions de liaison de la modélisation des poutres SPI

Tableau 3-8 Paramètres du modèle des éléments de jonction élasto-plastique des essais des poutres SPI

$K_{n,J}$ (N/m)	$K_{s1,J}$ (N/m)	$K_{s2,J}$ (N/m)	$P_{ult,J}$ (kN)	$K_{pla,J}$ (N/m)
$\kappa_{JOI,i} \times 1.10^{12}$	$\kappa_{JOI,i} \times 1.10^{12}$	$\kappa_{JOI,i} \times 1.10^{12}$	$\kappa_{JOI,i} \times 49,5$	$\kappa_{JOI,i} \times 1.10^1$

avec $\kappa_{JOI,i}$ le coefficient de pondération de l' $i^{\text{ème}}$ l'élément de jonction.

3.1.2.2. Résultats et analyses

Poutre SP1-1 à action composite complète

La courbe effort F – flèche f obtenue pour la modélisation de la poutre SP1-1 est comparée en Figure 3-10 au résultat expérimental. Cette courbe est la courbe enveloppe de l'essai en charge-décharge car les déformations permanentes ne peuvent être reproduites par les choix de modélisation (modèle sans plasticité notamment). Le graphique montre une bonne correspondance du comportement global de la poutre SP1-1 modélisée (phase élastique et dégradations mécaniques). En particulier, la résistance et la rigidité de la structure sont retrouvées. À une flèche de $f = 13,9 \text{ mm}$, la flèche de la ruine expérimentale, la résistance de la poutre obtenue avec la modélisation 3D est de $F_{3D}^{SP1-1} = 382,02 \text{ kN}$, soit une différence de 6 % avec le résultat expérimental. Différentes chutes des efforts repris par le système sont visibles dans la courbe de la modélisation. Ces chutes sont dues à l'apparition des « fissures » (zones d'endommagement localisées) dans le cœur de béton. La première perte d'effort, pour une force $F_{f1} = 96,9 \text{ kN}$, correspond à l'ouverture de la fissure verticale de flexion du béton. Comme lors de l'essai, cette fissure apparaît rapidement et modifie la rigidité de la structure. La deuxième chute d'effort représente l'ouverture d'une fissure de cisaillement inclinée à environ 45° .

Cette fissure apparait à un effort de $F_{f2} = 258 \text{ kN}$ et entraîne également une diminution de la raideur de la poutre. Les pertes d'effort suivantes correspondent à l'ouverture de fissures en fibre inférieure du cœur illustrant une propagation de l'endommagement du béton.

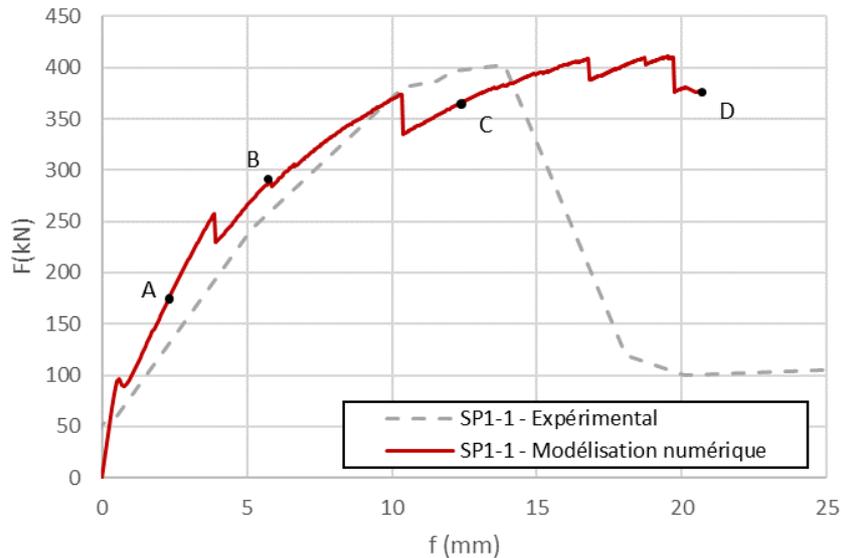


Figure 3-10 Courbe effort – flèche de la modélisation de la poutre SP1-1

Afin de mieux comprendre le comportement global de la poutre SP1-1, il est possible d'étudier la réponse de chaque composant. L'endommagement du béton, les déformations des plaques, les déformations et efforts de cisaillement dans les goujons et enfin le glissement en interface permettent de caractériser les différents phénomènes influençant le comportement de la poutres SCS à action composite complète.

La Figure 3-11 présente l'évolution du faciès d'endommagement du béton au cours du chargement. À une flèche de $f = 2,2 \text{ mm}$, seule la fissure verticale est visible (Figure 3-11 (a)). Cette fissure s'initie au niveau du goujon soudé à la plaque inférieure le plus proche de la section de chargement. Puis elle se propage verticalement vers la fibre supérieure de la poutre. Le chargement ainsi que les déformations des goujons vont générer rapidement des contraintes de traction dans le béton entraînant l'apparition de cette fissure de flexion. Des microfissures verticales en fibre inférieure s'ouvrent ensuite avec l'augmentation des efforts, de la section de chargement vers l'appui. Elles apparaissent également au niveau des goujons soudés à la plaque inférieure et plus particulièrement au niveau de l'écrasement du béton dans la zone de connexion (comportement analogue à celui visible dans les essais push-out). Ce phénomène illustre l'augmentation des contraintes de traction dans le béton et le transfert d'effort réalisé par les goujons. Une fissure diagonale reliant la fibre inférieure de la poutre et le point d'application du chargement s'ouvre ensuite à partir d'une microfissure de flexion du béton. Cette large fissure inclinée à environ 45° , est visible pour une flèche de $f = 5,8 \text{ mm}$ sur la Figure 3-11 (b). Une ruine sous effort tranchant du béton est alors obtenue et est similaire au mode de ruine d'une poutre en béton armé, confirmant la bonne participation des plaques à la résistance de la poutre. Finalement, les Figure 3-11 (c) et (d) montrent l'ouverture de petites fissures en fibre inférieure du cœur de béton dans le prolongement de la fissure diagonale. Ces fissures confirment une propagation de la fissure de cisaillement vers l'appui le long d'un chemin parallèle à la plaque inférieure de la poutre SP1-1. De l'endommagement du béton autour des goujons est également visible en surfaces haute et basse du cœur. Ces observations montrent un écrasement localisé du béton dû à l'action des goujons. Ainsi, ces résultats valident le choix du modèle de comportement du béton qui permet à la fois de retrouver le comportement local (initiation des fissures autour des goujons) et global (fissure diagonale, propagation horizontale de l'endommagement). Le mode de ruine final est alors en accord avec les résultats expérimentaux. Une ruine sous effort tranchant de la poutre à action composite complète est caractérisée par la présence de la fissure diagonale reliant le point d'application de la charge à la fibre inférieure de la poutre et sa propagation le long de la fibre inférieure de la poutre.

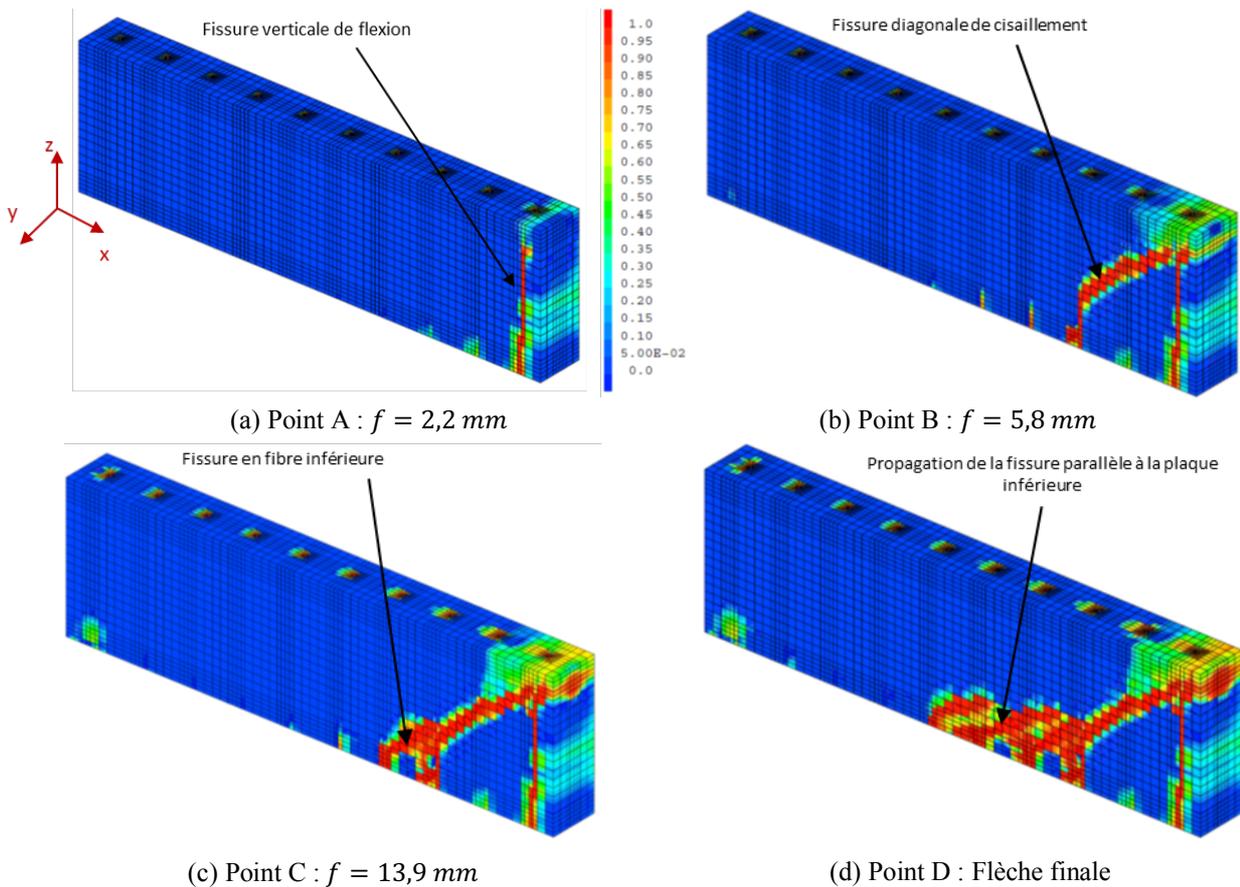


Figure 3-11 Evolution du faciès d'endommagement du béton de la modélisation de la poutre SP1-1

Les réponses des plaques peuvent être observées dans la Figure 3-12 présentant les déformations longitudinales des plaques pour les flèches correspondantes aux points A, B et C de la courbe de comportement de l'essai SP1-1 (Figure 3-10). De bonnes correspondances des déformations longitudinales numériques et expérimentales sont visibles. Les déformations longitudinales des plaques sont plus importantes au centre de la poutre (au niveau de la section de chargement) alors qu'elles sont proches de zéro au niveau de l'appui. La participation de la plaque inférieure est également plus grande que celle de la plaque supérieure comme les déformations y sont plus importantes. En fibre inférieure de la section, le béton subit de la traction et étant moins résistant sous ces sollicitations (fissuration), le transfert de charge à la plaque inférieure augmente. L'évolution des déformations longitudinales en fonction du chargement est également bien retrouvée avec la modélisation numérique confirmant ainsi une bonne reproduction de la réponse des plaques. Les variations sur les courbes des déformations numériques montrent que la réponse des plaques dépend intimement de la position des connecteurs. En effet, une hausse des déformations longitudinales est visible à l'abscisse de chaque goujon justifiant une rigidification locale du système plaque – goujons à la position des connecteurs favorisant le transfert de charge aux plaques. À une flèche de $f = 13,9 \text{ mm}$, une plastification locale de la plaque inférieure est remarquable pour une abscisse de 1143 mm . En effet, en ce point, la déformation plastique longitudinale de la plaque inférieure dépasse la déformation plastique de l'acier $\epsilon_y = 2186 \mu\epsilon$. Cette plastification de l'acier est localisée au niveau de la fissure de cisaillement du béton et confirme la bonne participation de l'acier à la reprise d'effort. Dans les résultats expérimentaux, cette dégradation locale de l'acier est visible dans la portée à droite du chargement. Concernant la plaque supérieure, des déformations importantes sont visibles au centre de la poutre. Ces hausses de déformations sont dues au choix de modélisation qui applique une charge linéaire directement sur la plaque et entraîne une concentration de déformations à ce niveau. Ce point à part, la réponse de la plaque supérieure est également en accord avec les résultats expérimentaux. Ainsi, la mise en place des éléments de jonction en interface goujon – plaque permet bien de reproduire le transfert d'effort entre ces deux composants et de retrouver le bon mode de ruine du système.

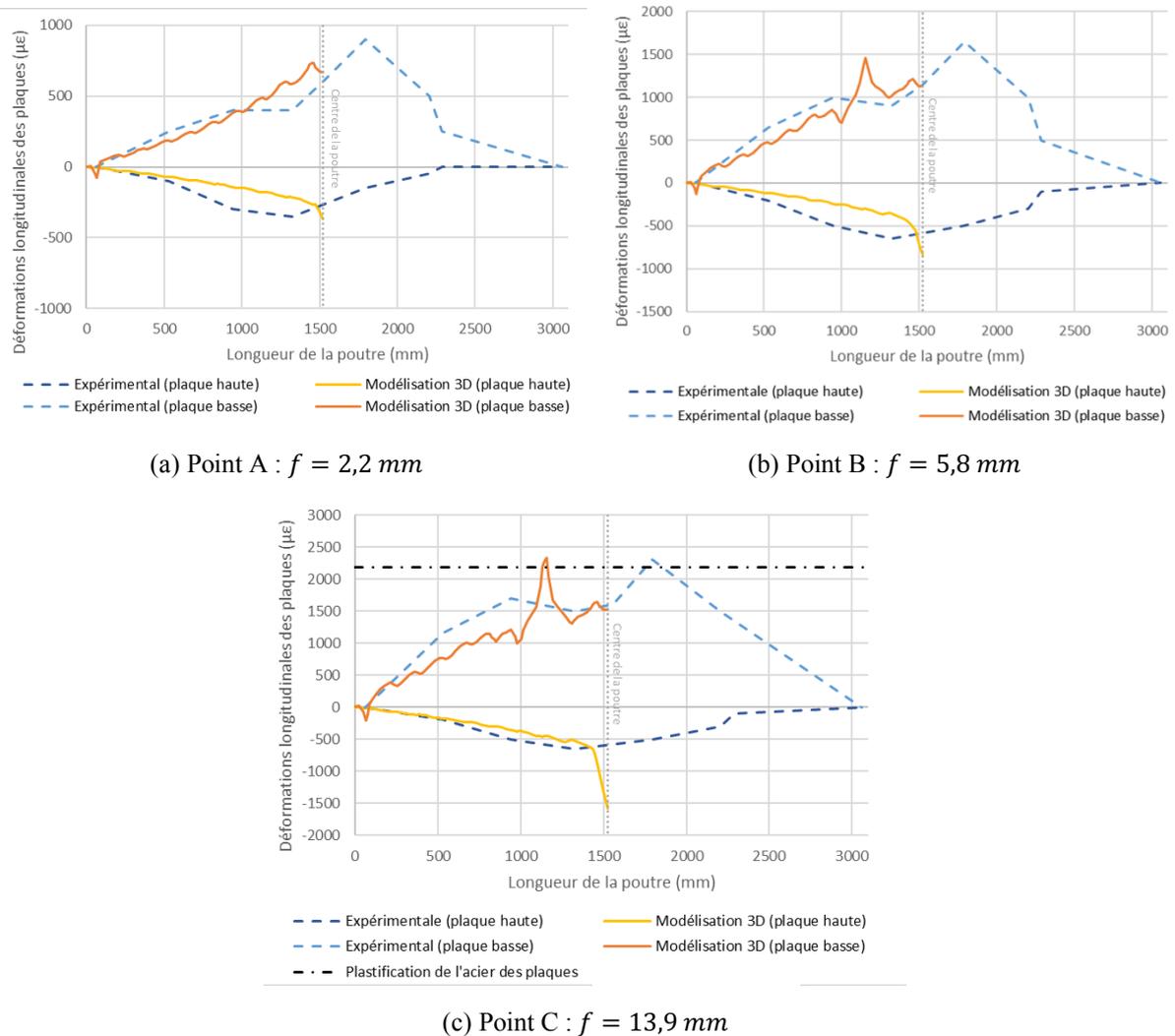


Figure 3-12 Déformations longitudinales des plaques le long de la poutre de la modélisation de la poutre SP1-1

L'observation des déformations plastiques cumulées des connecteurs aux points C et D (Figure 3-13) montre un comportement identique à celui des goujons de l'essai push-out. L'initiation de la plastification des connecteurs se fait par cisaillement au niveau de la soudure avec les plaques. Cette plastification se propage ensuite au centre de la section d'interface. La plastification est également visible au niveau de la courbure de flexion des goujons. La comparaison des déformations plastiques cumulées des connecteurs en fibre inférieure et supérieure montre une plastification plus importante des goujons soudés à la plaque tendue. La traction du béton dans cette zone va favoriser la participation des plaques et augmenter les efforts dans les goujons. Au niveau de l'interface supérieure, la résistance importante du béton en compression et son endommagement moins significatif va réduire le glissement et les efforts dans les connecteurs.

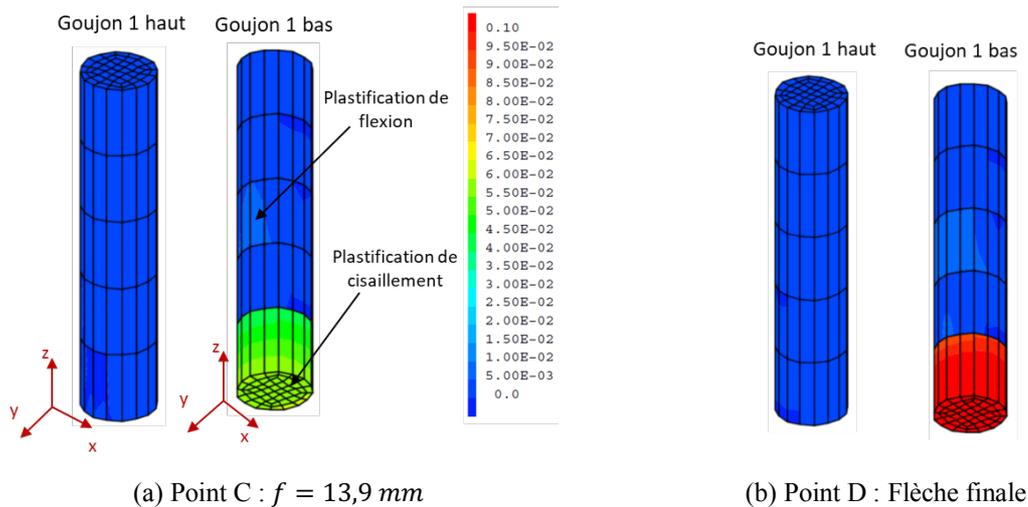
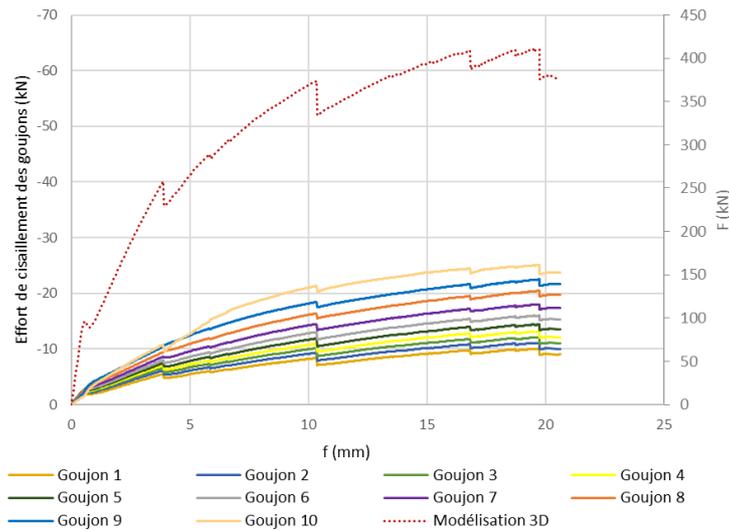
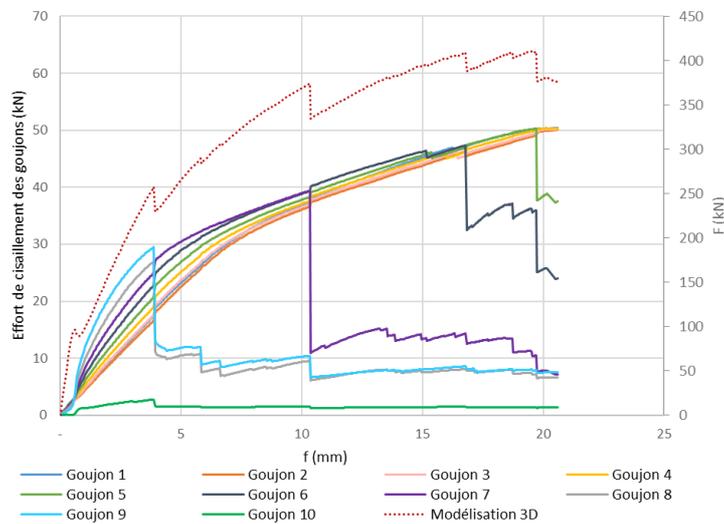


Figure 3-13 Faciès de plastification de goudons de la modélisation de la poutre SP1-1

Il est également possible d'observer l'évolution de la résultante des efforts de cisaillement des goudons au niveau des sections d'interface avec les plaques. Pour cette analyse, les goudons en interface haute et basse sont numérotés de 1 à 10 : le goujon 1 étant celui le plus proche de la section d'appui et 10 celui à proximité de la section de chargement au milieu de la poutre. La Figure 3-14 montre dans un premier temps que l'ensemble des goudons soudés à la plaque basse supportent des charges de cisaillement plus importantes que les goudons associés à la plaque supérieure. Ces observations confirment les analyses précédentes montrant la participation plus importante de la plaque inférieure pour renforcer le béton en traction. Concernant les goudons au bas de la section, dès le début de l'endommagement du béton aux premiers pas de chargement, le goujon 10 (proche de la section de charge) est déchargé. La ruine du béton dans cette zone entraîne une « décharge » locale de la structure en lien avec la présence de la fissure macroscopique dans le cœur de béton. Une nouvelle répartition des efforts dans la structure est donc visible entraînant une décharge du connecteur dans la zone concernée. Les efforts de cisaillement sont alors repartis sur les autres goudons de l'interface. En particulier, à l'ouverture de la fissure de flexion, une augmentation importante des efforts de cisaillement à la section d'interface du goujon 9 montre l'augmentation de sa participation suite à la décharge du goujon 10. Ce phénomène est retrouvé à l'ouverture des autres fissures de la poutre. Par exemple, à l'initiation de la fissure de cisaillement ($f = 3,88 \text{ mm}$), deux goudons supplémentaires sont déchargés situés entre la base de la fissure inclinée et le centre de la poutre (goudons 9 et 8). Lors de la propagation de la fissure de béton, trois nouvelles décharges de connecteurs sont visibles successivement (goudons 7 puis 6 et ensuite le 5). Ces observations permettent d'expliquer les variations de rigidité de la courbe effort – flèche de la poutre. En effet, l'ouverture de fissure entraîne une baisse du nombre de goudons participant au transfert d'effort entre le béton et les plaques. Ainsi, plus le nombre de fissure augmente et plus la liaison entre les composants diminue, réduisant la raideur du système. Ce phénomène n'est pas visible pour les goudons soudés à la plaque supérieure car les fissures n'atteignent pas la fibre supérieure de la section (uniquement le point de chargement). Les variations visibles dans les courbes d'effort de cisaillement des goudons sont alors en lien avec les variations d'effort dans la poutre. Finalement, ces figures montrent que seuls les 4 goudons proches de l'appui en fibre inférieure atteignent la résistance en cisaillement théorique des connecteurs. Le plateau horizontal des efforts visible pour ces goudons montre que le plateau plastique de l'ensemble des éléments de jonction de leur interface a été activé. Ces observations confirment que le mode de ruine de la poutre SP1-1 n'est pas une ruine par cisaillement longitudinal. En effet, la plastification de ces goudons n'est visible que bien après la ruine expérimentale de l'essai (sous effort tranchant du béton) également remarquable numériquement par la plastification de la plaque inférieure (Figure 3-12).



Goujons soudés à la plaque supérieure



Goujons soudés à la plaque inférieure

Figure 3-14 Evolution des efforts de cisaillement dans les goujons en fonction de la flèche de la poutre SP1-1

Un autre élément permettant de mieux comprendre la réponse de la poutre SP1-1 est l'étude du glissement en interfaces haute et basse. Les déplacements longitudinaux différentiels entre le béton et les plaques le long d'une ligne au centre de la poutre sont présentés pour différentes flèches sur la Figure 3-15. Un glissement nul est visible au niveau de la surface centrale en lien avec les conditions limites de symétrie imposées à cette section. Le glissement va ensuite augmenter le long de la poutre jusqu'à l'appui. Un faible glissement est observable à une flèche de $f = 0,25 \text{ mm}$, avant la première fissure de flexion. À ce niveau de chargement, les glissements en interfaces supérieure et inférieure ont des ordres de grandeur équivalents et sont inférieurs au centième de millimètre. En revanche, lorsque le chargement augmente et après l'apparition de fissures, d'importantes discontinuités du glissement à l'interface basse sont remarquables. Une redistribution du glissement est ensuite visible le long de la poutre. Ainsi, pour un $f = 2,2 \text{ mm}$, une forte augmentation du glissement est visible à l'abscisse de la fissure de flexion et pour $f = 5,8 \text{ mm}$ et $f = 13,9 \text{ mm}$ plusieurs discontinuités sont présentes au niveau de l'initiation de chaque fissure du béton. Finalement, à la flèche de la ruine expérimentale, le glissement maximal atteint une valeur de $2,8 \text{ mm}$ en interface basse alors qu'il demeure inférieur au millimètre en interface haute. Ces observations confirment les analyses précédentes concernant les efforts de cisaillement dans les goujons. En effet, avant la fissure de flexion, le glissement interfacial est quasi-homogène le long de la poutre et les goujons soudés aux plaques présentent des efforts de cisaillement équivalents (sauf le goujon 10 dont les efforts sont inférieurs suite à l'endommagement rapide du béton aux premiers pas de chargement et au faible glissement). À l'ouverture des fissures, les goujons présents entre la fissure et

la section de chargement subissent un glissement inférieur, réduisant les efforts de cisaillement en interface. Alors que les connecteurs situés à droite de la fissure (entre la fissure et l'appui) voient un glissement décroissant de la fissure à l'appui. L'intensité de glissement est donc bien à l'origine des efforts de cisaillement que subissent les connecteurs et l'ouverture de fissures tend à augmenter le glissement localement.

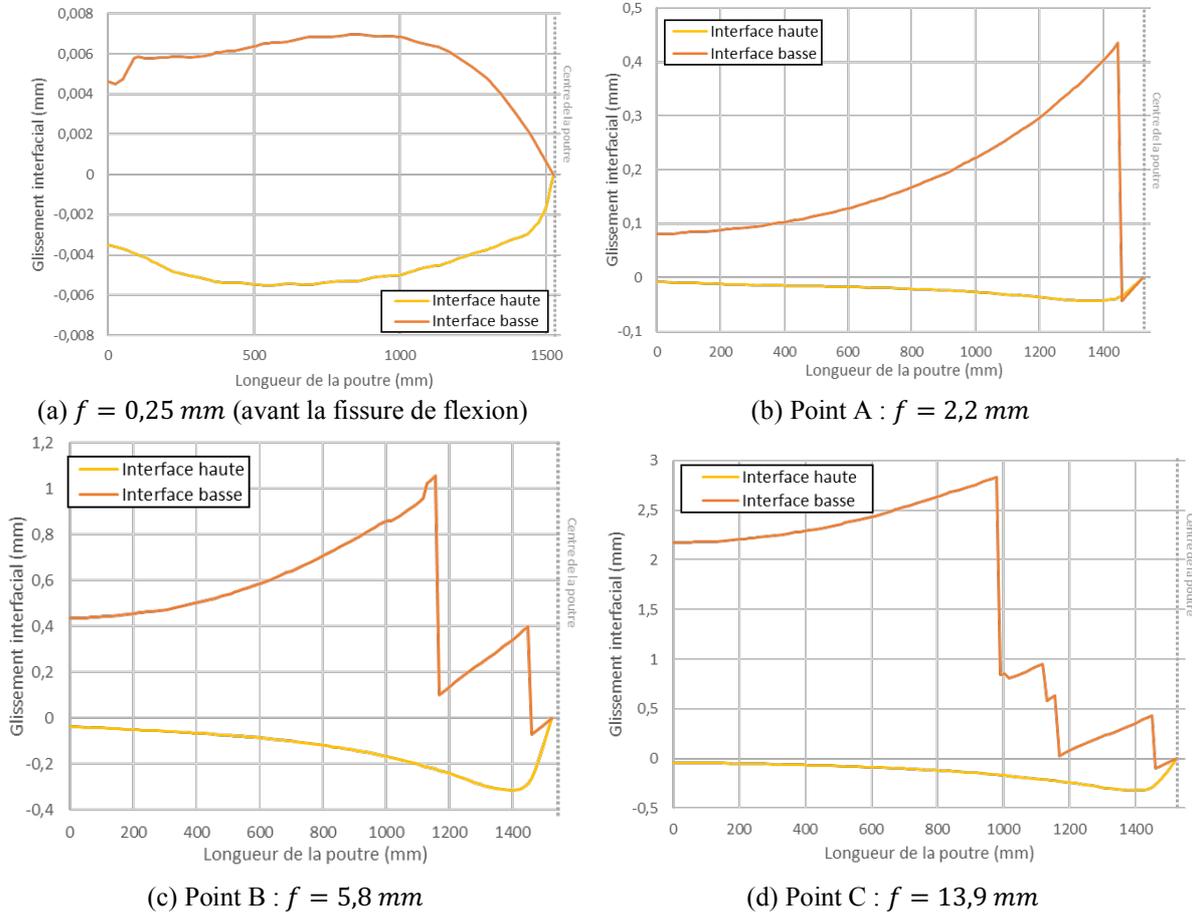


Figure 3-15 Evolution du glissement le long de la demi-portée de la modélisation de la poutre SP1-1

Finalement, le comportement d'une poutre SCS à action composite complète est retrouvé ici. Cette poutre SP1-1 présente une résistance et une rigidité importantes et un mode de ruine sous effort tranchant justifiant la bonne participation du béton et des plaques à la reprise d'effort. Une action composite complète est retrouvée pour cette poutre. La modélisation permet également d'observer l'évolution du glissement le long des interfaces entre le béton et les plaques haute et basse. Initialement et avant toute dégradation mécanique du béton, le glissement est quasi-homogène le long de la poutre et l'ensemble des goujons résistent à des efforts de cisaillement équivalents. À l'ouverture d'une fissure, une discontinuité de glissement est visible augmentant localement sa valeur et modifiant la redistribution de long de la poutre. Une décharge des goujons situé entre la fissure et la section de charge augmente alors les efforts de cisaillement sur les autres connecteurs. Malgré cela, le nombre de connecteur élevé permet d'assurer un comportement de poutre à action composite complète et le glissement, bien que non nul, demeure limité.

Poutre SP1-2 à action composite partielle

La poutre SP1-2 présente deux fois moins de connecteurs que la poutre SP1-1 et cette différence impacte directement le comportement du système : la résistance et la raideur de la poutre sont diminuées pour un même déplacement appliqué. La Figure 3-16 compare les courbes efforts F – flèches f obtenues lors de l'essai présenté par l'auteur (ramenée à la phase de recharge du cycle) et le résultat de la modélisation numérique. Cette figure montre un comportement global de la poutre correctement retrouvé. En particulier, à la flèche de la ruine expérimentale $f = 24,5 \text{ mm}$, la modélisation numérique permet

d'obtenir une résistance de la poutre de $F_{3D,num}^{SP1-2} = 231,5 \text{ kN}$, soit un écart de 10 % avec la résistance expérimentale. Comme pour la poutre à action composite complète (poutre SP1-1), une première décharge est visible et correspond à l'ouverture de la fissure verticale de flexion près du connecteur bas à proximité de la section de charge. Puis une seconde décharge apparaît à une flèche de $f = 13,9 \text{ mm}$ et un effort maximal de $256,2 \text{ kN}$. La baisse d'effort correspond ici à l'apparition d'une fissure de cisaillement inclinée avec un angle supérieur à 45° dans le cœur de béton. Suite à ce pic d'effort, une importante baisse de la raideur de la poutre est visible et un plafonnement des efforts repris par le système peut être identifié (effort constant pour une flèche croissante). Ce plateau correspond à l'effort de cisaillement maximal qui peut être transmis par les goujons encore résistants. L'effort transféré est plafonné à la résistance en cisaillement théorique des goujons par la présence des éléments de jonction à comportement élasto-plastique en interface goujon – plaque. Ce phénomène montre alors que le mode de ruine de la poutre SP1-2 est une ruine par cisaillement longitudinal important entraînant la rupture des goujons en cisaillement.

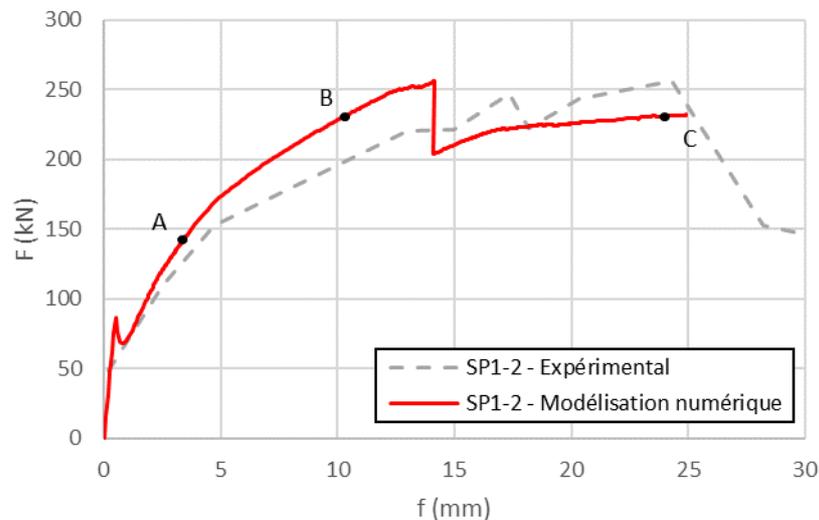


Figure 3-16 Courbe effort – flèche de la modélisation de la poutre SP1-2

Le mode de ruine différent de cette poutre peut être observé en Figure 3-17 présentant l'évolution du faciès d'endommagement du cœur de béton de la poutre SP1-2. La fissure verticale de flexion apparaît rapidement dans le béton à partir de l'endommagement du béton autour du goujon bas le plus proche de la section de charge. Le modèle de comportement du béton choisi mène ensuite à une concentration des contraintes dans le béton dans la zone autour des goujons et l'apparition de fissures verticales au niveau de chaque goujon soudé à la plaque basse (Figure 3-17 (b)). Ce phénomène montre une poursuite de la reprise des efforts de traction en fibre inférieure de la poutre après la première fissure de flexion, illustrant la participation de la plaque inférieure. Le faciès d'endommagement final de la poutre SP1-2 est visible en Figure 3-17 (c) et présente une fissure inclinée. À partir de l'endommagement du béton autour du deuxième goujon proche de la section de charge en interface basse, une fissure inclinée se propage et relie la fibre inférieure de la poutre au point d'application de la charge. Cette fissure présente une inclinaison supérieure à 45° . Bien que cette fissure ne soit pas mentionnée dans les résultats expérimentaux, ce mode de ruine illustre la ruine d'une poutre sandwich à action composite partielle selon (Zhang, et al., 2020). En effet, la liaison entre le béton et la plaque autorise un transfert d'effort après la première fissure de flexion et l'augmentation des efforts dans le système entraîne l'apparition de la fissure de cisaillement dans le béton. La présence d'un glissement important entre le cœur de béton et les plaques va cependant modifier l'inclinaison de la fissure (par rapport à une fissure d'effort tranchant visible pour les poutres à action composite complète) car il réduit la participation de la plaque inférieure et augmente les déformations du système.

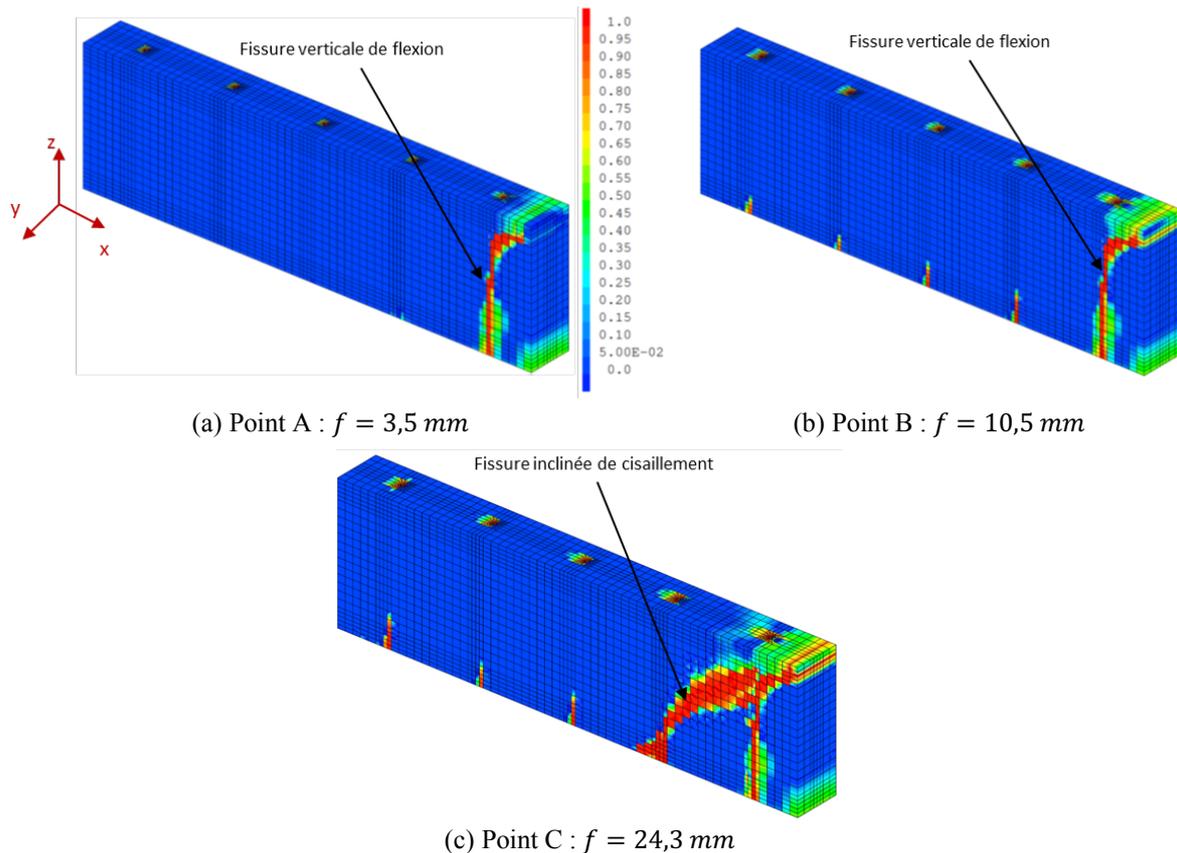


Figure 3-17 Evolution du faciès d'endommagement du béton de la modélisation de la poutre SP1-2

Il est également possible d'observer la réponse numérique des plaques d'acier de la poutre. Les déformations longitudinales des plaques pour les flèches des points A, B et C de la courbe de comportement de la poutre SP1-2 sont présentées en Figure 3-18. L'allure globale de la répartition des déformations et les ordres de grandeur sont en accord avec les résultats expérimentaux en particulier pour les déformations longitudinales de la plaque supérieure au cours du chargement (les hausses de déformations visibles au centre de la poutre sont également dues à l'application de la charge à cette localisation). Des écarts plus importants sont remarquables pour la réponse de la plaque inférieure. En effet, des fluctuations des déformations longitudinales le long de la poutre plus importantes que pour la poutre SP1-1 sont visibles et impactent la répartition de déformations, en plus des différences observables sur le comportement global (courbe effort – flèche). Les espacements des goujons entraînent une localisation importante de la rigidité du système, ce qui accentue les variations de déformations localement au niveau des connecteurs. Il est remarqué que pour la poutre SP1-2, à l'inverse de la poutre SP1-1, aucune plastification locale de la plaque inférieure n'est visible. Ce phénomène illustre un transfert d'effort vers les plaques moins importantes car le degré d'interaction de cette poutre est plus faible. Le mode de ruine de cette poutre correspond donc bien à la ruine d'une poutre sandwich à action composite partielle.

Le comportement des goujons est équivalent à la réponse des connecteurs dans les essais push-out. Les goujons travaillent principalement en cisaillement et une faible flexion est visible au niveau du point de courbure des tiges (Figure 3-19). La plastification des goujons est cependant plus rapide et plus importante que pour la poutre SP1-1. La Figure 3-20 présente les efforts de cisaillement résultant de la section d'interface avec les plaques de chaque goujon. Comme pour la poutre à action composite complète, l'ouverture de fissure dans le béton entraîne la décharge des goujons situés entre la fissure et la section de charge. Cependant le plateau de plastification des goujons soudés à la plaque basse encore participant est atteint à partir d'une flèche de la poutre d'environ $f = 17,2 \text{ mm}$, avant la ruine expérimentale. Ce plateau montre que l'ensemble des éléments de jonction constituant les interfaces goujons résistants – plaques sont en phase plastique. Les efforts dans les goujons égalent alors leur résistance en cisaillement et la ruine de la poutre est due à leur rupture. En effet, si les goujons assurent

la transmission d'effort ont rompu, les plaques ne renforcent plus le béton et ne participent plus à la résistance de la structure. Il y a alors rupture de la structure.

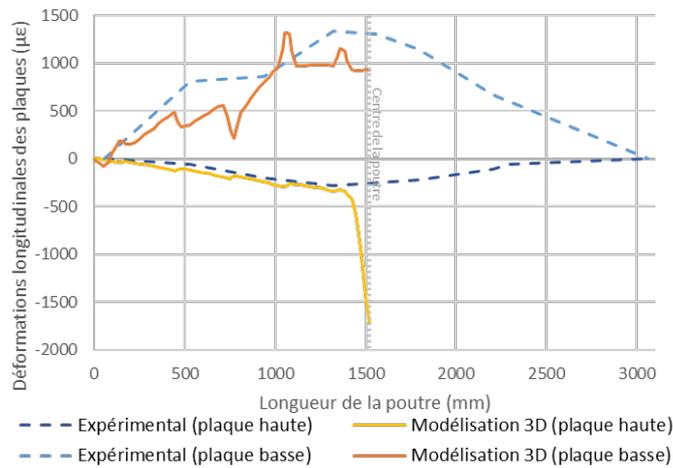
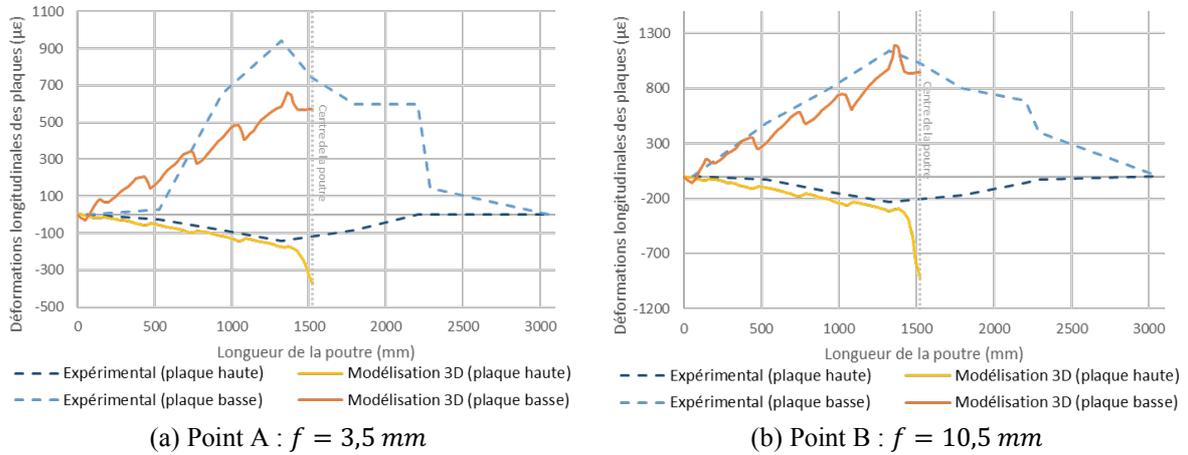


Figure 3-18 Déformations longitudinales des plaques le long de la poutre de la modélisation de la poutre SP1-2

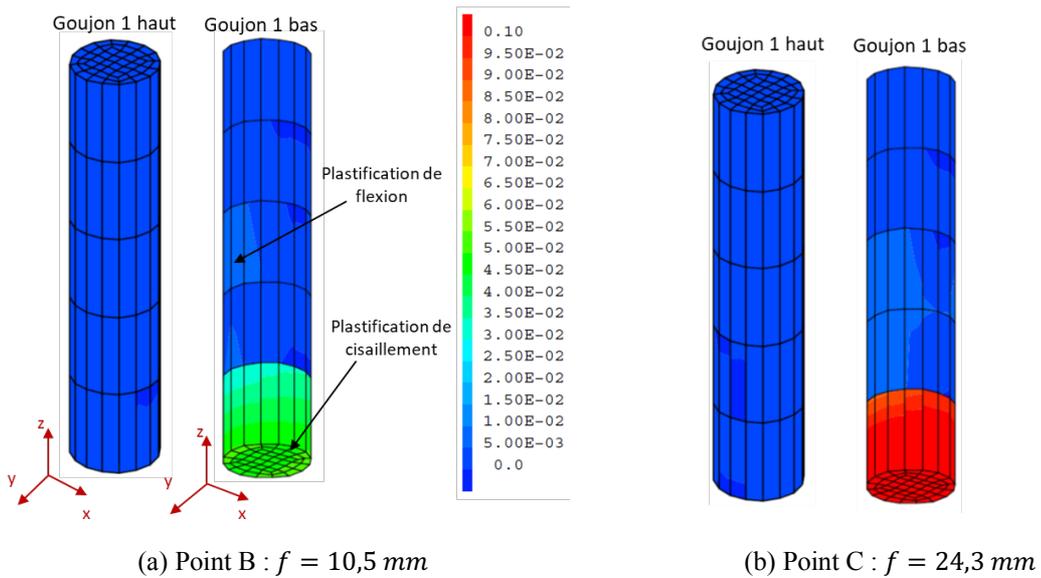


Figure 3-19 Faciès de plastification de goujons de la modélisation de la poutre SP1-2

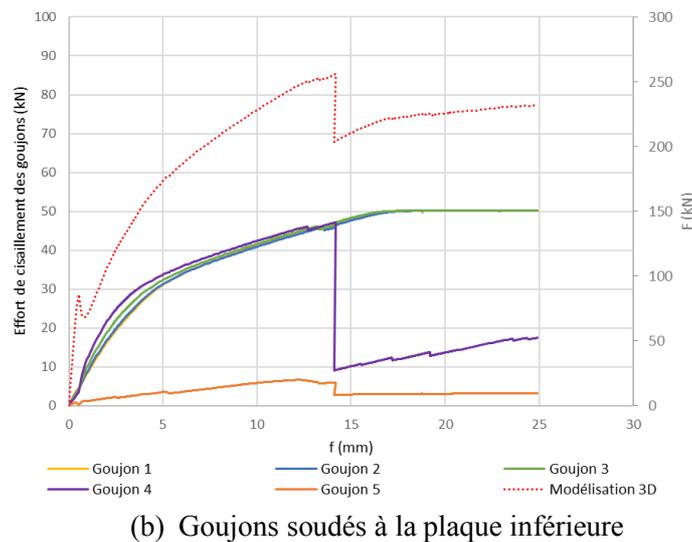
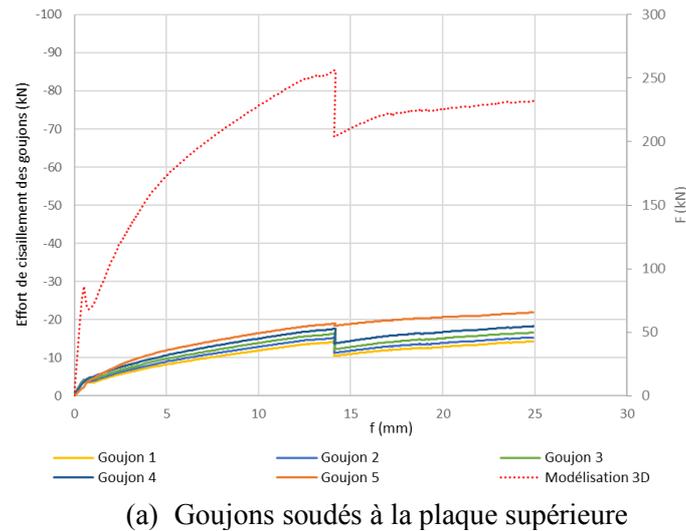


Figure 3-20 Evolution des efforts de cisaillement dans les goujons en fonction de la flèche de la poutre SP1-2 (a) goujons soudés à la plaque supérieure ; (b) goujons soudés à la plaque inférieure

Finalement, la Figure 3-21 montre des glissements de la poutre SP1-2 aux interfaces béton – plaques bien plus importants que pour la poutre SP1-1 tout au long du chargement. Par exemple, à une flèche de $f = 0,25 \text{ mm}$ le glissement maximal de la poutre faiblement goujonnée est de $0,016 \text{ mm}$ contre $0,007 \text{ mm}$ pour la poutre fortement goujonnée. Les mêmes variations sont cependant observables : avant l'ouverture de la première fissure, le glissement est quasi-homogène proche de l'appui et nul au niveau du centre de la poutre et il est équivalent en interface haute et basse. À l'ouverture des fissures, des discontinuités importantes sont visibles en l'interface basse à l'abscisse des fissures modifiant la répartition du glissement sur le reste de la portée. Les fissures entraînent également une importante hausse du glissement. En fin de chargement, le glissement en interface basse présente une valeur maximale de $6,5 \text{ mm}$ (plus de 2 fois plus grand que le glissement maximal de la poutre SP1-1). Cette valeur importante de glissement explique les efforts de cisaillement présents dans les goujons soudés à la plaque inférieure et la rupture sous cisaillement longitudinal de la poutre.

La modélisation numérique de la poutre SP1-2 permet bien de retrouver le comportement de cette poutre sandwich à action composite partielle. La baisse de résistance et de rigidité par rapport à une poutre à action composite complète est reproduite. De même, le mode de ruine par cisaillement longitudinal des goujons et sans plastification de la plaque inférieure est représenté grâce à la méthode de modélisation du béton permettant d'assurer la bonne réponse du cœur à la fois globalement dans la poutre (sous la flexion) et localement dans la zone autour des goujons (écrasement et arrachement). De plus, la stratégie de modélisation des goujons en cisaillement avec la mise en place des éléments de jonction en interface avec les plaques permet de limiter les efforts transmis par les goujons à leur résistance en cisaillement.

L'activation du plateau plastique des éléments de jonction constituant les interfaces des goujons résistants montre que la ruine du système est due à la rupture en cisaillement des connecteurs. L'observation du glissement aux interfaces présente également un glissement de la poutre plus grand que celui de la poutre SP1-1 tout au long du chargement. Les goujons étant présents pour contrer ce glissement, ces résultats expliquent les importants efforts de cisaillement dans les connecteurs. Ce glissement explique également le changement d'angle de la fissure d'effort tranchant dans le béton car il réduit la participation des plaques à la résistance de la poutre mixte. Le comportement de la poutre à action composite partielle est ainsi validé.

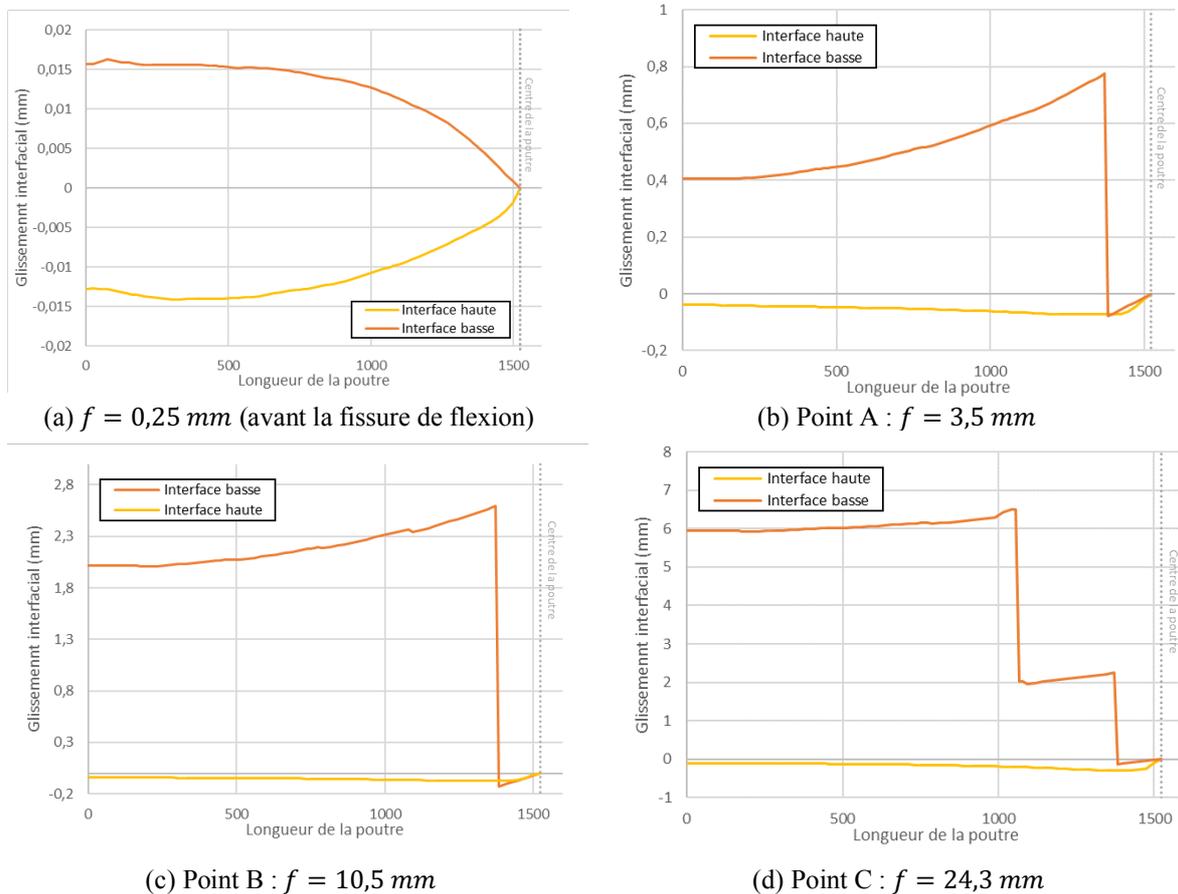


Figure 3-21 Evolution du glissement le long de la demi-portée de la poutre SP1-2 modélisée

3.1.3. Calcul analytique de la réponse et impact du glissement sur la flèche de poutres SCS

Il est possible de déterminer analytiquement la réponse de ces poutres SCS sous flexion. Deux théories élastiques sont étudiées dans cette partie :

- la théorie des poutres en considérant une adhérence parfaite entre les composants et un comportement d'ensemble de la section mixte.
- la théorie développée par (Johnson, 2004) calculant le glissement interfacial à partir d'une hypothèse d'adhérence partielle entre le béton et l'acier. Le travail d'ensemble du béton et des plaques est réduit par rapport à une adhérence parfaite.

Le développement des calculs présentés est visible en Annexe B. Pour la suite de l'étude, les calculs sont réalisés pour une force de flexion appliquée de $F = 50 \text{ kN}$ afin de s'approcher de l'hypothèse de comportement élastique des matériaux (avant la première fissure macroscopique du béton). Pour cette étude, l'origine de l'axe des abscisses est placée au centre de la poutre, au niveau de la section de chargement.

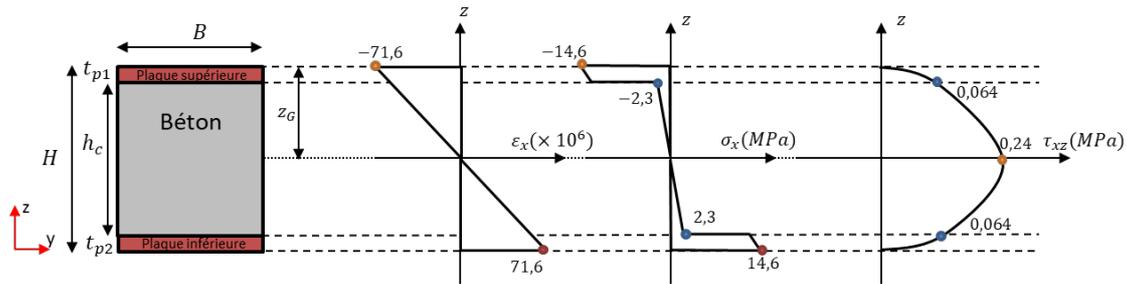
3.1.3.1. Calculs sous adhérence parfaite

Figure 3-22 Diagrammes des déformations et des contraintes normales et de cisaillement d'une section de poutre SCS sous hypothèse d'adhérence parfaite cœur – plaque sous une force $F = 50 \text{ kN}$

Dans un premier temps, une analyse théorique élastique considère une adhérence parfaite entre le béton et les plaques. La théorie des poutres classique peut alors être utilisée en supposant une hypothèse de continuité des déformations dans la section mixte (Figure 3-22).

L'ensemble des caractéristiques et l'état de contrainte de la section peuvent être déterminés en prenant en compte la participation optimale du béton et des plaques due à l'absence de glissement et à l'action composite complète. En particulier, des caractéristiques homogénéisées sont calculées et permettent la détermination des diagrammes de déformations longitudinales, de contraintes normales et de cisaillement au sein de la section calculées selon les Équations (3.2), (3.3) et (3.4) et visibles en Figure 3-22.

$$\varepsilon_x(x, z) = \frac{N(x)}{(EA)_h} - \frac{M(x)}{(EI)_h} z \quad (3.2)$$

$$\sigma_x(x, z) = E(z)\varepsilon_x(x, z) \quad (3.3)$$

$$\tau_{xz}(x, z) = \frac{V(x)(ES_y)_h(z)}{(EI)_h B} \quad (3.4)$$

avec

- $N(x), V(x)$ et $M(x)$ les efforts normaux, tranchants et le moment fléchissant le long de la poutre. L'évolution de ces efforts internes peut être déterminée par un calcul de résistance des matériaux (RDM) appliqué à une poutre en flexion 3 points.
- $(EA)_h = \int_S E(z)dA$ est la raideur longitudinale de la section homogénéisée (aire des sections multipliée par le module élastique) calculée à partir des aires et des caractéristiques des matériaux
- $(EI)_h = \int_S E(z)z^2 dA$ est la raideur de flexion de la section homogénéisée (moment quadratique multiplié par le module élastique) calculée à partir des inerties, des aires, des positions des centres de gravité de chaque composant et des caractéristiques des matériaux.
- $(ES_y)_h(z) = \int_{S'} E(z)z dA$ est le moment statique homogénéisé de la partie S' de la section au-dessus de z (moment statique multiplié par le module élastique). Ce paramètre varie en fonction de la hauteur z et du matériau concerné.
- $E(z)$ est le module élastique prenant la valeur de E_s ou E_c en fonction de z
- B est la largeur de la section (profondeur suivant y)

La flèche élastique de la poutre est alors calculée à partir des caractéristiques homogénéisées de la section et par double intégration de la courbure de la poutre $\kappa(x)$ donnée dans l'Équation (3.5) avec $M(x) = \frac{F}{2}\left(x + \frac{L}{2}\right)$ pour $x \in \left[-\frac{L}{2}; 0\right]$ et $\frac{F}{2}\left(-x + \frac{L}{2}\right)$ pour $x \in \left[0; \frac{L}{2}\right]$. La formule de la flèche est visible en Équation (3.6).

$$\kappa(x) = \frac{M(x)}{(EI)_h} \quad (3.5)$$

$$f(x) = \frac{Fx^3}{12(EI)_h} + \frac{FLx^2}{8(EI)_h} - \frac{FL^3}{48(EI)_h} \text{ pour } x \in \left[-\frac{L}{2}; 0\right] \quad (3.6)$$

$$f(x) = -\frac{Fx^3}{12(EI)_h} + \frac{FLx^2}{8(EI)_h} - \frac{FL^3}{48(EI)_h} \text{ pour } x \in \left[0; \frac{L}{2}\right]$$

Pour une force appliquée $F = 50 \text{ kN}$, la flèche de la poutre SP1-1 est visible en Figure 3-23 et présente une flèche maximale à mi-portée de $f_{max} = -0,22 \text{ mm}$. Cette résolution analytique ne permet aucune distinction entre les poutres SP1-1 et SP1-2 car l'hypothèse d'adhérence parfaite entre le béton et les plaques ne prend pas en compte la variation de comportement due à un changement de nombre de connecteurs. Ainsi, la flèche analytique calculée pour un effort de flexion de $F = 50 \text{ kN}$ est inférieure de 12 % et de 19 % de la flèche numérique de la poutre SP1-1 et SP1-2 respectivement. Bien que l'écart soit plus petit pour la poutre présentant une action composite complète (SP1-1), la flèche calculée selon la résolution analytique élastique est sous-estimée pour ces deux poutres. La résolution sous d'adhérence parfaite béton - plaque néglige les effets du glissement aux interfaces sur le comportement global et la flèche de la structure et ne permet pas une bonne prédiction du comportement élastique de ces poutres mixtes.

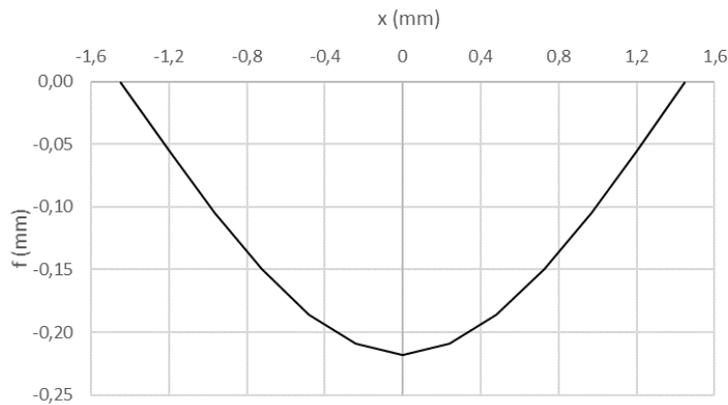


Figure 3-23 Flèche de la poutre SP1 pour une force appliquée $F = 50 \text{ kN}$ calculée sous théorie d'adhérence parfaite

3.1.3.2. Calculs sous adhérence partielle

Il est possible de réaliser une résolution analytique prenant en compte le glissement en interface. En effet, la présence des goujons en nombre limité et raideur finie implique la présence d'un glissement non nul entre les composants. Ce glissement va directement impacter le comportement du système et plus particulièrement les déformations et contraintes dans la section (Figure 3-24).

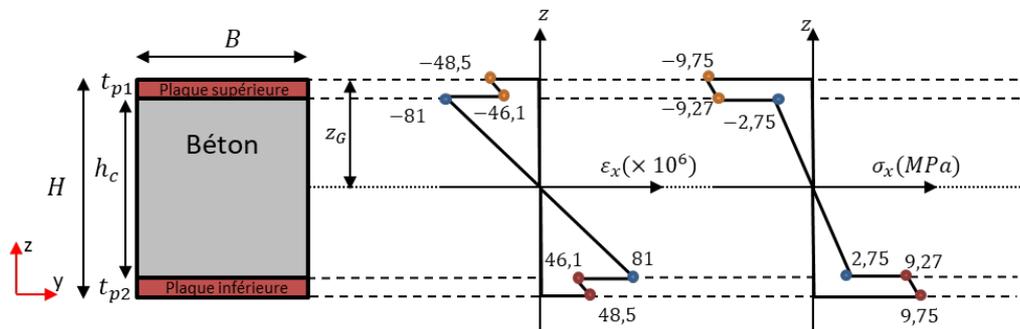


Figure 3-24 Diagrammes des déformations et des contraintes normales d'une section de poutre SCS sous hypothèse d'adhérence partielle cœur - plaque sous une force $F = 50 \text{ kN}$

(Johnson, 2004) propose de prendre en compte ce glissement dans une analyse élastique de poutre mixte acier - béton en introduisant le glissement à partir du flux de cisaillement par unité de longueur aux interfaces (v_h en interface haute et v_b en interface basse) :

$$\begin{aligned} v_h &= k_c s_h \\ v_b &= k_c s_b \end{aligned} \quad (3.7)$$

s_h et s_b sont les glissements aux interfaces haute et basse respectivement et k_c est la rigidité de cisaillement de la connexion par unité de longueur : $k_c = 2k/S$ avec k la raideur de cisaillement d'un goujon et S l'espacement des connecteurs dans la poutre (le facteur 2 permet de prendre en compte la disposition du système de connexion présentant 2 goujons par rangée). En considérant pour ces développements des goujons à comportement élastiques linéaire, k caractérise la raideur élastique d'un goujon qui peut être déterminée à $0,5P_{Rd}$ (P_{Rd} est la résistance en cisaillement d'un goujon). La formule de (Ollgaard, et al., 1971) (Équation (1.14)) caractérise la réponse d'un essai push-out et pour les goujons des poutres SP1 elle permet de calculer $k = 90,2 \text{ kN/mm}$.

À partir d'un équilibre des efforts et en considérant une conservation de la courbure de la section et une égalité entre les déformations de glissement ($\frac{ds_h}{dx}$ et $\frac{ds_b}{dx}$) et la différence de déformations longitudinales en interface, des équations différentielles permettent de relier les glissements aux interfaces (s_h et s_b) à x la distance par rapport au centre de la poutre pour un chargement F (Équation (3.8)).

$$\begin{cases} \frac{d^2 s_h}{dx^2} - \alpha_h s_h - \beta s_b = -\frac{F d_h}{2E_s I_0} \\ \frac{d^2 s_b}{dx^2} - \alpha_b s_b - \beta s_h = -\frac{F d_b}{2E_s I_0} \end{cases} \text{ pour } x \in \left[-\frac{L}{2}; 0\right] \\ \begin{cases} \frac{d^2 s_h}{dx^2} - \alpha_h s_h - \beta s_b = \frac{F d_h}{2E_s I_0} \\ \frac{d^2 s_b}{dx^2} - \alpha_b s_b - \beta s_h = \frac{F d_b}{2E_s I_0} \end{cases} \text{ pour } x \in \left[-\frac{L}{2}; 0\right] \end{cases} \quad (3.8)$$

avec

$$\begin{aligned} \alpha_h &= \frac{k_c d_h^2}{E_s I_0} + \frac{k_c}{E_s A_{0h}} & \alpha_b &= \frac{k_c d_b^2}{E_s I_0} + \frac{k_c}{E_s A_{0b}} & \beta &= \frac{k_c d_b d_h}{E_s I_0} - \frac{n k_c}{E_s A_c} \\ d_h &= \frac{t_{p1}}{2} + \frac{h_c}{2} & d_b &= \frac{t_{p2}}{2} + \frac{h_c}{2} & n &= E_s / E_c \\ \frac{1}{E_s A_{0h}} &= \frac{1}{E_a A_{p1}} + \frac{n}{E_s A_c} & \frac{1}{E_s A_{0b}} &= \frac{1}{E_a A_{p2}} + \frac{n}{E_s A_c} & E_s I_0 &= E_s I_{p1} + \frac{E_s I_c}{n} + E_s I_{p2} \end{aligned}$$

La résolution de ces équations avec la prise en compte des conditions limites (glissements nuls à mi portée et déformations de glissement nulles en $x = \pm L/2$) permet de définir l'évolution des glissements le long de la poutre (Équation (3.9)). Le calcul de la courbure des poutres à partir de ce glissement permet alors de déterminer les valeurs des déformations longitudinales et des contraintes normales dans les sections mixtes visibles en Figure 3-24.

$$\begin{aligned} &\text{pour } x \in \left[-\frac{L}{2}; 0\right] : \\ &\begin{cases} s_h(x) = A_1 \cosh(\sqrt{p_1}x) + A_2 \sinh(\sqrt{p_1}x) + A_3 \cosh(\sqrt{p_2}x) + A_4 \sinh(\sqrt{p_2}x) + \frac{B_h^- F}{2} \\ s_b(x) = g_1(A_1 \cosh(\sqrt{p_1}x) + A_2 \sinh(\sqrt{p_1}x)) + g_2(A_3 \cosh(\sqrt{p_2}x) + A_4 \sinh(\sqrt{p_2}x)) + \frac{B_b^- F}{2} \end{cases} \\ &\text{pour } x \in \left[0; \frac{L}{2}\right] : \\ &\begin{cases} s_h(x) = A_5 \cosh(\sqrt{p_1}x) + A_6 \sinh(\sqrt{p_1}x) + A_7 \cosh(\sqrt{p_2}x) + A_8 \sinh(\sqrt{p_2}x) + \frac{B_h^+ F}{2} \\ s_b(x) = g_1(A_5 \cosh(\sqrt{p_1}x) + A_6 \sinh(\sqrt{p_1}x)) + g_2(A_7 \cosh(\sqrt{p_2}x) + A_8 \sinh(\sqrt{p_2}x)) + \frac{B_b^+ F}{2} \end{cases} \end{aligned} \quad (3.9)$$

avec

$$A_1 = 0 \quad A_2 = 0 \quad A_3 = \frac{F}{2(g_2 - g_1)} (g_1 B_h^- - B_b^-) \quad A_4 = -A_3 \tanh\left(\sqrt{p_2} \frac{L}{2}\right) \frac{g_1 - g_2}{g_2 - g_1}$$

$$A_5 = 0 \quad A_6 = 0 \quad A_7 = \frac{F}{2(g_2 - g_1)} (g_1 B_h^+ - B_b^+) \quad A_8 = -A_7 \tanh\left(\sqrt{p_2} \frac{L}{2}\right)$$

$$B_h^- = \frac{\alpha_h d_b - \beta d_h}{E_s I_0 (\alpha_b \alpha_h - \beta^2)} \quad B_b^- = \frac{\alpha_b d_h - \beta d_b}{E_s I_0 (\alpha_b \alpha_h - \beta^2)} \quad B_h^+ = -\frac{\alpha_h d_b - \beta d_h}{E_s I_0 (\alpha_b \alpha_h - \beta^2)} \quad B_b^+ = -\frac{\alpha_b d_h - \beta d_b}{E_s I_0 (\alpha_b \alpha_h - \beta^2)}$$

Les courbes en Figure 3-25 illustrent l'évolution du glissement en interface basse le long des poutres SP1-1 et SP1-2 pour une force de flexion de $F = 50 \text{ kN}$. Comme retrouvé pour des poutres mixtes (Johnson, 2004), (Nguyen, 2009)), ce glissement est maximal au niveau des appuis et nul au centre de la poutre en accord avec les résultats numériques. Cependant, une surestimation des valeurs de ce paramètre pour les deux poutres SCS par rapport aux résultats numériques est visible. Cet écart peut provenir d'une sous-estimation de la raideur de cisaillement du système de connexion par la méthode présentée dans cette partie ou encore la non prise en compte d'un effet de groupe des goujons pouvant également entraîner une augmentation de leur raideur (en effet, l'écart entre les glissements augmente avec le nombre de connecteurs dans la poutre).

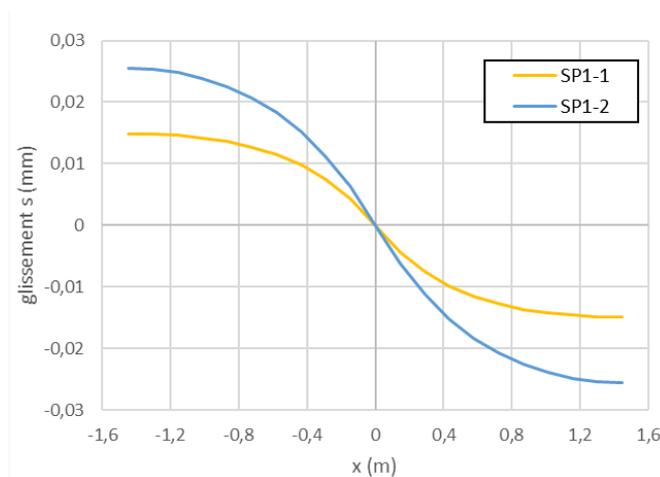


Figure 3-25 Glissement analytique en interface basse le long des poutres SP1-1 et SP1-2 pour un chargement $F = 50 \text{ kN}$

Finalement, le rapport des courbures en analyse par adhérence partielle et parfaite montre que la prise en compte du glissement entraîne une augmentation de la flèche des poutres SCS d'environ 17 % pour la poutre SP1-1 et 24 % pour la poutre SP1-2. Les poutres SP1-1 et SP1-2 présentent, sous cette analyse, une flèche maximale à mi-portée $f_{max} = 0,257 \text{ mm}$ et $f_{max} = 0,273 \text{ mm}$ respectivement. Malgré la légère surestimation du glissement aux interfaces, les flèches calculées analytiquement avec prise en compte de l'adhérence partielle pour une force de flexion $F = 50 \text{ kN}$ correspondent parfaitement aux flèches du calcul numérique (1% d'écart). La réduction des écarts par rapport à la résolution sous hypothèse d'adhérence parfaite béton – plaques confirme l'intérêt de la prise en compte du glissement dans la prédiction de la réponse des poutres mixtes. En effet, en accord avec les résultats numériques, même pour de faibles efforts (en phase élastique) et pour la poutre présentant une action composite complète le glissement impacte directement la flèche de la poutre, la répartition des contraintes dans la section ainsi que sa résistance. La prise en compte du glissement permet également l'étude et l'analyse plus fine de poutres à action composite partielle améliorant la compréhension de ce type de comportement. Cependant, cette étude analytique est réduite à l'analyse en phase élastique des structures SCS. L'ensemble des non-linéarités, impactant rapidement et fortement le comportement de ces structures ne sont pas prise en compte et cette résolution ne permet pas d'étudier l'influence du degré d'interaction sur la réponse globale des poutres sandwich.

3.1.4. Influence du degré d'interaction

Les résultats des modélisations des poutres SP1-1 et SP1-2 ont confirmé la différence de comportement entre ces deux types de poutres SCS et la capacité de la stratégie de simulation développée à reproduire ces variations de réponse. Afin de dimensionner au mieux les ouvrages, il est cependant important de

connaître la limite entre ces deux comportements en termes d'espacement de connecteur S ou de degré d'interaction η_{SC} tel que défini dans le rapport du projet SCIENCE (SCIENCE, 2017).

3.1.4.1. Etude numérique de l'influence de l'espacement des connecteurs

Afin d'évaluer la transition entre une action composite complète et une action composite partielle dans les structures SCS, une analyse numérique est réalisée en se basant sur la méthodologie présentée précédemment. Le nombre de goujons dans la poutre SP1 présentée dans (Sener, et al., 2016) est progressivement augmenté (diminution de l'espacement entre deux goujons), en partant du nombre de goujons dans la poutre SP1-2 (la poutre à action composite partielle avec 20 goujons par plaque d'acier ou $S = 304,8 \text{ mm}$) et en allant jusqu'à 48 goujons par plaque d'acier ($S = 127 \text{ mm}$, soit 8 goujons en plus de la poutre SP1-1).

La discrétisation des poutres est adaptée afin d'assurer la coïncidence des maillages des composants (même position pour les nœuds d'interface des goujons, du béton et des plaques). Le choix des dimensions du maillage suit les recommandations de la stratégie de modélisation développée dans le chapitre 2. Des exemples de maillage sont fournis sur la Figure 3-26. Finalement, les modèles de comportement, les paramètres des matériaux ainsi que les conditions limites et conditions de liaison sont identiques à ceux des poutres SP1-1 et SP1-2.

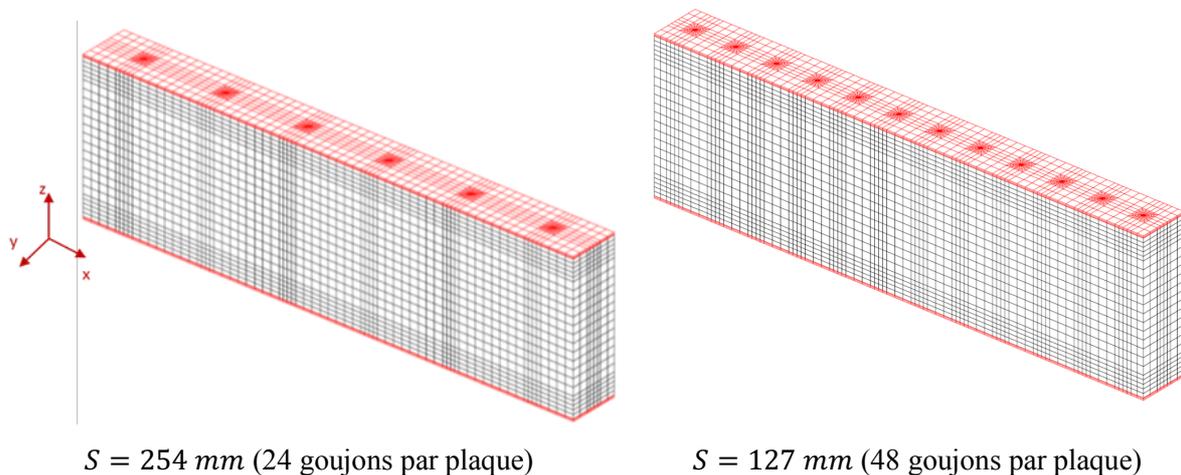


Figure 3-26 Exemples de maillages de poutres SP1 en flexion

L'influence de l'espacement des goujons est, dans un premier temps, étudiée en termes de comportement global. Les Figure 3-27 et Figure 3-28 présentent les courbes effort F – flèche f obtenues suite à la modélisation de 8 poutres SCS présentant différents espacements de connecteurs. En phase initiale, ces résultats montrent une réponse presque identique des modélisations avant l'ouverture de la première fissure verticale de flexion du béton. En effet le calcul analytique a montré une faible différence de flèche dans la phase élastique bien que le glissement soit assez différent. À l'ouverture de la fissure de flexion (à une charge d'environ $F = 100 \text{ kN}$), des changements dans le comportement sont observables. Deux groupes de réponse structurelle peuvent être identifiés. De $S = 304,8 \text{ mm}$ à $S = 190,5 \text{ mm}$, les courbes force – flèche montrent une dispersion importante de la réponse en fonction de l'espacement des goujons (Figure 3-27). Elle se traduit notamment par une augmentation de l'effort repris par le système pour une flèche donnée avec la diminution de l'espacement des connecteurs. Lorsque $S \leq 190,5 \text{ mm}$, les variations des courbes sont moins importantes. Les comportements avant l'ouverture des fissures de cisaillement inclinées sont similaires et la Figure 3-28 montre des courbes très proches. À l'ouverture de la fissure de cisaillement, visible à la deuxième décharge dans les courbes, la dispersion du comportement augmente. Ces variations proviennent des dégradations mécaniques des systèmes qui affectent le comportement global de la poutre (ouverture de fissures dans le béton, plastification des plaques d'acier, perte de participation des goujons au transfert d'effort, etc.).

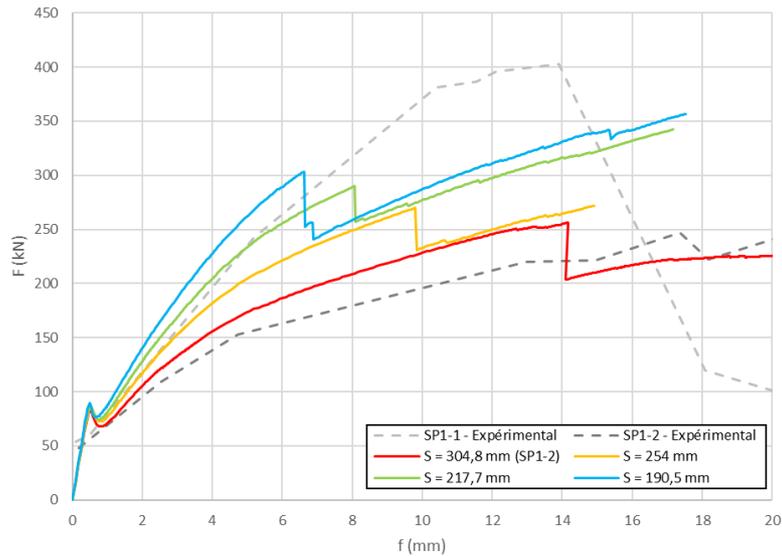


Figure 3-27 Courbes effort - flèche des poutres SCS avec différents espacements de connecteurs : $S = 308,4 \text{ mm}$ à $S = 190,5 \text{ mm}$

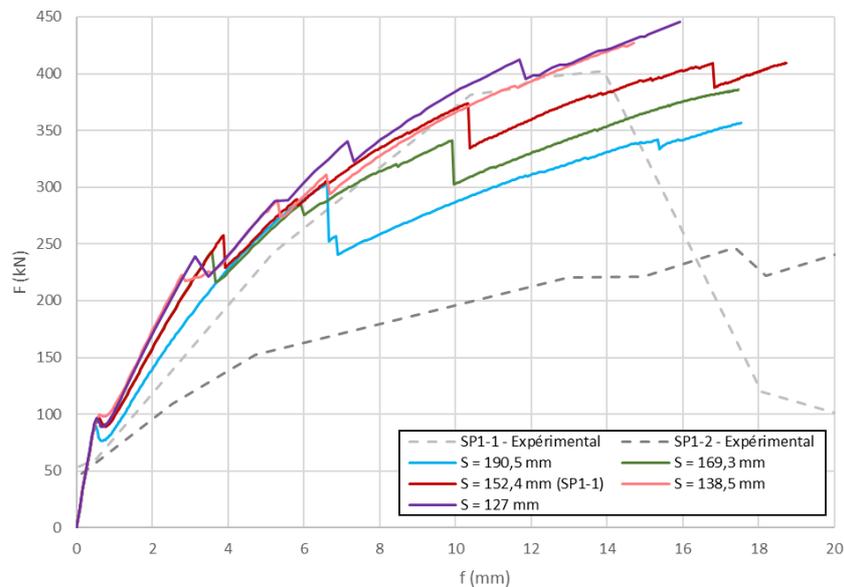


Figure 3-28 Courbes effort - flèche des poutres SCS avec différents espacements de connecteurs : de $S = 190,5 \text{ mm}$ à $S = 127 \text{ mm}$

Cette tendance est confirmée par l'analyse des mécanismes de dégradation des poutres SCS. Le comportement global assuré par l'action composite complète mène à un mode de ruine incluant une plastification locale de la plaque inférieure visible lors de l'essai et de la modélisation de la poutre SP1-1. Les déformations longitudinales le long des plaques inférieures sont présentées en Figure 3-29 pour une flèche $f = 13,9 \text{ mm}$, la flèche correspondant à la ruine expérimentale de la poutre à action composite complète SP1-1 (40 goujons par plaque et un espacement de $S = 152,4 \text{ mm}$). Aucune plastification de la plaque inférieure n'est visible pour les poutres possédant $S \geq 190,5 \text{ mm}$. Sur la Figure 3-29 (a), les déformations longitudinales des plaques ne dépassent pas la limite de déformation plastique de l'acier et les plaques sont maintenues en phase élastique. À partir d'un espacement de $S \leq 169,3 \text{ mm}$, une plastification de la plaque apparaît car les déformations longitudinales dépassent la déformation de plastification de l'acier des plaques de $\epsilon_{yp} = 2186 \mu\epsilon$ (Figure 3-29 (b)). La plastification locale de la plaque indique sa bonne participation à la reprise d'effort de la poutre et donc une action composite complète de la structure.

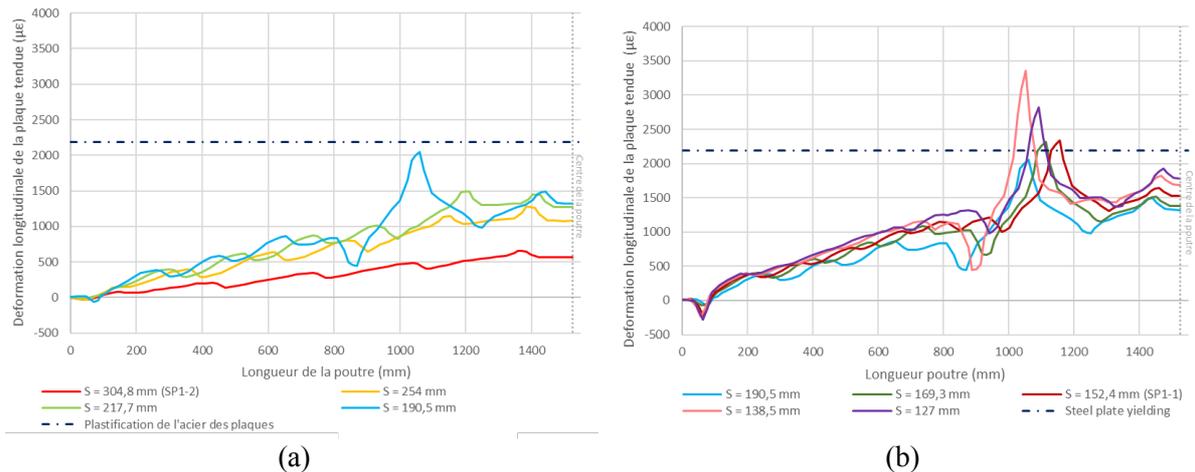


Figure 3-29 Déformations longitudinales le long de la plaque inférieure pour une flèche $f = 13,9 \text{ mm}$ pour les poutres SCS avec différents espacements de connecteurs : (a) $S = 304,8 \text{ mm}$ à $S = 190,5 \text{ mm}$; (b) $S = 190,5 \text{ mm}$ à $S = 127 \text{ mm}$

L'observation des faciès d'endommagement du béton à cette même flèche permet de compléter cette analyse (Figure 3-30). En accord avec les courbes de comportement de poutres SCS, la fissure verticale de flexion proche de la section de charge est présente pour toutes les poutres. En revanche, pour les poutres possédant un $S \leq 190,5 \text{ mm}$, une fissure inclinée avec un angle inférieur à 45° peut être observée. Cette fissure de cisaillement confirme le mode de ruine sous effort tranchant des poutres mixtes à action composite complète. Une propagation horizontale de la fissure le long du chemin parallèle à la plaque inférieure est également visible pour les poutres avec $S \leq 169,3 \text{ mm}$, cohérente avec les résultats expérimentaux de la poutre à action composite complète ((Sener & Varma, 2014), (Varma, et al., 2011a), (Sener, et al., 2016)). Quand $S > 190,5 \text{ mm}$, l'inclinaison de la fissure est supérieure à celle des autres poutres et un mode de ruine d'une poutre à action composite partielle peut être identifié. Le changement de pente de la fissure inclinée de ruine sous effort tranchant illustre la présence d'un glissement important réduisant la participation des plaques d'acier. La poutre possédant un $S = 190,5 \text{ mm}$ présente un comportement intermédiaire car la fissure d'effort tranchant montre une inclinaison inférieure à 45° mais aucune propagation horizontale n'est visible.

Dans l'état de l'art, l'action composite partielle est également liée à une augmentation du glissement interfacial. La diminution du nombre de goujons conduit à une augmentation des déplacements relatifs entre le cœur de béton et les plaques d'acier. L'analyse des résultats des modélisations des poutres SP1-1 et SP1-2 a montré l'évolution et les variations visibles du glissement horizontal au niveau des interfaces haute et basse. Afin de réduire l'impact de l'ouverture de fissure sur l'analyse du comportement global, les glissements horizontaux sont étudiés pour une flèche $f = 0,25 \text{ mm}$ (avant l'ouverture de la première fissure de flexion). La Figure 3-31 (a) présente une comparaison de ces glissements à l'interface inférieure au niveau du bord d'appui des poutres SP1 possédant différents espacements de connecteur. Comme prévu, le glissement interfacial augmente avec S . Le glissement diminue linéairement jusqu'à un espacement de $S = 169,3 \text{ mm}$. Ensuite, la variation du glissement interfacial est moins importante lorsque l'espacement des goujons diminue. En accord avec les résultats précédents, un glissement significatif et des variations importantes avec l'espacement des goujons sont visibles pour les poutres à action composite partielle, alors que des glissements négligeables et un faible impact des variations de l'espacement caractérisent les poutres à action composite complète. Ces tendances sont modifiées suite à l'ouverture des fissures dans les poutres. La Figure 3-31 (b) montre l'influence de l'espacement des goujons sur le glissement pour une flèche $f = 13,9 \text{ mm}$ après l'ouverture des fissures de flexion et cisaillement du béton. Les valeurs du glissement interfacial sont bien plus élevées en lien avec l'état de chargement plus grand et l'amplification des déplacements différentiels par les fissures. Les variations du glissement en fonction de S pour les poutres possédant un $S \leq 169,3 \text{ mm}$ sont également plus importantes. Comme il a été observé lors de l'analyse des poutres SP1-1 et SP1-2, l'ouverture des fissures augmente le glissement interfacial dû aux dégradations mécaniques mais entraîne aussi la diminution du nombre de goujons participant au transfert d'effort. Ces résultats expliquent les variations visibles dans les courbes de comportement de ces poutres après

la deuxième chute d'effort (voir Figure 3-28). Ils pointent ainsi les effets des dégradations mécaniques de la poutre sur le degré d'interaction d'une poutre mixte SCS.

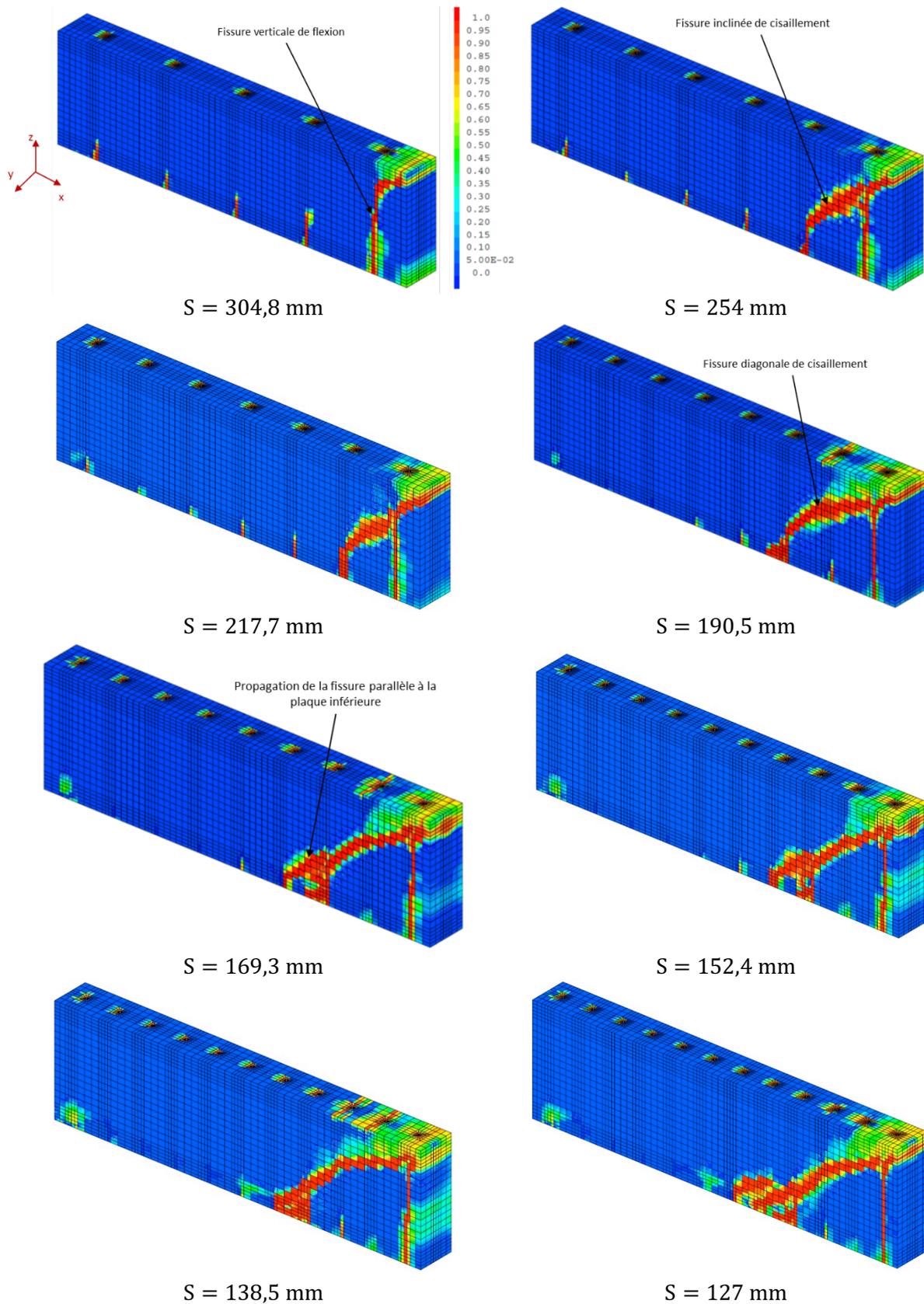


Figure 3-30 Faciès d'endommagement du béton des modélisations des poutres SPI avec différents espacements de goujons pour une flèche $f = 13,9$ mm

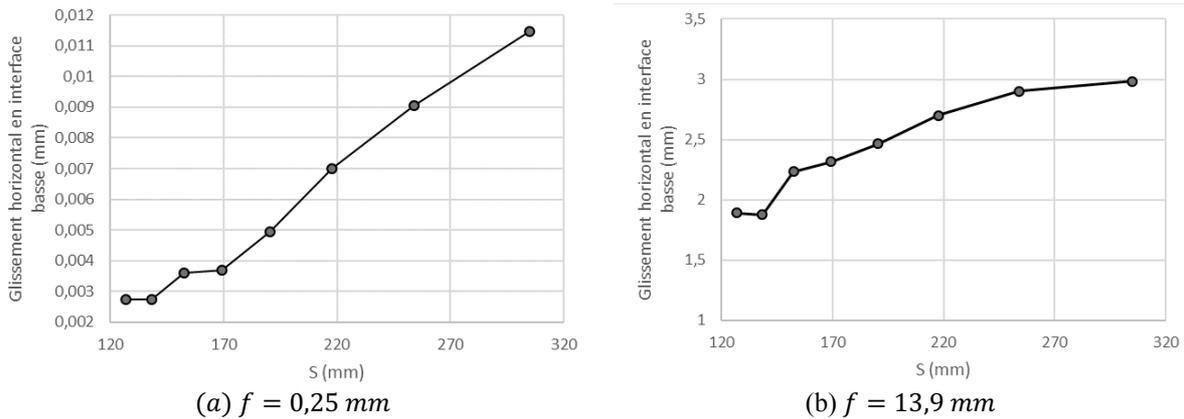


Figure 3-31 Evolution du glissement horizontal en interface basse au niveau de bord de l'appui en fonction de l'espacement des connecteurs S

Finalement, à partir des résultats de cette étude, un critère de transition entre un comportement à action composite complète ou partielle peut être identifié. Les changements de comportement et de mode de ruine montrent que pour un espacement de $S_{num} = 169,3 \text{ mm}$, un comportement de poutre SCS à action composite complète est assuré. Ce comportement se caractérise par une plastification locale de la plaque inférieure, une fissuration du béton sous effort tranchant avec glissement négligeable, et de faibles variations du comportement global et du glissement interfacial quand l'espacement des connecteurs est réduit avant les dégradations mécaniques. Selon la configuration des poutres SP1 (deux rangées de goujons dans l'épaisseur des poutres), un degré d'interaction minimal peut être calculé sur la demi-portée selon l'Équation (3.11) (à partir de la définition du rapport du projet SCIENCE (SCIENCE, 2017) (Équation (3.10)) et en supposant $S = 2L/n_g$ avec L la portée de la poutre étudiée et n_g le nombre de goujon par plaque). Si l'espacement des connecteurs ne permet pas d'assurer ce degré d'interaction (si $\eta_{SC} < \eta_{SC,num}$), alors la poutre SCS développera une action composite partielle entraînant une baisse de la résistance et de la rigidité, un mode de ruine par cisaillement longitudinal des goujons et une forte dépendance à l'espacement des connecteurs.

$$\eta_{SC} = \frac{n_g P_{Rd}}{2f_{yp} A_p} \quad (3.10)$$

$$\rightarrow \eta_{SC,num} = \frac{L P_{Rd}}{S_{num} f_{yp} A_{plaque}} = 1,003 \quad (3.11)$$

où L est la portée de la poutre, P_{Rd} la résistance en cisaillement du système de connexion, f_{yp} est la limite élastique des plaques et A_{plaque} est leur section.

3.1.4.2. Exigences règlementaires sur le degré d'interaction minimal de poutres SCS

En général, les réglementations présentent des exigences afin d'assurer une action composite complète dans les structures composites, notamment en termes de nombre de goujons n_g . Ce critère représente le nombre minimum de goujons pour assurer une rupture de flexion de la structure mixte avant la rupture en cisaillement des connecteurs. Alors, la résistance en flexion de la poutre ne présente plus de variation si le nombre de goujon augmente car elle ne dépend que de la contribution du cœur de béton et des plaques d'acier. Le nombre de goujons doit donc être déterminé pour résister à un cisaillement supérieur ou égal à celui induit par la flexion maximale que peut supporter la poutre (Équation (3.12)).

$$n_g \geq \frac{V_l}{P_{Rd}} \quad (3.12)$$

avec V_l l'effort de cisaillement horizontal transféré entre le cœur de béton et les plaques d'acier par la connexion. Les réglementations définissent cet effort comme la variation des forces horizontales en interface entre deux sections critiques de la poutre. Ces sections critiques correspondent aux sections pour lesquelles le moment de flexion atteint ses valeurs maximale et minimale. Ainsi, pour une poutre en flexion trois points, les sections critiques sont les sections d'appui et la section de chargement. Au

niveau des appuis ($x = -L/2$ et $x = L/2$), les efforts internes horizontaux dans le cœur de béton et les plaques d'aciers sont nuls alors qu'ils atteignent une valeur maximale au niveau du point de chargement ($x = 0$). Les efforts de cisaillement en interface haute $V_{l,sup}$ et en interface basse $V_{l,inf}$ peuvent alors être définis tels que :

$$\begin{cases} V_{l,sup} = F_{cis,sup}(x = 0) \\ V_{l,inf} = F_{cis,inf}(x = 0) \end{cases} \quad (3.13)$$

avec $F_{cis,sup}$ l'effort de cisaillement transféré à l'interface supérieure et $F_{cis,inf}$ l'effort de cisaillement transféré à l'interface inférieure. À la différence d'une résolution analytique, le dimensionnement selon les réglementations considère une hypothèse de distribution plastique des contraintes dans la section de la poutre (Figure 3-32). Par cette hypothèse, le calcul de la structure est réalisé sous l'état limite ultime et permet de prendre en compte directement son mode de ruine. Les forces de cisaillement en interface correspondent alors à la valeur minimale entre l'effort de compression dans le béton et les efforts de traction ou de compression dans chacune des plaques (Équation (3.14)).

$$\begin{cases} F_{cis,sup}(x = 0) = \min(F_{c,max}; F_{p1,max}) \\ F_{cis,inf}(x = 0) = \min(F_{c,max}; F_{p2,max}) \end{cases} \quad (3.14)$$

où $F_{c,max}$ est l'effort horizontal maximal dans le cœur de béton au niveau de la section de charge et $F_{p1,max}$ et $F_{p2,max}$ sont les efforts horizontaux maximaux dans la plaque supérieure et inférieure respectivement au niveau de la section de charge. Pour la poutre SP1 étudiée, les plaques ayant la même géométrie et le même matériau, $F_{p1,max} = F_{p2,max} = F_{p,max}$. Le Tableau 3-9 résume les formules de $F_{p,max}$ et $F_{c,max}$ proposées par les réglementations étudiées. En particulier, différents coefficients λ (pourcentage de béton résistant dans la section) sont considérés.

P_{Rd} est la résistance en cisaillement du système de connexion définie comme étant la valeur minimale entre la résistance en cisaillement d'un goujon P_{gouj} et la résistance à l'arrachement du cône de béton de la zone de connexion $P_{béton}$. Cette résistance peut être calculée via l'Équation (3.15).

$$P_{Rd} = \min(P_{gouj}; P_{béton}) \quad (3.15)$$

Les équations permettant le calcul de P_{gouj} et $P_{béton}$ selon les normes EC4 (CEN, 2005a), AISC (AISC, 2015), JSCE (JSCE, 2009), ACI 318-08 (ACI, 2008), PCI 6th (Anderson & Meinheit, 2007), BS 5400 (British Standards Institution, 1979) et Mode Code 58 (fib, 2011) sont présentées dans le Tableau 3-9. Ces formules incluent différents facteurs et coefficients de sécurité (γ et ϕ) ou l'influence de paramètres modifiant la résistance finale de la connexion en cisaillement.

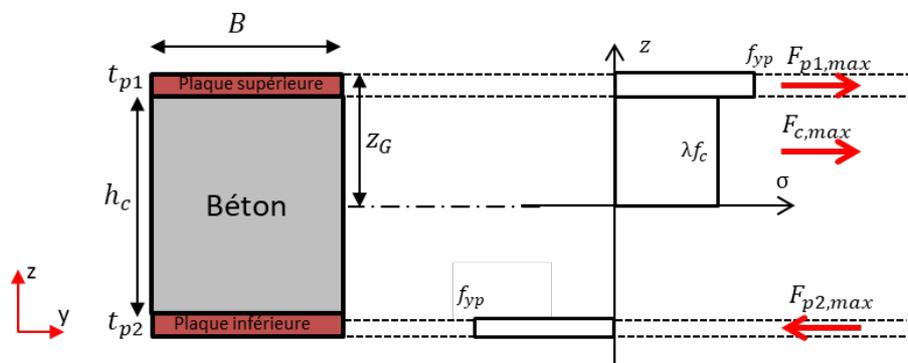


Figure 3-32 Diagramme de distribution plastique des contraintes normales et forces résultantes de la section de charge d'une poutre SCS en flexion

Tableau 3-9 Formules de calcul du critère d'action composite complète selon différentes normes

Réglementations	Effort de cisaillement horizontal $V_l = \min(F_{p,max}; F_{b,max})$		Résistance en cisaillement d'un connecteur $P_{Rd} = \min(P_{gouj}; P_{béton})$	
	$F_{p,max}$	$F_{b,max}$	P_{gouj}	$P_{béton}$
EC4 (CEN, 2005a)	$A_{plaque} f_{yp}$	$\lambda A_{béton} f_c$ $\lambda = 0,85$	$\frac{0,8 A_{gouj} f_{ug}}{\gamma}$ $\gamma = 1,25$	$\frac{0,29 \alpha d_g^2 \sqrt{f_c E_c}}{\gamma}$ $\gamma = 1,25$
AISC 690 (AISC, 2015)	$A_{plaque} f_{yp}$	$\lambda A_{béton} f_c$ $\lambda = 0,85$	$\phi A_{gouj} f_{ug}$ $\phi = 0,75$	$0,5 A_{gouj} \sqrt{f_c E_c}$
JSCE (JSCE, 2009)	$A_{plaque} f_{yp}$	$\lambda A_{béton} f_c$ $\lambda = 0,85$	$A_{gouj} f_{ug} / \gamma$ $\gamma = 1,3$	$(31 A_{gouj} \sqrt{\frac{h_g}{d_g} f_c} + 10000) / \gamma$ $\gamma = 1,3$
ACI 318-08 (ACI, 2008)	$A_{plaque} f_{yp}$	$\lambda A_{béton} f_c$ $\lambda = 0,85$	$\phi A_{gouj} f_{ug}$ $\phi = 0,65$	$\phi (24 \sqrt{f_c} d_g^{1,5} h_g^{0,5})$ $\phi = 0,7$
PCI 6th (Anderson & Meinheit, 2007)	$A_{plaque} f_{yp}$	$\lambda A_{béton} f_c$ $\lambda = 0,85$	$\phi A_{gouj} f_{ug}$ $\phi = 0,75$	$\phi (215 \sqrt{f_c} d_g^{1,5} h_g^{0,5})$ $\phi = 0,7$
BS 5400 (British Standards Institution, 1979)	$A_{plaque} f_{yp}$	$\lambda A_{béton} f_c$ $\lambda = 0,4$	0,8 P_u / γ avec P_u la résistance statique d'un connecteur déterminée partir d'un tableau $\gamma = 1,1$	
Model code 58 (van Mier, 1984)	$A_{plaque} f_{yp}$	$\lambda A_{béton} f_c$ $\lambda = 0,85$	$\frac{0,6 A_{gouj} f_{ug}}{\gamma}$ $\gamma = 1,09$	$\frac{2}{\gamma} (8,9 \sqrt{f_c} h_g^{1,5})$ $\gamma = 1,5$

Avec A_{plaque} , $A_{béton}$, A_{gouj} les section d'une plaque d'acier, du cœur de béton en compression et d'un goujon respectivement et α un coefficient permettant de prendre en compte la ductilité des goujons définit tel que $\alpha = 0,2 \left(\frac{h_g}{d_g} + 1 \right)$ si $3 \leq \frac{h_g}{d_g} \leq 4$ et $\alpha = 1$ si $\frac{h_g}{d_g} > 4$, γ et ϕ sont les facteurs et coefficients de de sécurité des normes et λ est le coefficient caractérisant la proportion de béton résistant en compression dans la section

3.1.4.3. Application aux poutres SCS et comparaisons du point de transition numérique et réglementaire

Une application de ces formules à la poutres sandwich SP1 est présentée dans le Tableau 3-10. Ce tableau expose également, le mode de ruine activé ainsi que le nombre minimal de goujon nécessaire pour avoir une action composite selon les normes étudiées déterminé à partir de la formule (3.12). À partir de la définition donnée dans le rapport final du projet SCIENCE (SCIENCE, 2017), les degrés d'interaction équivalents peuvent également être calculés selon la formule (3.10). Des variations sont visibles dans ces normes concernant le degré d'interaction minimal pour assurer une action composite complète. Le degré d'interaction le plus bas provient des réglementations AISC, JSCE et PCI recommandant un $\eta_{SC} \geq 1,059$. Le modèle le plus conservatif est le Model Code 58 qui propose d'assurer un degré d'interaction minimal de $\eta_{SC} = 1,449$. Les variations proviennent des marges de sécurité choisies dans chacune des réglementations pour le calcul des paramètres.

Une comparaison des critères d'action composite obtenus par l'étude numérique et par les recommandations des normes est réalisée en Figure 3-33.

Dans un premier temps, il est visible que ces critères d'action composite sont en accord avec les résultats expérimentaux. L'ensemble des degrés d'interaction minimaux sont supérieurs à celui de la poutre SP1-2 développant une action composite partielle. Certaines réglementations recommandent un degré d'interaction supérieur à la poutre SP1-1 qui possède une action composite complète, confirmant le côté conservatif de ces normes (EC4, ACI 318-08, BS 5400 et Model code 58).

Tableau 3-10 Calcul du critère d'action composite complète selon différentes normes

Réglementations	Effort de cisaillement horizontal (kN)			Résistance en cisaillement d'un goujon (kN)			Mode de ruine	Critère d'action composite complète	
	$F_{s,max}$	$F_{c,max}$	V_l	P_{stud}	P_{conc}	P_{Rd}		$n_g (-)$	$\eta_{sc} (-)$
EC4 (CEN, 2005a)	867,5	2424,6	867,5	39,6	44,7	39,6	Cisaillement des goujons	44	1,226
AISC 690 (AISC, 2015)	867,5	2424,6		46,4	76,7	46,4		38	1,059
JSCE (JSCE, 2009)	867,5	2424,6		47,6	45,9	45,9	Ruine du béton	38	1,059
ACI 318-08 (ACI, 2008)	867,5	2424,6		40,3	101,7	40,3	Cisaillement des goujons	44	1,226
PCI 6th (Anderson & Meinheit, 2007)	867,5	2424,6		46,4	64,4	46,4		38	1,059
BS 5400 (British Standards Institution, 1979)	867,5	1141,0		37,8		37,8		46	1,282
Model code 58 (fib, 2011)	867,5	2424,6		34,1	39,1	34,1		52	1,449

Comparé au critère numérique, l'ensemble des normes recommande un degré d'interaction supérieur. Les écarts proviennent des coefficients de sécurité de ces normes prenant en compte les incertitudes sur les réponses calculées (résistance des matériaux, déviation des réponses réelles par rapport au calcul, etc.) l'effet d'erreurs de dimensionnement ou encore l'importance du paramètre calculé sur l'état limite de la structure. De plus, le principe de dimensionnement de ces normes diffère du calcul numérique. En effet, les formulations des réglementations reposent sur le comportement d'ensemble du cœur de béton et des plaques d'acier calculés en analyse plastique. Le glissement interfacial est considéré comme négligeable et les calculs définissent le cas limite le plus défavorable (pour réduire le plus possible le glissement interfacial et assurer la ruine en flexion de la poutre composite). L'analyse numérique prend, elle, en compte le glissement entre les composants. Ce glissement, qui augmente quand le degré d'interaction diminue, va directement impacter les performances de la structure tels que la répartition des contraintes dans les sections, la flèche ou la résistance (partie 3.1.2). Il a été montré lors de l'étude numérique de l'influence du degré d'interaction (partie 3.1.4.1) qu'un glissement est présent même pour les poutres présentant un important nombre de goujons. De plus, ce glissement peut être importante suite aux dégradations mécaniques de la structure. L'analyse numérique permet alors d'avoir un critère de transition de comportement plus précis assurant le bon mode de ruine tout en prenant en compte le glissement même après les dégradations de la poutre.

Cette observation permet alors d'identifier des marges potentielles de dimensionnement de structure SCS à action composite complète. Le Modèle Code 58 présente une marge de sécurité la plus importante ($\eta_{sc,num} + 0,45$) alors que la marge la plus petite est pour les réglementations AISC, JSCE et PCI avec un degré d'interaction minimal de $\eta_{sc,num} + 0,06$. Il est alors possible de réduire les coût d'une poutre conçue selon ces recommandations tout en assurant une action composite complète en réduisant le degré d'interaction de la structure ou encore en augmentant l'espacement des connecteurs de 50,2 mm pour le Modèle Code 58 ou 8,9 mm pour l'AISC, le JSCE et le PCI.

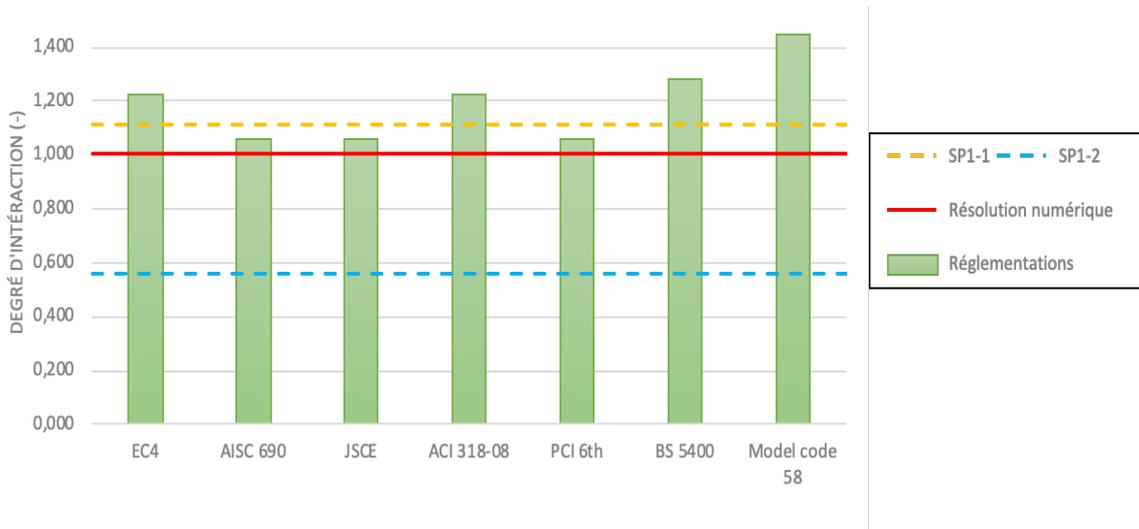


Figure 3-33 Comparaison du degré d'interaction minimal pour assurer une action composite complète selon l'étude numérique et les réglementations

3.2. STRATEGIE DE MODELISATION SIMPLIFIEE ET ETUDE D'UNE JONCTION D'OSSATURE SCS

3.2.1. Stratégie de modélisation simplifiée de structure SCS

La stratégie de modélisation numérique précédemment développée permet de représenter finement le comportement de structures SCS et ainsi identifier un critère de transition entre un comportement à action composite complète et partielle. Cependant, elle peut être coûteuse en termes de mise en œuvre et de temps de calcul. Le Tableau 3-11 présente les temps de calculs nécessaires pour résoudre les études des poutres SP1-1 et SP1-2. Il est visible que ce temps augmente avec le nombre de connecteurs. En revanche pour tous les cas, ces coûts de résolution sont trop importants et non raisonnables pour une application d'ingénierie plus complexe ou de dimensions plus importantes. Une stratégie de modélisation simplifiée est donc nécessaire afin de réaliser une application à des structures SCS industrielles (ici des jonctions d'ossature).

Tableau 3-11 Temps de calcul des études de poutres SCS (sur un pc de calcul possédant 64 Go de RAM et 2 Intel Xeon E5-2670 v3 (à 2.30GHz) et 12 cœurs par processeurs)

	Temps de calcul
SP1-1	334,0 h
SP1-2	258,3 h

3.2.1.1. Stratégie simplifiée par modélisation 1D du système de connexion

Afin de tenter de proposer une simulation de structures SCS moins coûteuse numériquement, une simplification 1D des goujons est étudiée. La représentation des connecteurs par des éléments finis unidimensionnels ancrés dans le cœur de béton va faciliter la réalisation du maillage, diminuer le nombre de nœuds et d'éléments et simplifier les conditions de liaison entre les composants de la modélisation. Afin de développer cette stratégie simplifiée de modélisation, l'essai push – out de (Shim, et al., 2004) est à nouveau étudié.

Modélisation 1D des connecteurs

Les connecteurs de l'essai push-out sont maintenant représentés par des éléments finis 1D Poutre. La tige de chaque goujon est modélisée par des éléments unidimensionnels (segments à deux nœuds et un point de Gauss) représentant les génératrices des connecteurs. Les autres dimensions physiques sont données en tant que caractéristiques du modèle de comportement. La qualification POUTRE permet d'ajouter des rigidités supplémentaires autorisant la flexion des éléments dans les deux directions

transversales. Pour cette première étude, les connecteurs 1D sont positionnés au centre d'éléments du bloc de béton et du profilé métallique dont la modélisation en éléments massifs 3D est conservée. Cette modélisation simplifiée 1D des goujons permet alors la discrétisation du bloc de béton et du profilé en éléments finis de dimensions régulières. Une taille d'élément de béton de $l_e = 25 \text{ mm}$ est choisie dans toutes les directions. La condition de maillage coïncident avec le profilé est conservée, fixant la géométrie du maillage de ce composant. La Figure 3-34 présente le maillage obtenu pour la modélisation de l'essai push-out étudié. Les mêmes modèles de comportement des matériaux que ceux retenus dans la section 2.4 sont utilisés pour représenter les aciers et le béton.

La mise en place de la simplification 1D impose la modification des conditions d'interface. En effet, il n'est pas possible d'imposer des conditions unilatérales entre le béton et les goujons car l'interpénétration d'éléments 1D ancrés dans un massif 3D n'a pas de sens numériquement. La modélisation implique une superposition des éléments de goujons et de béton et la rigidité du connecteur est implicitement représentée par le modèle de comportement de l'élément au lieu d'être modélisée géométriquement par des éléments massifs. Une condition d'accrochage parfait entre le béton et les goujons est alors imposée (condition B). Cette condition fixe une égalité de déplacement entre les connecteurs 1D et les éléments de béton dans lesquels ils sont inclus. Concernant l'interface entre les goujons et le profilé (condition C), un élément de jonction élasto-plastique représente la liaison entre un goujon et le profilé. Les données d'entrée du modèle de ces éléments de jonction sont visibles dans le Tableau 3-12. Finalement, les conditions de liaison de la modélisation avec connecteurs 1D sont résumées dans la Figure 3-35. Les conditions limites sont inchangées, seul un blocage des rotations autour de l'axe x des goujons 1D est ajouté. Finalement, la méthode de résolution est identique aux calculs précédents.

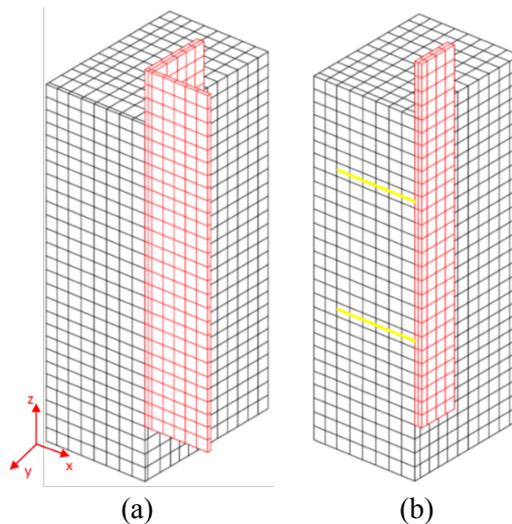


Figure 3-34 (a) Maillage de l'essai push-out avec connecteurs 1D ; (b) maillage du système coupé au droit des goujons

Tableau 3-12 Paramètres des éléments de jonctions goujon – profilé de l'essai push-out de (Shim, et al., 2004)

$K_n \text{ (N/m)}$	$K_{s1} \text{ (N/m)}$	$K_{s2} \text{ (N/m)}$	$P_{ult} \text{ (kN)}$	$K_{pl,J} \text{ (N/m)}$
1.10^{12}	1.10^{12}	1.10^{12}	$0,8A_{gouj}f_{ug} = 167,3 \text{ kN}$	1.10^1



Figure 3-35 Conditions de liaison de la modélisation avec connecteurs 1D de l'essai push-out

La courbe effort de cisaillement ramené à un goujon – glissement du profilé est présentée en Figure 3-36 (a). La modélisation simplifiée avec connecteurs 1D présente une phase initiale de raideur supérieure à la modélisation 3D de référence. En revanche, le plateau de plastification des éléments de jonction de l'interface goujons – profilé est retrouvé, bien qu'activé plus rapidement. Le faciès final d'endommagement du béton visible en Figure 3-36 (b) montre un endommagement localisé du béton dans la zone des connecteurs. L'écrasement et l'arrachement de ce composant ne sont pas repérables même si cette stratégie de modélisation permet de retrouver l'apparition de la ruine du cœur de béton autour des goujons ainsi que la propagation de l'endommagement le long de leur tige.

Ces résultats montrent que le système de connexion ainsi modélisé entraîne une sur-rigidité de l'essai push-out. La modélisation 1D des goujons ne permet pas de reproduire finement les interactions avec le cœur de béton. L'accrochage parfait béton – goujon réduit les déformations autorisées du système et la réponse du cœur de béton n'est pas fidèle à celle visible dans les essais push-out.

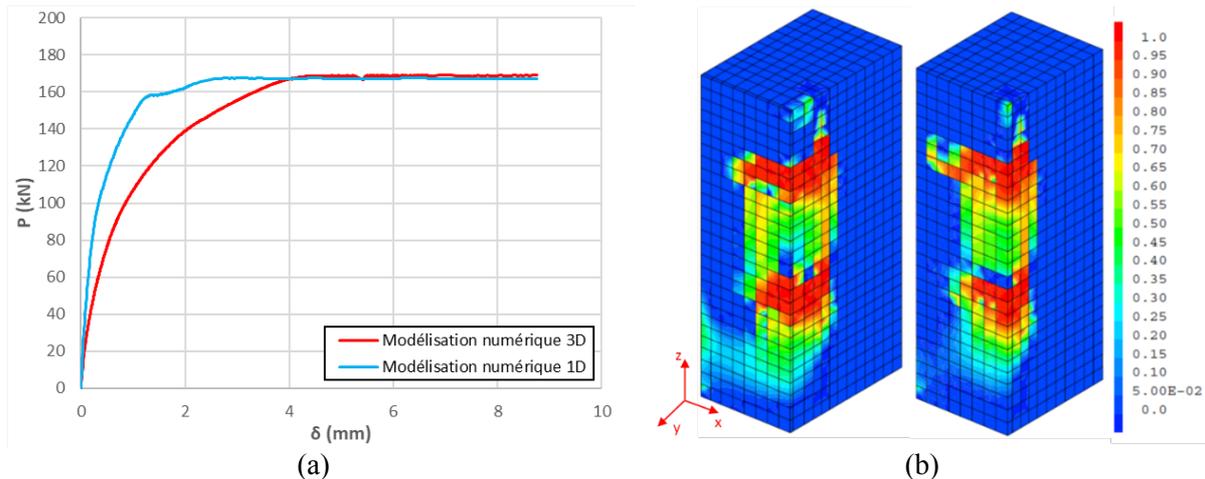


Figure 3-36 (a) Courbe effort ramené à un goujon – glissement du profilé ; (b) faciès d'endommagement final du béton avec la modélisation numérique 1D (bloc entier et coupe au droit des connecteurs)

Développement d'éléments de jonction goujon 1D – plaque

Il est possible de prendre en compte implicitement l'ensemble des phénomènes caractérisant la réponse en cisaillement du système de connexion (écrasement et arrachement du béton, cisaillement des connecteurs, plastification du profilé) en imposant la loi de comportement de l'essai push-out aux éléments de jonction à l'interface goujon – profilé. Le glissement du profilé sera alors directement fonction du comportement imposé à l'interface et la résistance de l'essai est implicitement définie par la résistance imposée aux éléments de jonction.

Il existe plusieurs développements analytiques permettant de reproduire le comportement d'un essai push-out. La partie 1.3.3 cite quelques-unes des formules disponibles dans la littérature. Pour cette étude, la formule développée par (Ollgaard, et al., 1971) est choisie. Une étude sur plusieurs essais push-out a montré que cette loi de comportement exponentielle permet de correctement reproduire la réponse du système en phase élastique et le plateau plastique. La loi de comportement non-linéaire de (Ollgaard, et al., 1971) est donc imposée à l'élément de jonction selon l'Équation (3.16).

$$P = P_{Rd} \left(1 - e^{-\frac{18}{25.4} \delta} \right)^{\frac{2}{5}} \quad (3.16)$$

Cette formule fait intervenir P_{Rd} , la résistance en cisaillement de l'essai. Cette résistance correspond à la résistance en cisaillement de l'essai push-out, prenant en compte la ruine des goujons en cisaillement mais aussi la rupture du béton de la zone de connexion. En effet, contrairement à la modélisation 3D, la modélisation 1D des connecteurs ne permet pas de reproduire explicitement l'écrasement et l'endommagement du béton lié à l'arrachement des connecteurs (dû à la condition de liaison par accrochage parfait entre ces composants). La loi imposée aux éléments de jonction doit alors intégrer la résistance du béton sous ces sollicitations afin de permettre l'activation (si nécessaire) du mode de ruine de l'essai dû à la rupture du béton. Ainsi, comme pour la ruine des goujons implicitement prise en

compte dans le modèle élasto-plastique (et la ruine du béton explicitement modélisée), cette loi permet en plus de considérer implicitement une ruine du béton par le biais des éléments de jonction entre les goujons et le profilé.

L'analyse des études expérimentales et des formules permettant le calcul de la résistance des essais push-out partie 1.3.3 a montré que la formule proposée par l'Eurocode 4 (CEN, 2005a) permet d'avoir des résultats plus conservatifs et de retrouver plus fidèlement la résistance de l'essai lorsque la rupture en cisaillement des goujons est prépondérante. Cependant, si c'est la rupture du cône de béton qui qualifie la résistance de l'essai push-out, la formule développée par (Ollgaard, et al., 1971) et utilisée dans l'AISC (AISC, 2015) permet d'obtenir des résultats plus proches. Finalement, une nouvelle expression de la résistance en cisaillement du système de connexion peut être identifiée. Elle reprend la résistance en cisaillement des goujons proposée dans l'Eurocode 4 et la résistance du cône de béton de l'AISC (Équation (3.17)).

$$P_{Rd} = \min(P_{gouj,EC4}; P_{béton,AISC}) = \min(0,8A_{gouj}f_{ug}; 0,5A_{gouj}\sqrt{f_c E_c}) \quad (3.17)$$

La loi de comportement des éléments de jonction ainsi définie (Équation (3.16)) permet donc de considérer le mode de ruine par rupture en cisaillement des goujons ou par rupture du cône de béton de même que la raideur du système de connexion en phase pré-ruine.

Une nouvelle loi de comportement des éléments de jonction est développée dans Cast3M (CEA, 2021). Une réponse non-linéaire non couplée est imposée dans chacune des directions de cisaillement de l'élément. Ce modèle demande en paramètre d'entrée, en plus des paramètres de la loi élastique des éléments de jonction, uniquement la résistance de l'essai push-out P_{Rd} . Appliqué au cas test présenté en partie 2.3.3. (un élément de jonction de dimension nulle et soumis à un cisaillement pur dans la direction \vec{z} Figure 3-37 (a)), ce nouveau modèle de comportement permet d'obtenir la courbe force dans l'élément de jonction – déplacement relatif du nœud B par rapport au nœud A visible en Figure 3-37 (b). La loi développée par (Ollgaard, et al., 1971) est directement retrouvée ici. Elle présente une raideur initiale plus basse que la loi élasto-plastique précédemment utilisée. Une réduction progressive de la rigidité mène ensuite au plateau de plastification du comportement.

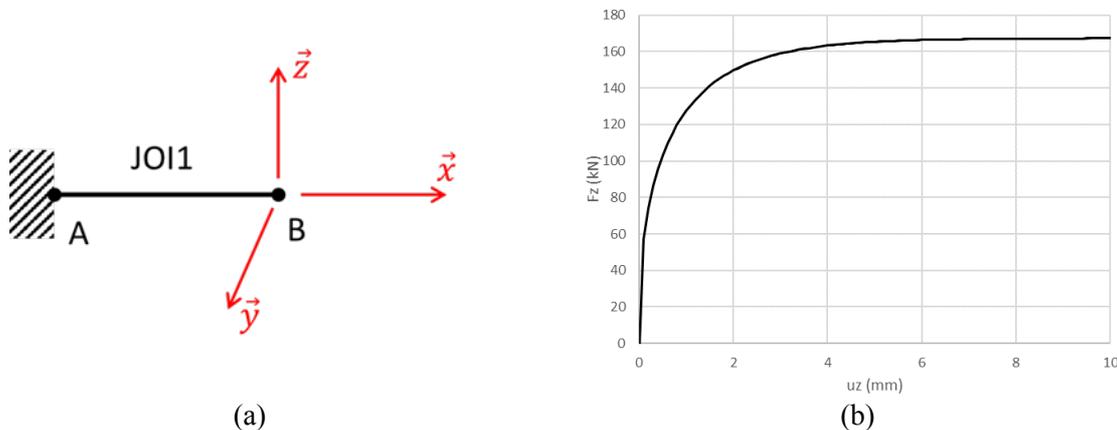


Figure 3-37 (a) Schéma du cas test sur l'élément de jonction ; (b) Courbe effort – glissement d'un élément de jonction non-linéaire soumis à du cisaillement dans la direction z

Applications à l'essai push-out

Ces éléments de jonction à comportement non-linéaire sont mis en place en interface goujon – profilé de l'essai push-out de (Shim, et al., 2004). Le reste de la modélisation simplifiée 1D est inchangé. Les résultats de cette nouvelle simulation sont présentés en Figure 3-38. De très faibles écarts avec la courbe de modélisation 3D sont visibles. La raideur du système en phase élastique est bien retrouvée de même que la résistance finale de l'essai. Le mode de ruine de cet essai correspond alors à la rupture déterminée selon la formule (3.17). Le résultat de l'équation montre que la ruine des connecteurs en cisaillement caractérise la ruine du système de connexion. Les faibles différences visibles en phase de dégradation

du comportement montrent une évolution des dégradations mécaniques différente. Ces écarts sont en lien avec la modélisation 1D des connecteurs entraînant un endommagement du béton différent de la modélisation 3D des connecteurs. Comme pour la simulation précédente, le faciès d'endommagement du béton s'initie bien autour des goujons mais l'écrasement et l'arrachement du bloc de béton dans la zone de connexion ne peuvent être identifiés (Figure 3-38 (b)). Cependant, l'introduction de l'élément de jonction possédant une loi de comportement représentative du comportement d'un essai push-out permet de retrouver le bon comportement global de l'essai avec une modélisation 1D des connecteurs.

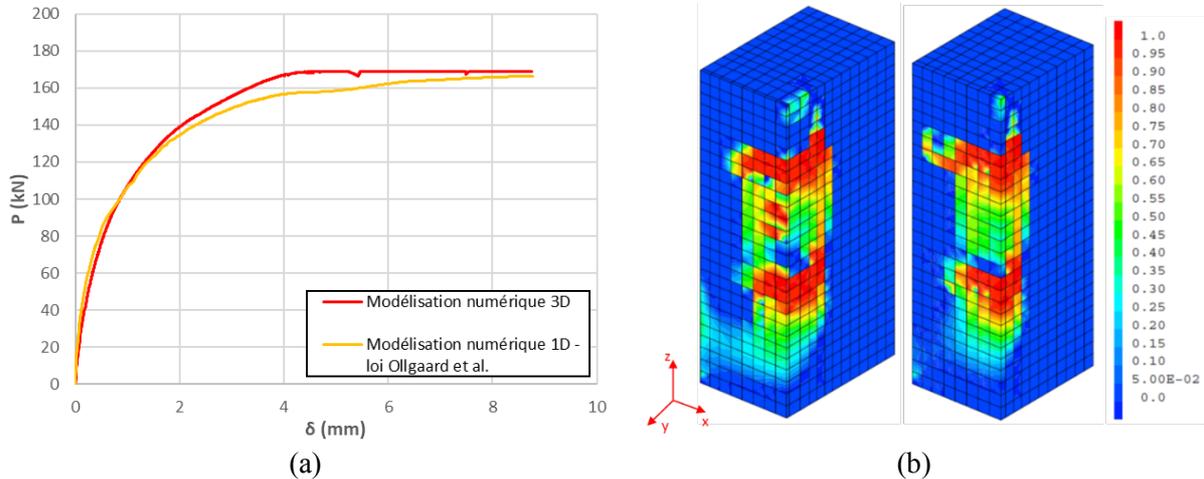


Figure 3-38 (a) Courbe effort ramené à un goujon – glissement du profilé ; (b) faciès d'endommagement final du béton (bloc total et coupe) avec la modélisation numérique 1D avec loi de Ollgaard et al. (1071) imposée aux éléments de jonction

La définition 1D des goujons mène à une discussion sur leur position par rapport aux maillages de béton et des plaques. En effet, les connecteurs peuvent être positionnés de manière non contrôlée dans le maillage et se retrouver au niveau des nœuds ou au centre d'éléments de dimensions variables (Figure 3-39). Afin de caractériser au mieux cette stratégie simplifiée de modélisation, une étude de l'influence de la position des connecteurs 1D dans le maillage 3D de béton est réalisée. Les cas d'étude présentés dans le Tableau 3-13 sont analysés.

Les courbes obtenues pour ces configurations de maillage sont visibles en Figure 3-40. Le cas possédant une taille d'élément deux fois plus grand autour des goujons centrés présente un comportement global identique au cas 1 pour lequel la taille des éléments correspond au diamètre des goujons. Une augmentation supérieure au diamètre des goujons des dimensions du maillage autour des connecteurs a donc peu d'effet sur les résultats de la simulation du comportement en cisaillement du système de connexion. Concernant l'influence de la position des goujons, le placement des goujons au niveau des nœuds du maillage entraîne une importante baisse de la résistance du système en phase de dégradation mécanique. À un glissement de $\delta_{ult,exp} = 3,33 \text{ mm}$, le cas 3 montre une résistance du système de $F_{num,cas\ 3} = 112,9 \text{ kN}$ contre $F_{num,cas\ 1} = 142,4 \text{ kN}$ pour le cas 1. Ces différences proviennent de la réduction du nombre de nœuds de béton accrochés aux goujons 1D. La mise en place des goujons au nœuds du maillage concentre la liaison entre ces composants aux nœuds coïncidents. Une localisation des déformations du béton en ces nœuds est alors visible augmentant plus rapidement l'endommagement du bloc de béton autour des goujons. Ces observations mènent à ne pas retenir un choix de connecteurs positionnés aux nœuds.

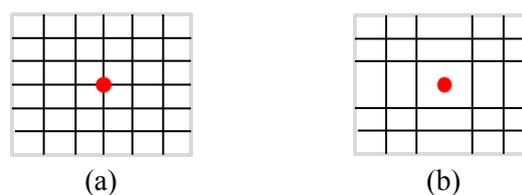


Figure 3-39 Position des connecteurs 1D : (a) aux nœuds du maillage ; (b) au centre des éléments.

Tableau 3-13 Configurations des maillages étudiés avec la modélisation simplifiée 1D de l'essai push-out

Cas d'étude	Position des goujons	Taille des éléments autour des goujons
Cas 1	Au centre d'éléments	25 mm (= d_g)
Cas 2	Au centre d'éléments	50 mm (= $2d_g$)
Cas 3	Aux nœuds du maillage	25 mm (= d_g)

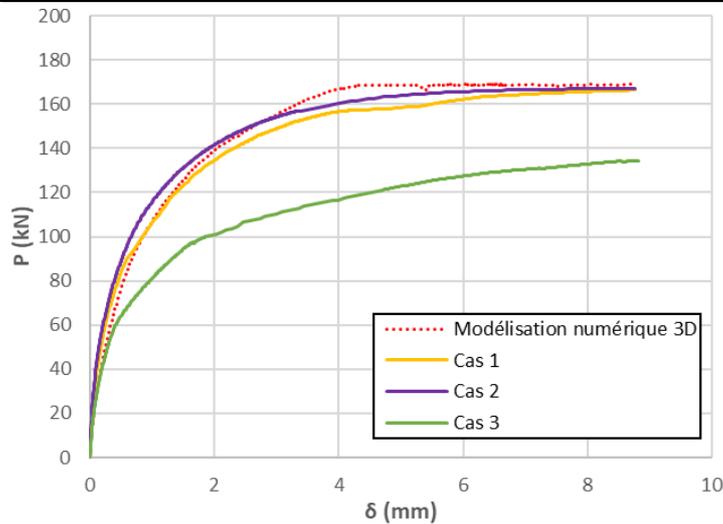


Figure 3-40 Courbe effort – glissement des modélisations 1D avec éléments de jonction à comportement non-linéaire de Ollgaard et al. (1971) avec différentes configurations du maillage de béton

3.2.1.2. Applications des modélisations simplifiées aux poutres SCS et influence sur les temps de calculs

Cette modélisation simplifiée est maintenant appliquée aux poutres SP1-1 et SP1-2 testées par (Sener, et al., 2016) et modélisées dans la première partie de ce chapitre à l'aide de la stratégie fine 3D.

Pour réaliser cette simulation simplifiée, les connecteurs 1D sont positionnés au centre d'éléments 3D de béton de dimension $1d_g$ dans toutes les directions. Le reste du maillage est de dimensions régulières de $2d_g$ dans toutes les directions pour le cœur et dans les directions x et y pour le profilé. L'épaisseur des plaques est discrétisée en deux éléments. Les maillages de la poutre SP1-1 et de la poutre SP1-2 avec cette stratégie de modélisation simplifiée sont visibles en Figure 3-41.

Pour cette modélisation, la liaison cœur de béton 3D – goujons 1D est réalisée par un accrochage parfait. Les éléments de jonction à loi de comportement non linéaire développée par (Ollgaard, et al., 1971) sont en plus utilisés pour définir les conditions de liaison entre les connecteurs et le profilé. Le reste de la méthodologie de modélisation des poutre SP1-1 et SP1-2 est inchangé.

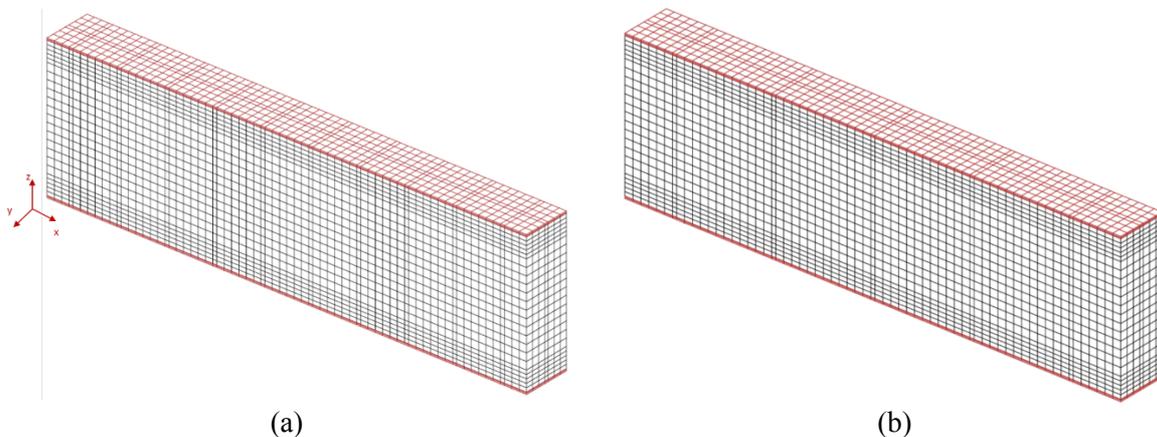


Figure 3-41 Maillages des poutres SP1-1 (a) et SP1-2 (b) modélisées selon la stratégie simplifiée 1D

Tableau 3-14 Comparaison des temps de calcul des modélisations des poutres SP1-1 et SP1-2 (sur un pc de calcul possédant 64 Go de RAM et 2 Intel Xeon E5-2670 v3 (à 2.30GHz) et 12 cœurs par processeurs)

	SP1-1		SP1-2	
	Temps de calcul	Nombre de nœuds total	Temps de calcul	Nombre de nœuds total
Modélisation fine 3D	334,0 h	51 410	258,3 h	34 940
Modélisation simplifiée 1D	77,5 h	17 160	69,9 h	15 900

Dans un premier temps, une comparaison des temps de calcul dans le Tableau 3-14 montre que les gains en coût de calcul sont importants. En plus d'une mise en donnée plus simple, les temps de calcul sont réduits d'au moins un facteur 3 par rapport à la modélisation 3D confirmant l'intérêt de cette stratégie simplifiée pour une application industrielle. Les résultats des modélisations simplifiées sont comparés à ceux de la modélisation fine 3D des poutres SCS dans les Figure 3-42, Figure 3-43 et Figure 3-44. Les courbes de comportement, les faciès finaux d'endommagement du béton ainsi que les déformations longitudinales des plaques montrent des résultats proches de ceux obtenus avec la modélisation fine avec les connecteurs représentés en éléments 3D. La modélisation simplifiée permet bien de retrouver le comportement global ainsi que le mode de ruine des poutres SCS.

Concernant la poutre SP1-1 à action composite complète, de faibles écarts sont visibles sur la courbe effort – flèche et les déformations longitudinales de la plaque inférieure. Ces différences illustrent une évolution différente de la dégradation mécanique du système. En effet, bien que le faciès d'endommagement final correspond à celui de la modélisation 3D (Figure 3-43 (a)), les efforts d'apparition de la fissure de cisaillement et de sa propagation sont différents. Par exemple, la première fissure diagonale apparaît pour un effort $F = 338 \text{ kN}$, contre $F = 258 \text{ kN}$ pour la modélisation 3D. Ainsi, pour une flèche donnée, la dégradation mécanique du système est moins avancée et cela explique l'absence de plastification de la plaque inférieure pour une flèche de $f = 13,4 \text{ mm}$ en Figure 3-44 (a) (la plastification de la plaque inférieure avec la modélisation 1D est visible pour une flèche de $f = 16,5 \text{ mm}$). Des observations équivalentes sont visibles pour la modélisation de la poutre SP1-2. Avec cette modélisation simplifiée 1D, la fissure inclinée à plus de 45° n'est pas visible (Figure 3-43 (b)) déplaçant les déformations longitudinales maximales dans la plaque inférieure au niveau de l'unique fissure verticale. De plus, le plafonnement de la résistance en phase finale est pour un effort supérieur (Figure 3-42 (b)) illustrant la dégradation moins importante du système.

Comme pour la modélisation simplifiée de l'essai push-out, ces différences montrent que le choix de la modélisation 1D des connecteurs entraîne une modification de la propagation de l'endommagement du béton. Le changement de type de condition de liaison entre des connecteurs va modifier la réponse du matériau. L'ancrage des connecteurs dans le béton entraîne principalement de la traction et du cisaillement au sein du béton alors que lorsqu'une condition de liaison unilatérale relie les connecteurs 3D et le cœur de béton, de la compression et du cisaillement sont visibles dans le béton autour des connecteurs. Cette différence va modifier l'évolution des dégradations du béton. Cependant, l'initiation de l'endommagement au niveau de chaque connecteur et les conditions de liaison assurant quand même des contacts adaptés entre les composants (béton lié aux connecteurs, connecteurs aux plaques et liaison unilatérale entre le béton et les plaques), le faciès final de rupture est proche de la modélisation fine. Ces résultats confirment la capacité de reproduire le mode de ruine de cette stratégie de modélisation.

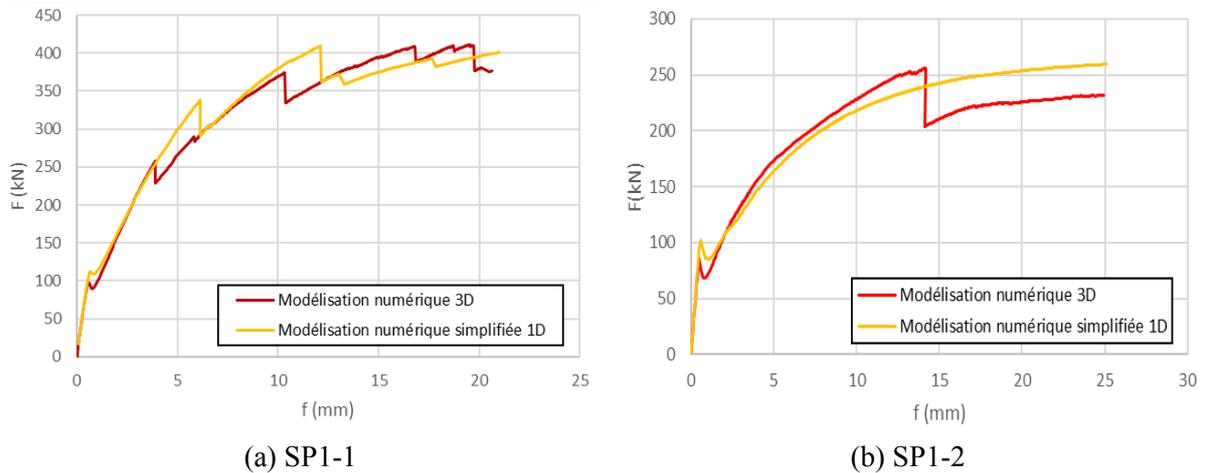


Figure 3-42 Courbes effort – flèche des modélisations simplifiées 1D des poutres SP1-1 (a) et SP1-2 (b)

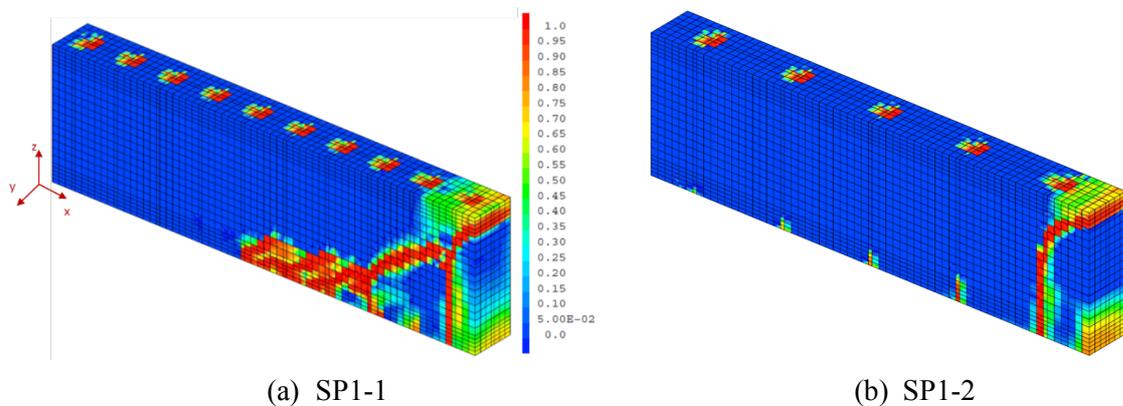


Figure 3-43 Faciès d'endommagement finaux du béton des modélisations simplifiées 1D des poutres SP1-1 (a) et SP1-2 (b)

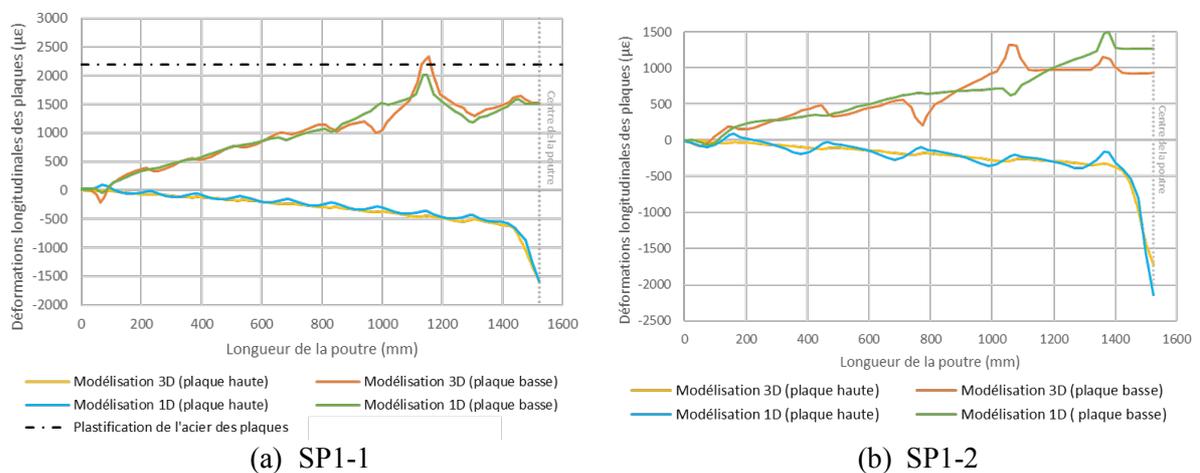


Figure 3-44 Déformations longitudinales des plaques le long de la poutre de la modélisation simplifiée 1D de la poutre SP1-1 pour une flèche de $f = 13,4$ mm (a) et de la poutre SP1-2 pour une flèche de $f = 24,3$ mm (b)

3.2.2. Modélisations d'une jonction d'ossature SCS

Le développement de cette stratégie de modélisation simplifiées autorise l'étude d'une structure SCS telle qu'une jonction d'ossature.

3.2.2.1. Etat de l'art sur les jonctions d'ossature

Les jonctions d'ossatures sont des parties d'ouvrage reliant deux éléments structurels. Ces structures d'intersection servent à transférer les charges telles que des moments de flexion, des efforts tranchants

ou des efforts de cisaillement. Elles participent directement à la résistance et à la stabilité de l'ouvrage global. Ainsi, traditionnellement pour les constructions en béton armé, les jonctions d'ossature sont dimensionnées afin d'assurer une ruine des éléments connectés avant la ruine de la jonction. Différents types de jonction peuvent être retrouvés : jonctions entre des voiles, entre un voile et un plancher, un voile et une fondation ou encore un poteau et une poutre. Dans les structures employant le SCS, des jonctions peuvent également relier des éléments en SCS entre eux ou des éléments SCS à des éléments en béton armé (voile SCS – fondation BA, voile BA – plancher SCS par exemple).

Le comportement de jonction d'ossature BA (béton armé) a largement été étudié et des recommandations de dimensionnement sont présentées dans différentes normes (CEN, 2005b) ou (ACI, 2006) par exemple). En revanche, l'intérêt plus récent dans les structures SCS entraîne une limitation des connaissances sur ces comportements. Les informations disponibles en termes de système mis en place ou de comportement expérimental sont réduites car les retours d'expériences ainsi que les bases de données d'études expérimentales et numériques sont faibles.

Des études de jonction voiles – voiles SCS en intersection T (connexion d'un voile au centre d'un autre voile Figure 3-45 (a)) ou L (intersection de deux voiles en un angle Figure 3-45 (b)) ont été réalisées par (Seo, et al., 2013), (Seo & Varma, 2015), (Seo & Varma, 2017) et (Seo & Varma, 2019). Leurs études, expérimentales et numériques, montrent des recherches préliminaires visant à la production d'un guide américain sur le sujet et à l'augmentation de la base de données sur ces systèmes. Ainsi, un total de 5 essais de jonctions T et 2 essais de jonctions L sont présentés dans ces articles. Les analyses des résultats des essais, des modélisations numériques et des études analytiques ont permis de montrer que le comportement de ces jonctions est proche des jonctions voiles – voiles en béton armé (BA). Une stratégie de dimensionnement identique est alors proposée.

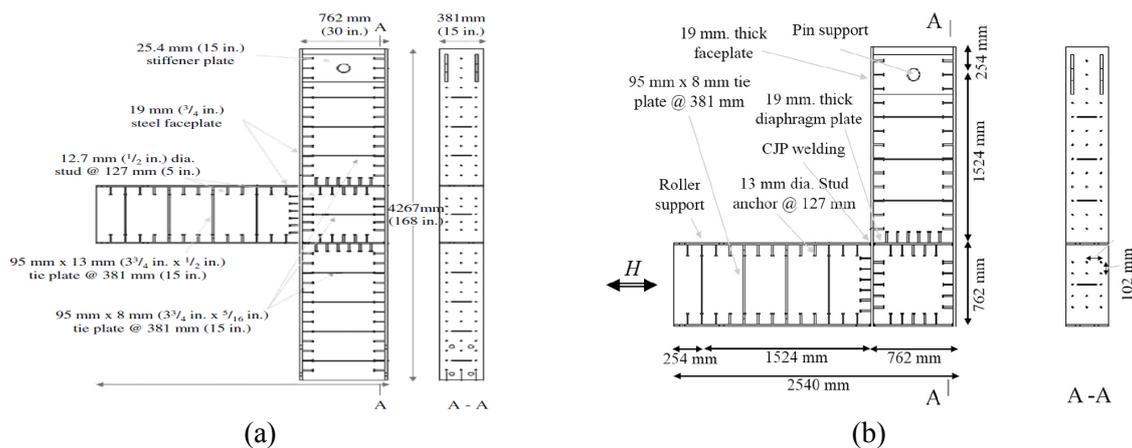


Figure 3-45 Jonctions voile - voile: (a) intersection T de (Seo & Varma, 2019); intersection L de (Seo & Varma, 2015)

Les jonctions voile – plancher ont, elles, été étudiées dans (Seo & Varma, 2017). Dans les centrales nucléaires de 3^{ème} génération, les planchers servent à supporter les équipements et sont généralement en demi-SC (SCS sans plaque en fibre supérieure). La jonction présentée dans cet article consiste à intégrer des barres d'ancrage dans les planchers et à les liasonner à celles situées dans les voiles SCS grâce à des coupleurs mécaniques. La plaque de peau du plancher peut être soudée ou simplement appuyée à un élément de support soudé au voile (Figure 3-46). Les essais réalisés dans l'article ont montré que le comportement du système est proche de celui d'une jonction voile-plancher en béton armé.

Le même système de coupleur mécanique avec barres d'ancrage peut être utilisé pour la jonction voile SC – fondation BA, comme il est présenté dans (Kurt & Varma, 2015), (Tsuda, et al., 2001) et (Varma, et al., 2011b). Il existe trois principales techniques de jonction voile - fondation : 1) l'ancrage dans la fondation en BA de barres fixées aux plaques du voile SCS, 2) l'ancrage de barres dans les fondations en BA et dans le voile SCS et 3) l'ancrage des plaques du voile SCS dans les fondations en BA (Figure 3-47). C'est la technique 2) qui est testée et modélisée dans (Kurt, et al., 2013). Une comparaison à des études analytiques a montré que la jonction n'atteint pas sa capacité maximale de flexion bien qu'elle soit déjà supérieure à celle d'une jonction avec un voile en BA.

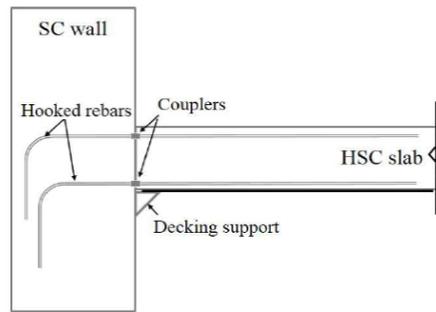


Figure 3-46 Jonction voile SC – plancher BA de (Seo & Varma, 2017)

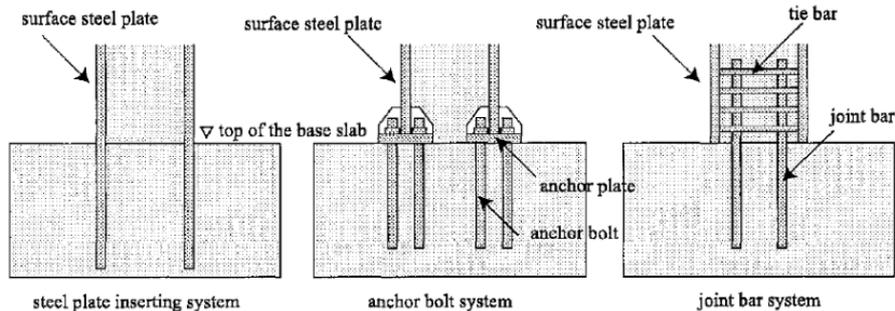


Figure 3-47 Types de connexion voile SCS - fondation BA de (Tsuda, et al., 2001)

Ces recherches ainsi qu'une base d'essais réalisés en Corée du Sud et au Japon, ont permis le développement de premiers documents de dimensionnement. Des sections dans (JEAC, 2009), (KEPIC, 2010), (AISC, 2015) ou encore dans (Bowerman & Burgan, 2003) présentent des discussions sur les principes de dimensionnement de jonction SCS voile – voile, voile – plancher ou l'ancrage d'un voile dans une fondation en béton. En particulier, des descriptions et recommandations sur les efforts à transmettre ou encore le principe de résistance de la jonction supérieure à la résistance totale des membres connectés peuvent y être trouvés. Cependant, aucune méthode de dimensionnement n'est explicitement détaillée et les méthodes développées pour les jonctions en béton sont parfois difficiles à transposer car en SCS une action composite combine le béton et l'acier. Le projet SCIENCE (SCIENCE, 2017) a alors montré qu'un véritable besoin d'informations sur les types de connexion et les technologies appliquées en pratique ainsi que de données d'essai existe afin de développer et calibrer un guide de dimensionnement pour des structures SCS, plus particulièrement en Europe.

3.2.2.2. Présentation des jonctions SCS voile – voile étudiées

Une campagne d'essai de jonctions SCS a été réalisée pour le projet (SCIENCE, 2017). Un total de 4 essais de jonction voile – fondation, 3 jonctions voile – voile et 2 deux jonctions voile - plancher ont été testés. Afin d'étudier le comportement d'une connexion SCS typique, une jonction voile – voile de ce projet est étudiée dans cette partie. Le transfert d'efforts, le comportement global ainsi que le mode de ruine peuvent être analysés et permettent de mieux comprendre la réponse de ce type de structure.

La jonction voile – voile choisie est une intersection T reliant un voile SCS discontinu d'épaisseur $h_{vd} = 0,4\text{ m}$ au centre d'un voile SCS continu d'épaisseur $h_{vc} = 0,5\text{ m}$ (Figure 3-48). Les voiles connectés sont composés de deux plaques d'acier d'épaisseur $t_{pv} = 8\text{ mm}$ liées à un cœur de béton C30/37 grâce à un système de connexion composés de goujons à tête d'ancrage et de tirants traversant de diamètres $d_{gv} = d_t = 19\text{ mm}$. La jonction correspond alors à l'intersection de ces voiles, délimitée par des plaques d'acier d'épaisseur $t_{pj} = 12\text{ mm}$ et reliées au béton du cœur de la jonction et des voiles SCS par des goujons à tête d'ancrage de diamètre $d_{gj} = 19\text{ mm}$. Le détail de la géométrie et des caractéristiques des matériaux sont donnés en Figure 3-48, Figure 3-49, Figure 3-50, Tableau 3-15 et Tableau 3-16. Le dimensionnement de cette structure a été réalisée afin de répondre aux exigences de

construction de centrales nucléaires ou d'ouvrages conventionnels tout en assurant une efficacité économique de production de la jonction.

Les propriétés des aciers constituant les plaques, les tirants et les goujons sont visibles dans le Tableau 3-15. Ils sont issus des données des constructeurs et d'essais de traction. Concernant le cœur de béton, des éprouvettes cubiques et cylindriques ont été coulées simultanément au béton de la jonction afin d'être testées et de permettre la détermination des propriétés de ce béton à la date de l'essai. Les paramètres obtenus sont visibles dans le Tableau 3-16.

La jonction SCS, testée en flexion, est simplement appuyée aux deux extrémités du voile continu et repose sur une face sur le massif d'essai. Le chargement est appliqué en déplacements sur le voile discontinu à une distance de 1,7 m de la jonction à l'aide d'une presse hydraulique. Un important système de capteurs est mis en place incluant, entre autres, des jauges de mesure des déformations des plaques ou de la jonction, des LVDT ou un suivi optique de mesure des déformations surfaciques des plaques et de l'ouverture des fissures. Le relevé de ces informations permet d'observer l'évolution du comportement de cette jonction SCS voile – voile.

La Figure 3-51 présente les courbes effort appliqué – temps et déplacement du point d'application de la charge – temps de l'essai de flexion de la jonction SCS. Mise en parallèle de l'observation visuelle de l'évolution de l'ouverture des fissures dans le béton du système et de la réponse des plaques et des connecteurs (Figure 3-52), différentes étapes du comportement de la jonction sont repérables :

- Une première phase élastique est visible jusqu'à un déplacement du point d'application de la charge de -8 mm . Cette phase est caractérisée par une augmentation de la charge proportionnellement au déplacement du point d'application de la charge.
- Une première fissure apparaît dans le béton du voile SCS discontinu. Cette fissure est une fissure de flexion en fibre tendue du voile sur lequel est appliqué le chargement en écho à la fissure verticale de flexion visible dans la poutre SCS (voir partie 3.1).
- La dégradation du comportement mécanique de la jonction est alors visible et représentée par une perte de raideur progressive associée à l'ouverture de plusieurs fissures au sein de la structure. En particulier, la deuxième fissure du système est une fissure diagonale non critique dans le béton de la jonction. Les autres dégradations sont la fissuration du béton et la plastification des plaques du voile discontinu en lien avec sa flexion (Figure 3-52 (a))
- Pour une charge de $F_{max} = 754\text{ kN}$, un voilement de la plaque comprimée (Figure 3-52 (b)) et une plastification de la plaque tendue (Figure 3-52 (c)) du voile discontinu proche de la jonction entraîne la ruine du système. Cette ruine fragile est accompagnée d'un écrasement du béton et de la rupture de tirants et goujons dans ces zones comme l'instabilité de la plaque augmente fortement le glissement interfacial avec le cœur de béton du voile SCS discontinu.

Finalement, une importante résistance de la jonction est remarquable. En effet, seule la deuxième fissure du système concerne la jonction, justifiant son fonctionnement par bielle de compression comme il est observable pour les jonctions en béton armé. Cependant cette fissure n'est pas critique et le chargement du système peut augmenter au-delà de cet effort. Ces résultats sont en accord avec le principe de dimensionnement en résistance complète de la jonction. Afin de respecter les exigences de ce type de structure, la jonction a été dimensionnée afin de d'assurer le transfert d'effort d'un voile à un autre et ainsi résister à du cisaillement, de l'effort tranchant ou encore à de la flexion. Sa résistance est alors plus grande que le plus faible des éléments connectés et sa rupture intervient après la ruine du voile le moins résistant, ici le voile discontinu.

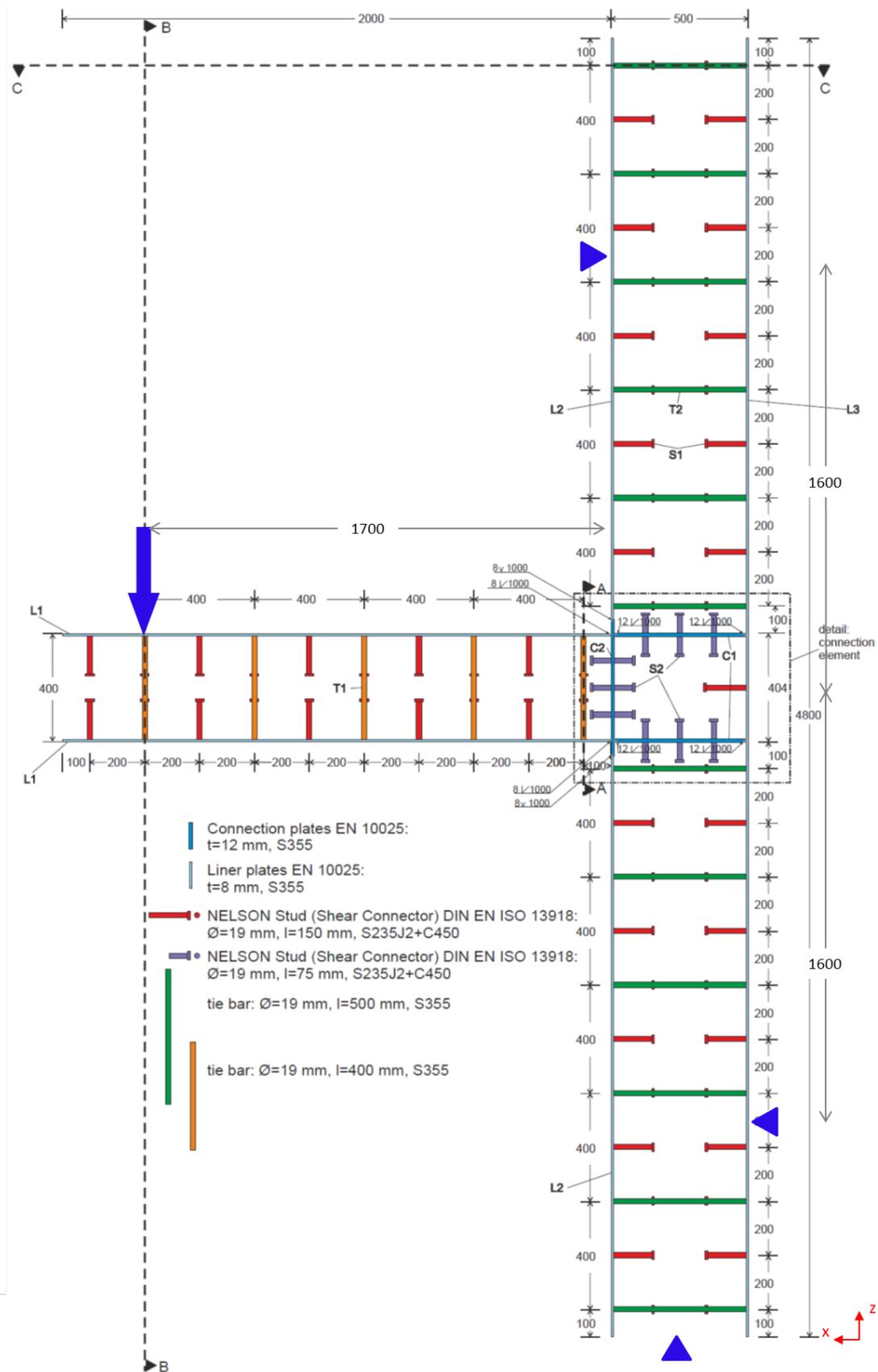


Figure 3-48 Schéma de la jonction SCS voile – voile dans le plan xz (SCIENCE, 2017)

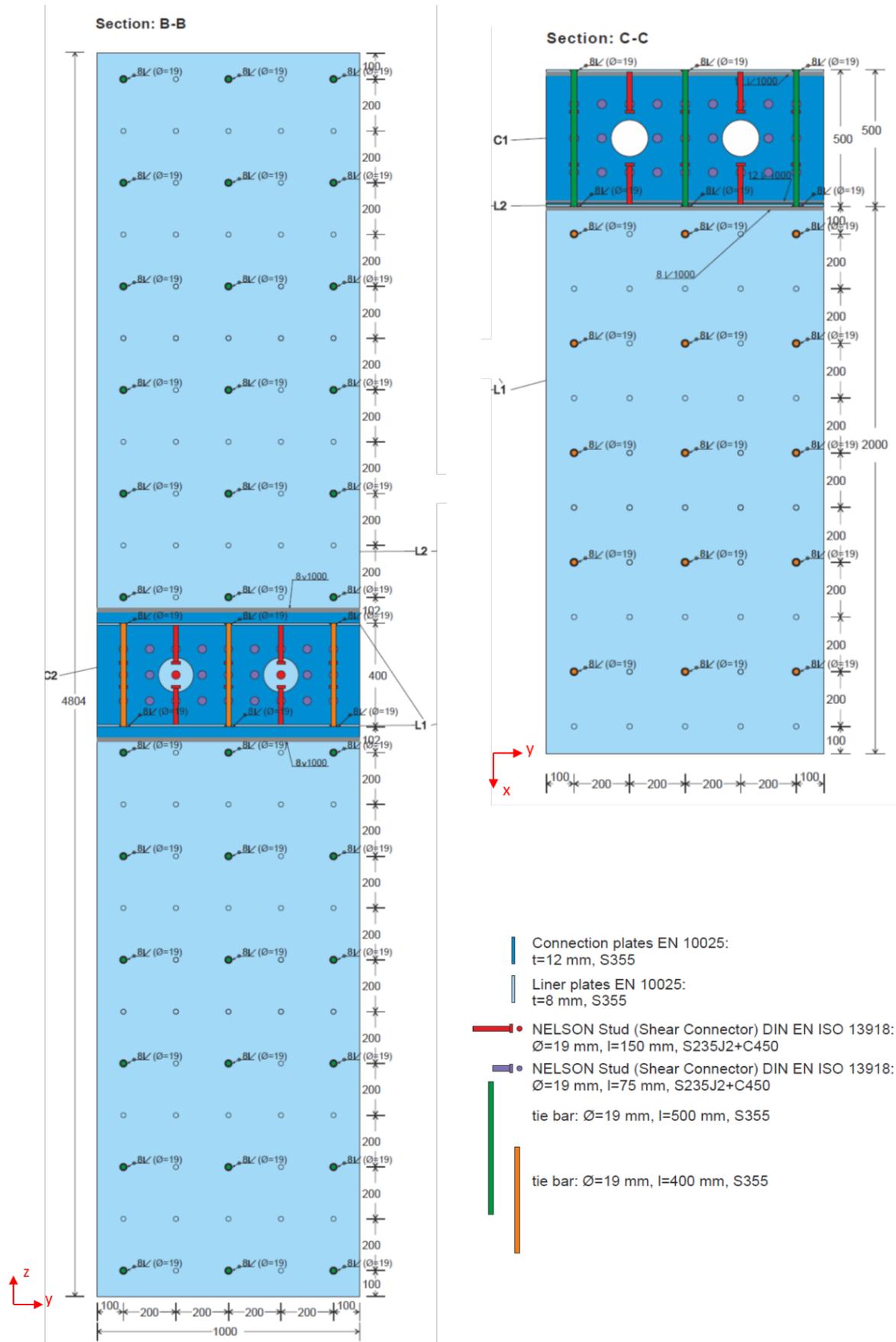


Figure 3-49 Schémas de la jonction SCS voile – voile dans les plans yz et xy (SCIENCE, 2017)

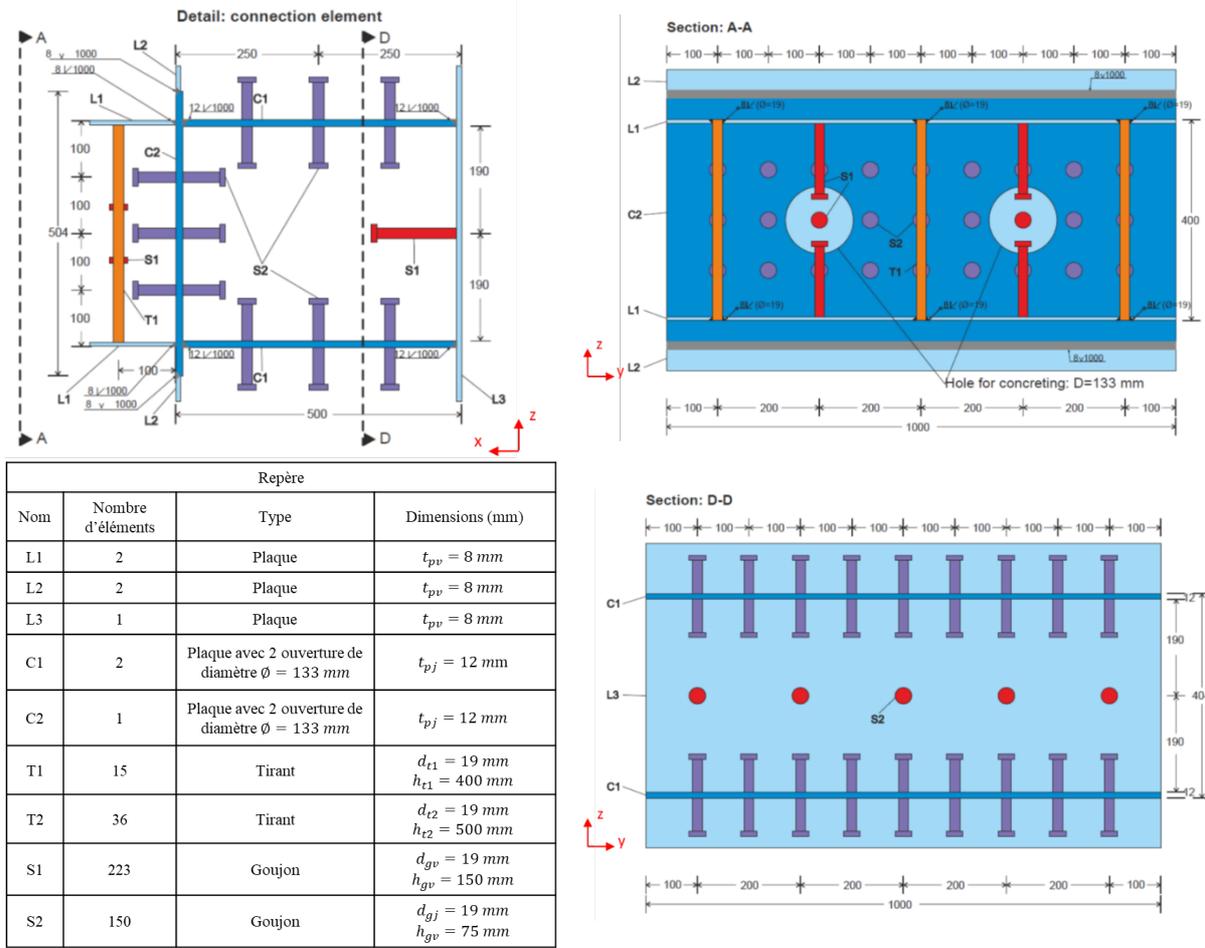


Figure 3-50 Schémas du détail de la jonction (SCIENCE, 2017)

Tableau 3-15 Caractéristiques des aciers de l'essai de jonction SCS voile – voile (SCIENCE, 2017)

	Plaques voiles	Plaques jonction	Tirants	Goujons S1	Goujons S2
Limite élastique f_y (MPa)	371	408	451	459	499
Module d'Young E_s (GPa)	210	210	210	210	210
Coefficient de Poisson ν_s (-)	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
Module tangent E_T (GPa)	0,61	0,56	0,40	0,23	0,24

Tableau 3-16 Caractéristiques du béton de l'essai de jonction SCS voile – voile (SCIENCE 2017)

Résistance en compression f_c (MPa)	37,5
Résistance en traction f_{ct} (MPa)	2,8
Module d'Young E_c (GPa)	27,6
Coefficient de Poisson ν_c (-)	0,2

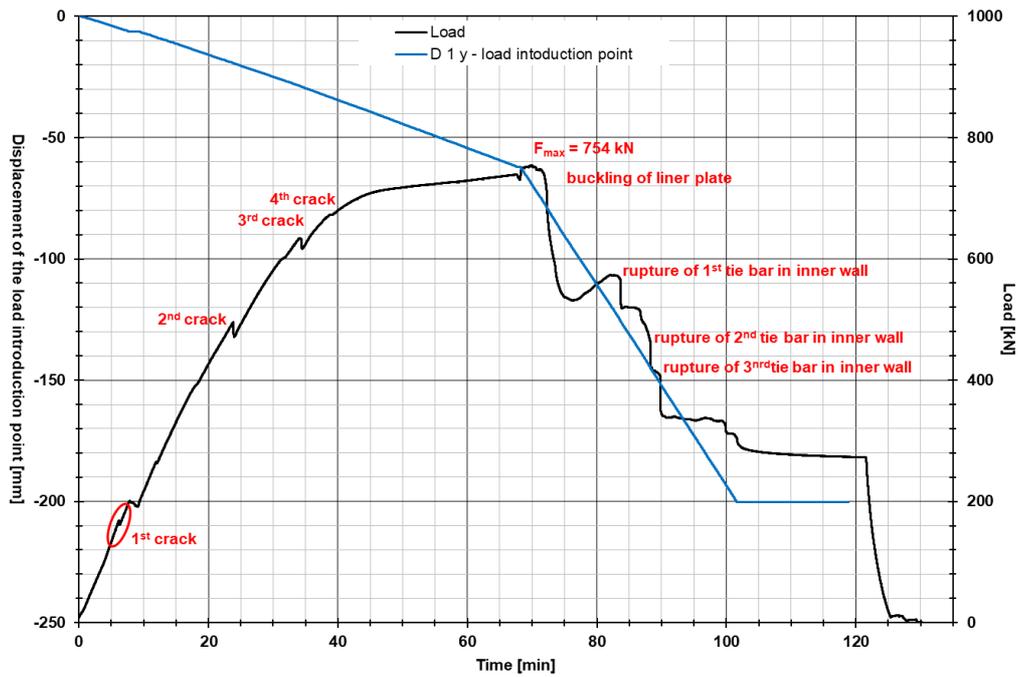


Figure 3-51 Courbes effort appliqué – temps (noir) et déplacement du point d'application de la charge - temps (bleu) de l'essai de flexion de la jonction SCS voile – voile (SCIENCE, 2017)

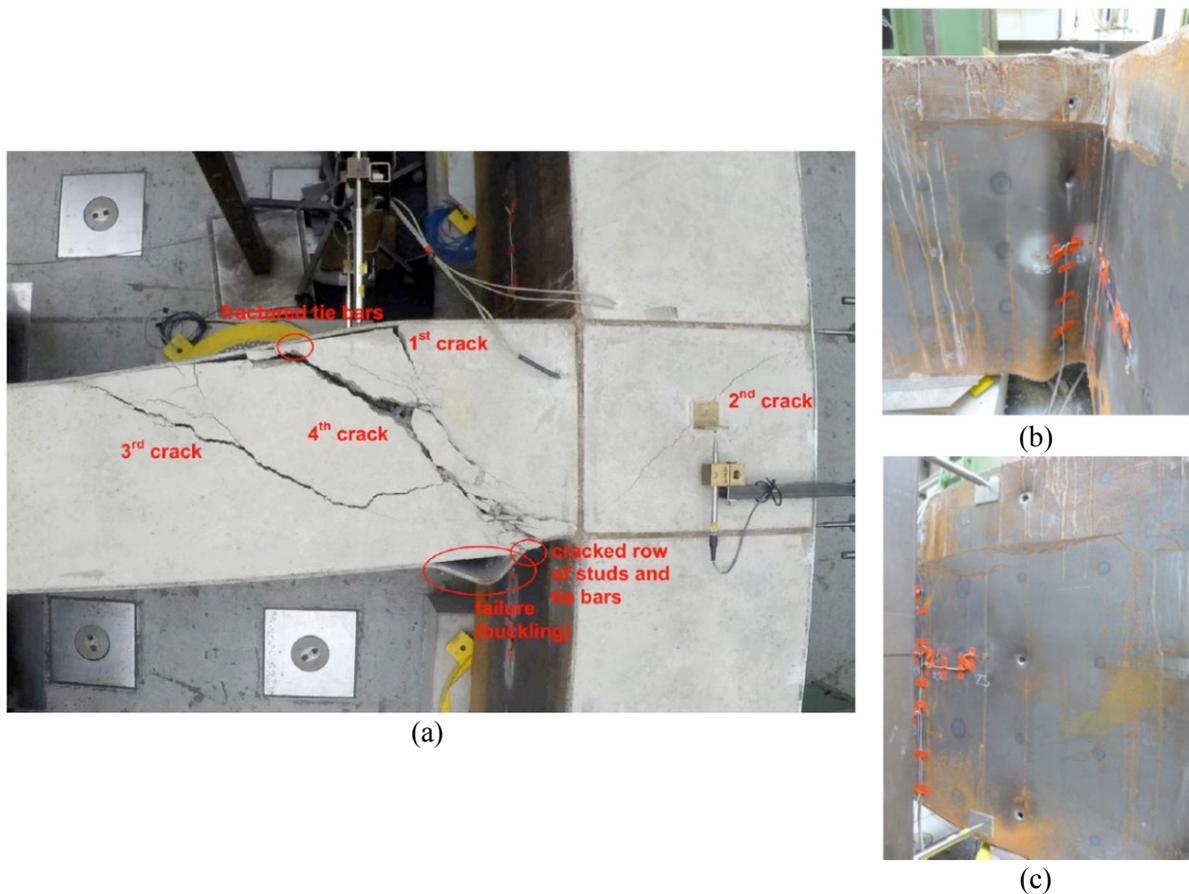


Figure 3-52 Rupture de la jonction SCS voile –voile en flexion : (a) fissuration finale du béton ; (b) voilement de la plaque comprimée et rupture des connecteurs du voile discontinu ; (c) rupture des tirants de la plaque tendue du voile discontinu (SCIENCE, 2017)

3.2.2.3. Stratégie de modélisation 1D des jonctions SCS voile-voile

La stratégie de modélisation simplifiée avec connecteurs représentés par des éléments 1D introduite dans la partie 3.2.1 est appliquée à l'essai de flexion de cette jonction SCS voile – voile.

Modélisation numérique

La géométrie complexe ne présentant pas de symétries, l'ensemble du système est modélisé. Les cœurs de béton ainsi que les plaques d'acier sont représentés par des éléments finis massifs cubiques à 8 nœuds. Une coïncidence des maillages est imposée entre ces composants. Les ouvertures de coulage du béton des plaques de la jonction ne sont pas reproduites. Les connecteurs (goujons et tirants) sont modélisés par des éléments 1D Poutre représentant la génératrice des goujons et tirants et positionnés au centre d'éléments massifs de béton de dimension 19 mm (diamètre des connecteurs) dans les directions x et y . Les faibles épaisseurs des plaques par rapport aux dimensions du système et la présence des éléments de jonction permettant de faire abstraction de la dépendance au maillage de la modélisation vis-à-vis des dimensions des éléments plaques, une couche d'élément compose leurs épaisseurs. La dimension du reste du maillage de béton et des plaques est de $4d_g$. L'illustration de cette modélisation est visible en Figure 3-53.

Un comportement élasto-plastique à écrouissage isotrope est imposé aux aciers des plaques, tirants et goujons. Les propriétés caractéristiques de ces modèles sont celles présentées dans le Tableau 3-15. Pour le béton, le modèle choisi pour représenter la réponse de ce matériau est le modèle de comportement d'endommagement isotrope basé sur le modèle de (Mazars, 1984) régularisé en traction par une méthode énergétique de (Hillerborg, et al., 1976) et en compression par un calage automatique des paramètres de compression du modèle développé dans le chapitre 2. Les paramètres du modèle ont été calibrés à partir des caractéristiques du matériau et d'essai de cubes élémentaires de béton soumis à de la traction ou de la compression pures. Leurs définitions sont visibles dans le Tableau 3-17.

Les conditions limites de l'essai reprennent le blocage des déplacements dans la direction x au niveau des appuis latéraux du voile continu (condition a et b), dans la direction z en partie basse de ce même voile (condition c) ainsi que l'application du chargement en déplacement imposé dans la direction z sur le voile discontinu (condition d). Une condition supplémentaire de blocage des déplacements dans la direction y est ajoutée sur toute la face du système afin de garantir la stabilité et représenter l'appui du système sur le massif d'essai (condition e). La Figure 3-54 résume des conditions limites.

Les conditions de liaison vont, elles, représenter les conditions de contact entre les composants. Ainsi, comme pour la modélisation de l'essai push-out et des poutres SCS selon la stratégie simplifiée (Figure 3-35) les conditions de liaison sont :

- Une liaison unilatérale entre les cœurs de béton et les plaques d'aciers
- Un accrochage parfait de la tige et de la tête des goujons et tirants 1D dans les cœurs de béton 3D
- Des éléments de jonction à comportement non-linéaire de (Ollgaard, et al., 1971) entre les connecteurs et les plaques

La résistance en cisaillement des connecteurs imposée aux éléments de jonction est calculée selon l'Équation (3.17) et le Tableau 3-18 présente les valeurs obtenues pour les différents goujons et tirants.

Finalement la résolution est effectuée par une méthode implicite implémentée dans Cast3M (CEA, 2021).

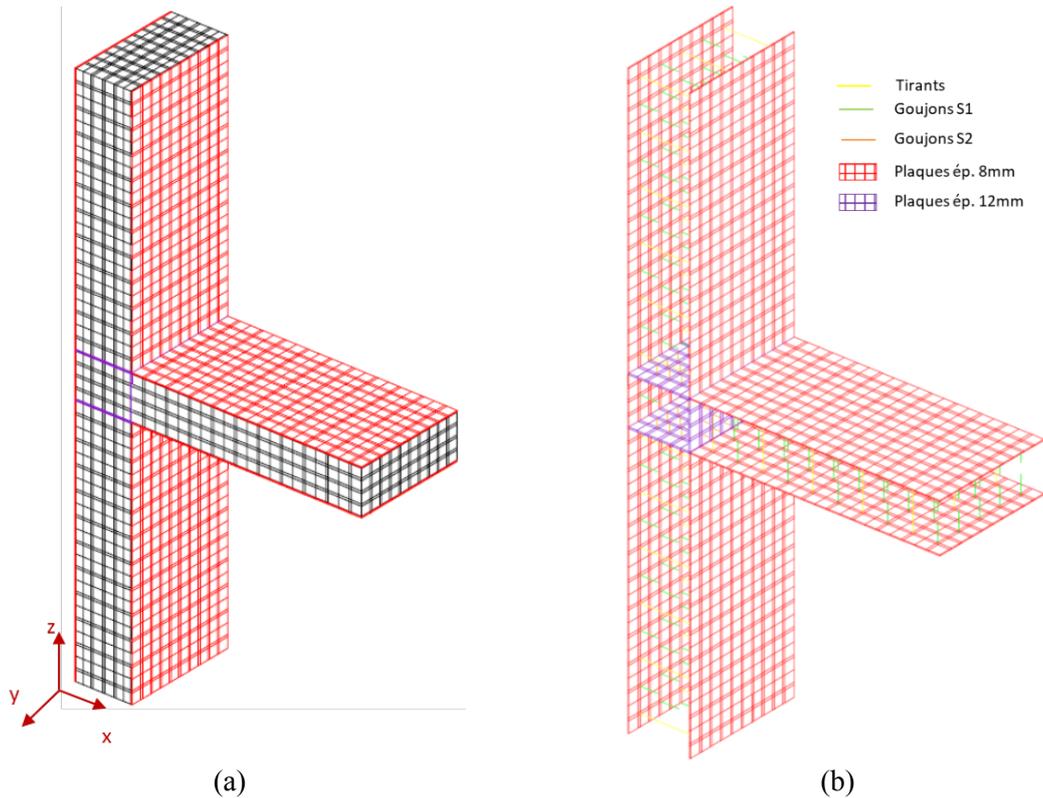


Figure 3-53 Maillage de la jonction SCS voile - voile: (a) maillage complet; (b) maillage des plaques et des connecteurs

Tableau 3-17 Paramètres du modèle de comportement du béton de l'essai de flexion de la jonction SCS voile - voile

$G_F (N \cdot m^{-1})$	$\kappa_0 (-)$	$\beta (-)$	$A_C (-)$	$B_C (-)$
200	$\frac{f_{ct}}{E_c}$	1,06	$-104,5l_e^2 + 27,701l_e - 0,0113$	$-221548l_e^2 + 34030l_e - 9,6231$

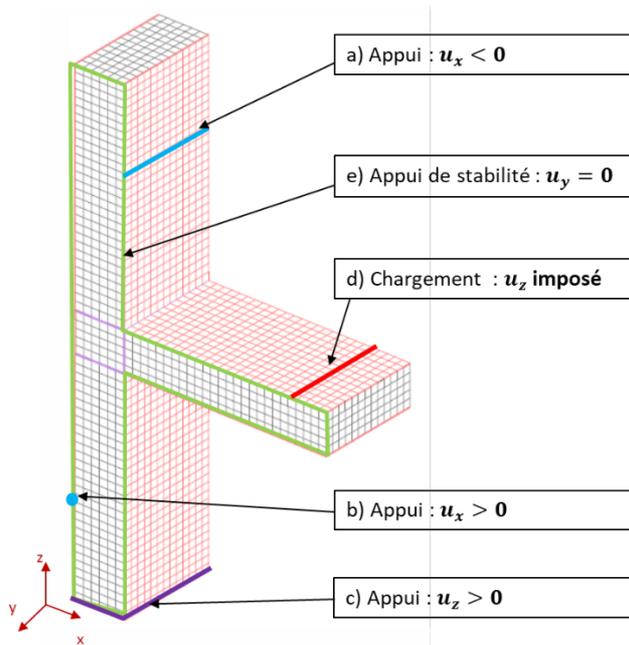


Figure 3-54 Conditions limites de l'essai de flexion d'une jonction SCS voile - voile

Tableau 3-18 Résistance en cisaillement des connecteurs

	$P_{Rd} (kN)$
Tirants	128,4
Goujons S1 ($h_g = 150mm$)	113,4
Goujons S2 ($h_g = 75 mm$)	123,2

Résultats et analyses du comportement

Dans un premier temps, une comparaison des courbes effort – déplacement vertical du point d'application de la charge expérimentale et numérique obtenue avec cette modélisation est réalisée en Figure 3-55. L'observation de la courbe numérique, mise en parallèle de l'évolution du faciès d'endommagement du béton en Figure 3-56, montre une bonne correspondance des phases du comportement de la jonction SCS. Un comportement élastique est remarquable en phase initiale puis une première fissure de flexion du voile discontinu est visible dès un chargement de $F_z = 140 \text{ kN}$ en accord avec les observations expérimentales. La phase non-linéaire de la réponse est ensuite observable en lien avec l'augmentation des dégradations mécaniques (endommagement du béton et plastification des aciers). L'ouverture d'une fissure inclinée au sein de la jonction est retrouvée ainsi que les différentes fissures du comportement en flexion du voile sur lequel la charge de flexion est appliquée.

Cependant, des différences de résistance sont visibles entre les courbes, en particulier en fin de phase non-linéaire. En effet, à la ruine expérimentale du système pour $u_z = -74,4 \text{ mm}$, l'effort repris par le système modélisé est de $F_z = 944,3 \text{ kN}$ soit un écart de 26 % avec la résistance expérimentale. De plus, la ruine de la structure visible par la perte de résistance après ce pic expérimental n'est pas retrouvée numériquement. Ces écarts se rapportent directement à ceux observés lors de la modélisation simplifiée 1D de la poutre SP1-1. En effet, dans la partie 3.2.1, des variations dans l'évolution des dégradations mécaniques de la poutre ont été observées entre la modélisation 3D fine et la modélisation 1D des connecteurs. La modélisation 1D des connecteurs va modifier la propagation de l'endommagement du béton dans cette zone en lien avec le type de sollicitation que le matériau subit. De plus, dans le cas de l'étude de la jonction, les grandes dimensions du système ont mené à choisir des tailles d'élément importantes ($4d_g$) afin d'assurer un temps de calcul raisonnable. Le maillage du béton combine alors des éléments de petites dimensions (autour des connecteurs) et de taille plus grande ce qui peut impacter la réponse du matériau. Les études de l'influence des tailles des éléments du modèle de comportement de béton développé ont montré des limites de l'indépendance aux dimensions du maillage pour les comportements en compression et en cisaillement du matériau. Pour des éléments de béton de grandes dimensions, l'endommagement se développe moins rapidement. La raideur du système est alors supérieure à celle expérimentale pour un chargement donné. Malgré tout, les dégradations observées correspondent bien avec la réponse du système et le faciès de rupture du béton est similaire au faciès expérimental.

Concernant la rupture de l'essai, les résultats expérimentaux ont montré que la ruine du système est due au voilement de la plaque comprimée du voile discontinu. La modélisation numérique de ce composant ne permet pas de reproduire la perte de résistance associée à ce type de rupture. Cependant, il est possible d'observer les contraintes dans la plaque et de les comparer à la résistance critique au voilement de cet élément σ_c .

$$\sigma_c = \frac{\pi^2 E_s}{\mu^2} = 276,3 \text{ MPa} \quad (3.18)$$

avec E_s le module d'Young de l'acier de la plaque et μ l'élançement de la plaque. Cet élançement est défini par $\mu = L_v/\rho$ avec L_v la longueur libre de voilement de la plaque, ici $L_v = 200 \text{ mm}$ l'espacement entre deux rangées de goujons. ρ est le rayon de giration de la plaque. $\rho^2 = I_{Gz}/A_{\text{plaque}}$ avec I_{Gz} le moment quadratique et A_{plaque} l'aire de la surface droite de plaque. Quand les contraintes de compression dans une section de plaque dépassent cette contrainte critique σ_c sur toute la longueur de voilement alors il y a instabilité de la plaque. Pour un déplacement vertical de $u_z = -74,4 \text{ mm}$, les contraintes normales dans la plaque comprimée du voile discontinu sont visibles en Figure 3-57. En comparant les contraintes dans cet élément à la contrainte critique de voilement de la plaque (Équation (3.18)), il est visible qu'un voilement de la plaque est retrouvé pour la modélisation numérique. La contrainte de compression entraînant cette instabilité est dépassée entre deux rangées de connecteurs proches de la jonction et le mode de ruine expérimental est identifié.

Finalement, de ces résultats il est visible que le comportement global (allure de la courbe, ordre de grandeur des efforts et mode de ruine) est retrouvé de premier abord en appliquant la stratégie de modélisation développée.

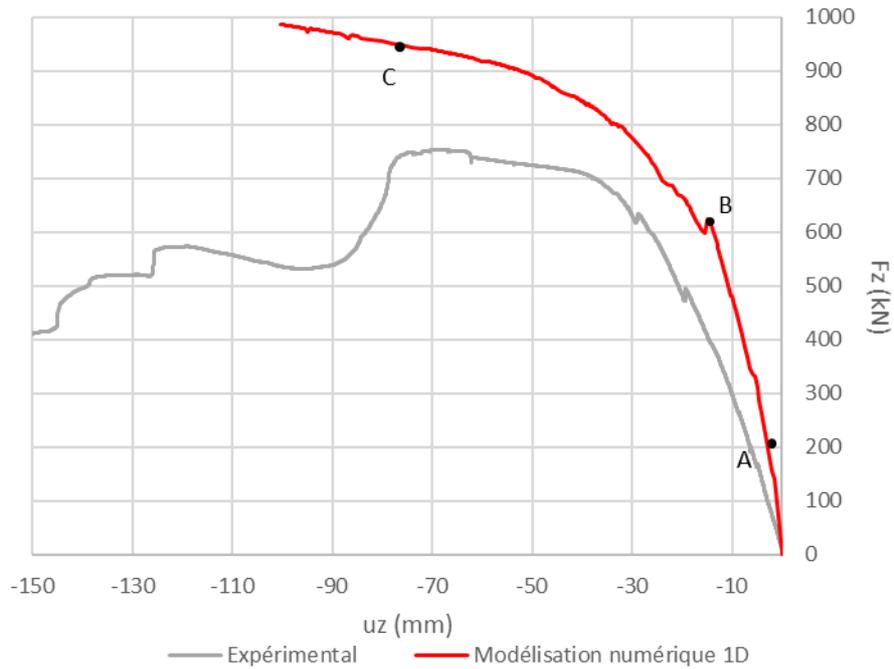


Figure 3-55 Courbes effort – déplacement du point d'application du chargement de l'essai de flexion de la jonction SCS voile – voile

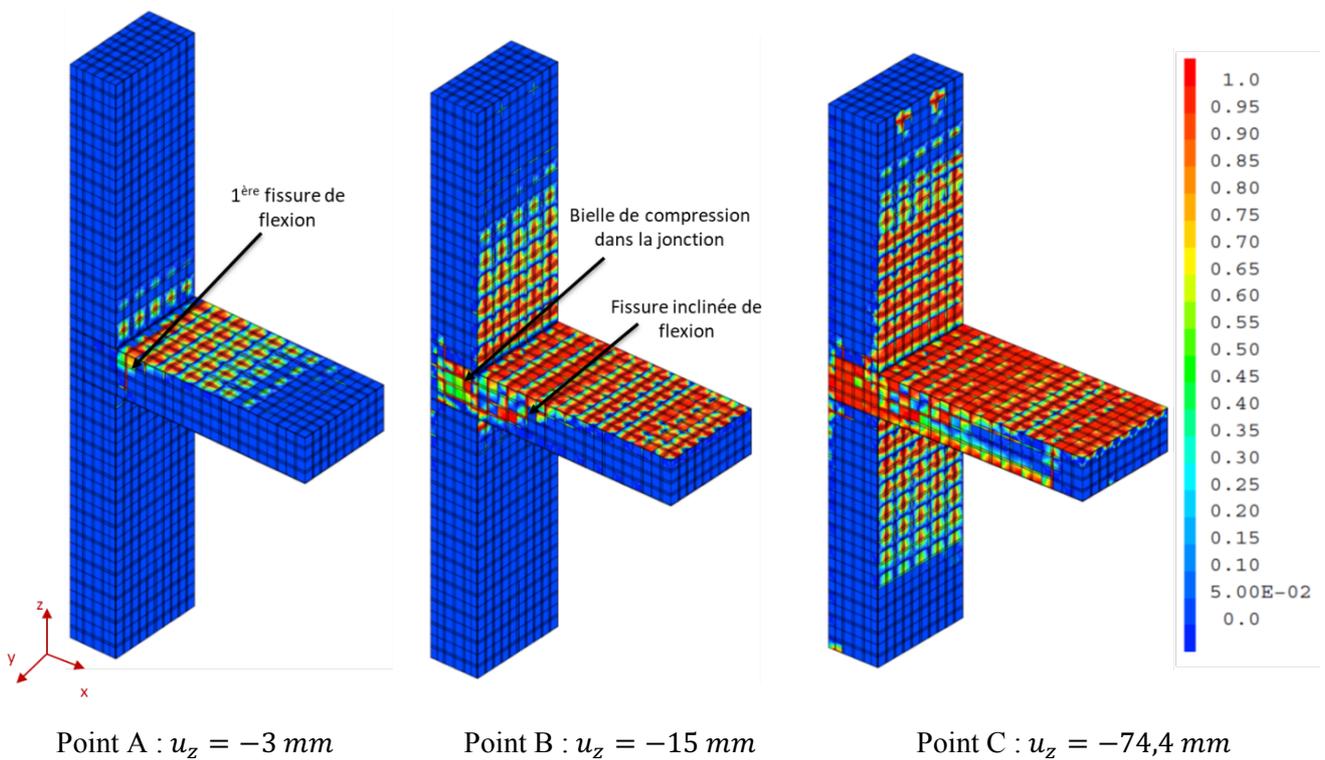


Figure 3-56 Facies d'endommagement du béton de l'essai de flexion de la jonction SCS voile -voile

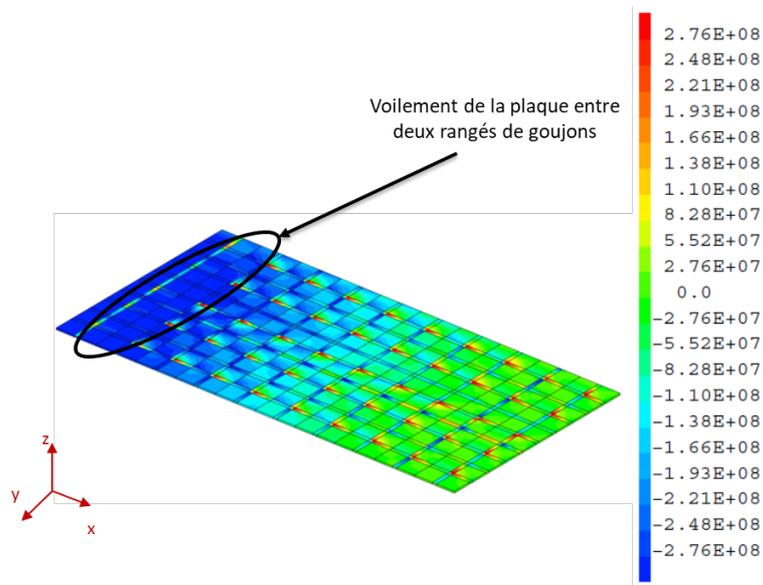


Figure 3-57 Contraintes normales dans la plaque comprimée du voile discontinu pour un déplacement imposé de $u_z = -74,4 \text{ mm}$

L'observation des faciès d'endommagement du béton permet de mieux comprendre la réponse de la structure (Figure 3-56). Comme pour les études précédentes, un endommagement local du béton est visible au niveau de l'accrochage des connecteurs des voiles. Cependant, leur nombre important assure une répartition des contraintes le long des voiles. La liaison réalisée par le système de connexion permet alors le développement d'une action composite complète de la structure. En effet, des fissures inclinées avec un angle inférieur à 45° reliant la zone tendue du béton (fibre supérieure liée à la plaque tendue) à l'ancrage à la jonction sont remarquables dans le voile discontinu. L'étude de l'influence du degré d'interaction sur le faciès de fissuration du béton réalisée en partie 3.1.4.1 a montré que ce type de ruine correspond bien à la ruine d'une structure SCS à action composite complète. L'endommagement du béton du voile continu est moins avancé et seules les localisations d'endommagement au niveau de l'accrochage des connecteurs sont visibles. Dans la jonction, l'endommagement s'initie par l'ouverture d'une bielle de compression. Cette fissure diagonale illustre la présence d'efforts de cisaillement dans le béton de la jonction. Ces sollicitations proviennent du transfert d'effort de flexion entre les voiles entraînant une combinaison de contraintes de traction et compression dans le béton. À l'augmentation des efforts, la fissure va alors s'élargir. Ce comportement est similaire à celui observé pour des jonctions de structures en béton armé.

Il est également possible avec cette simulation d'étudier les contraintes de plastification des aciers de la structure. La Figure 3-58 présente les contraintes équivalentes de von Mises σ_e pour les connecteurs, les plaques de 8 mm d'épaisseur et les plaques de 12 mm d'épaisseur. Si $\sigma_e \geq f_y$ pour chaque acier alors il y a plastification du matériau. Des contraintes importantes sont visibles dans les goujons et tirants du voile discontinu au niveau de leurs accrochages aux plaques (Figure 3-58 (a)). Ces contraintes sont dues au cisaillement de ces connecteurs afin de contrer le glissement entre les plaques d'acier et le cœur de béton et ainsi assurer la liaison entre ces composants. Une plastification de certains tirants est également remarquable en leur centre. Les tirants concernés sont ceux situés au niveau des fissures dans le béton. Ces résultats confirment alors la participation de ces connecteurs à la reprise d'effort tranchant dans le béton. Les tirants travaillent comme des armatures de renfort du béton (en plus de participer à la liaison béton – plaques). Les connecteurs du voile discontinu sont moins sollicités car les contraintes dans cet élément sont moins importantes. Un faible cisaillement des connecteurs est cependant remarquable à leur soudure avec les plaques. Des contraintes importantes des plaques des voiles sont visibles proche de la jonction (Figure 3-58 (b)). C'est dans cette zone que les sollicitations dans les voiles sont les plus importantes comme il est visible pour l'endommagement du béton. La jonction crée une zone rigide dans la structure, y concentrant les contraintes des éléments connectés. Une plastification de la plaque tendue du voile discontinu est alors visible (les contraintes équivalentes dépassent la limite élastique de l'acier) confirmant la ruine sous action composite complète de ce voile. De grandes contraintes sont

également visibles dans les plaques constituant la jonction (Figure 3-58 (c)). Ces contraintes sont dues aux déformations du système et à l'endommagement du béton qui, en tirant sur les connecteurs de ces zones, créent d'importantes contraintes dans les plaques.

Bien que la rupture de cet essai soit une ruine du voile discontinu, ces observations permettent d'identifier les points faibles de la jonction. Ce sont les zones qui développent le plus de contraintes et dont le risque de rupture est le plus important. Ainsi pour cet essai, il est visible que les plaques d'acier proches de la jonction subissent d'importantes contraintes de même que le béton du voile chargé. Un grand nombre de connecteur permet de répartir les sollicitations de cisaillement qu'ils subissent et de retrouver des comportements de structure SCS à action composite complète. Les éléments de la jonction qui sont les plus sollicités sont les plaques au niveau des angles et le béton qui fonctionne selon le principe de bielle de compression. Les goujons au sein de cette structure de connexion peuvent également voir d'importantes contraintes de cisaillement et de traction afin de contrer la séparation des plaques d'acier et du cœur de béton due aux déformations du système. Une attention particulière doit être portée à ces divers éléments lors du dimensionnement et de l'étude de la réponse de jonctions SCS voile - voile.

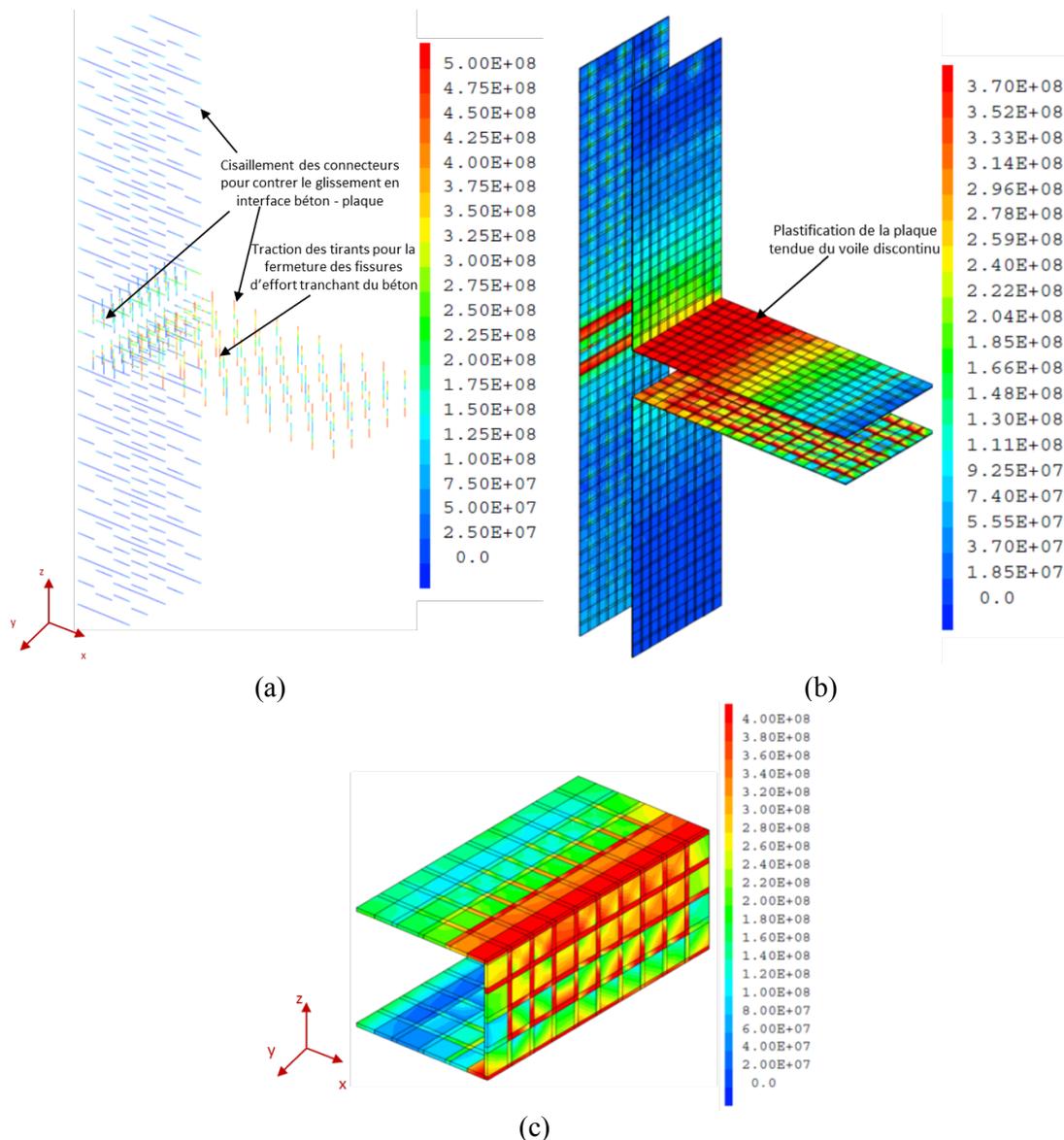


Figure 3-58 Contraintes équivalentes finales de von Mises des connecteurs (a) ; des plaques de 8mm d'épaisseur (b) et des plaques de 12 mm d'épaisseur (c)

CONCLUSION DU CHAPITRE 3

L'analyse de poutres SCS permet de caractériser, sur des éléments simples, la réponse de structures mixtes sandwich. En particulier, les comportements mécaniques globaux et les modes de rupture peuvent être identifiés.

La méthodologie de modélisation fine, développée pour l'étude du comportement en cisaillement du système de connexion de structures mixte acier – béton, a été appliquée dans ce chapitre à deux poutres SCS présentant des degrés d'action composite différents. La simulation numérique de ces systèmes a mis en évidence leurs réponses sous flexion 3 points. Deux types de comportement ont alors été retrouvés.

La poutre SP1-1 possède un degré d'interaction $\eta_{SC} = 2,12$ et développe une action composite complète caractérisée par un comportement global présentant une importante résistance et rigidité de flexion. Ces caractéristiques sont obtenues grâce au travail d'ensemble du cœur de béton et des plaques assuré par le système de connexion les reliant. Les résultats montrent que le mode de ruine de cette poutre implique une plastification de la plaque inférieure et une fissuration du béton sous effort tranchant justifiant ce travail d'ensemble. Une participation optimale de chaque composant réduit les contraintes dans la section et la rupture des connecteurs n'est pas activée avant la ruine de la poutre mixte.

La poutre SP1-2 a, elle, un degré d'interaction de $\eta_{SC} = 1,06$ et développe une action composite partielle. Dans ce cas, le comportement global présente une résistance et une rigidité inférieures et le transfert d'efforts par le système de connexion est plus limité. La participation des plaques à la résistance de la poutre est alors réduite. Le béton doit résister à des charges de traction plus importantes. Le développement d'une fissure inclinée révèle cependant une participation minimale des plaques autorisant une augmentation des efforts dans le système au-delà de la fissuration en flexion du béton. L'angle d'inclinaison de cette fissure de cisaillement supérieure à 45° montre la présence d'un glissement interfacial plus important que pour la poutre SP1-1. Ces observations sont appuyées par l'étude des efforts de cisaillement dans les goujons et du glissement interfacial. Les résultats obtenus justifient la ruine en cisaillement des goujons observée expérimentalement illustrant le mode de ruine d'une poutre à action composite partielle.

Les résultats de ces études ont montré la capacité de la stratégie développée à reproduire la variation de comportement entre les poutres SCS à action composite complète et partielle. Une étude numérique sur l'influence du degré d'interaction a alors illustré l'impact de ce paramètre sur le comportement global, le mode de ruine et le glissement interfacial des poutres mixtes. Une augmentation progressive du degré d'interaction entraîne une augmentation de la résistance et de la rigidité du système proportionnellement à ce paramètre. Le glissement est, quant à lui, réduit quand η_{SC} augmente. Appuyée par une étude analytique élastique, l'analyse des résultats a montré que même pour des poutres SCS présentant un grand nombre de connecteur (développant une action composite complète), le glissement est présent et impacte la réponse de la structure. Une étude pour différents chargements a également pointé l'effet des dégradations mécaniques sur ce glissement. En effet, les résultats ont montré que plus le béton s'endommage ou que plus les plaques plastifient et plus le glissement interfacial augmente et devient non négligeable et cela même pour les poutres possédant un grand nombre de connecteurs. Les dégradations mécaniques ont un impact direct sur l'amplitude et la répartition du glissement entre le béton et les plaques. Elles accentuent les déplacements différentiels mais réduisent également le nombre de goujons participant au transfert de charge vers les plaques. Une attention particulière doit alors être portée à ces dégradations mécaniques qui peuvent entraîner une perte de l'action composite dans les poutres SCS.

Finalement, l'étude du changement de mode de ruine selon l'espacement des connecteurs permet d'identification d'une limite fine du degré d'interaction entraînant le passage d'un mode de ruine de structure à action composite complète ou partielle. Une comparaison aux recommandations de certaines normes sur les structures mixtes a montré la présence de marges de sécurité plus ou moins importantes selon la réglementation considérée. Le Modèle code 58 (fib, 2011) présente la marge la plus importante autorisant une réduction de η_{SC} tout en assurant l'action composite complète. L'AISC (AISC, 2015), le JSCE (JSCE, 2009) et le PCI (Anderson & Meinheit, 2007) présentent, eux, une marge de sécurité plus

faible, limitant les grains possibles pour une réduction du degré d'interaction avant le passage à un comportement à action composite partiel.

Les jonctions d'ossatures sont des éléments importants dans la résistance et la stabilité des structures. Leur étude est donc incontournable pour le dimensionnement d'ouvrage. Cependant, leurs dimensions importantes et leurs géométries complexes rendent le test et la simulation de ce type de structure compliqués. La stratégie fine de modélisation développée dans le chapitre 2 et appliquée aux poutres dans la partie 3.1 a montré sa capacité à représenter finement la réponse globale, les interactions ainsi que le mode de ruine de structure SCS. Cependant, les difficultés de mise en donnée et les temps de calculs importants réduisent son applicabilité pour des systèmes de plus grandes dimensions ou de géométrie complexe (avec beaucoup de connecteurs par exemple).

Une stratégie de modélisation simplifiée a alors été proposée. Cette simulation repose sur la représentation en élément 1D des connecteurs de la structure. Le nombre de nœuds et d'élément est réduit, à la fois pour les connecteurs mais aussi pour le béton et les plaques. En effet, les dimensions du maillage ne sont plus limitées par la modélisation 3D des connecteurs et son impact sur le reste du maillage avec la contrainte de coïncidence des maillages. De plus, les conditions de liaison entre le béton et les connecteurs sont modifiées : un accrochage parfait est imposé entre le béton et les connecteurs qui y sont noyés. L'interface entre les connecteurs et les plaques est, elle, réalisée par des éléments de jonction auxquels est imposée une loi de comportement non-linéaire de (Ollgaard, et al., 1971) représentant la réponse d'un essai push-out. Cette stratégie de simulation simplifiée permet de retrouver des résultats de l'essai push-out et de la flexion de poutres SCS. Cependant de faibles écarts dans l'évolution de la dégradation du système et plus particulièrement de l'endommagement du béton sont visibles. Ils sont dus à la modélisation 1D des connecteurs et à leur condition de liaison avec le béton modifiant le type de sollicitation que le cœur subit et ainsi sa réponse suite au chargement du système.

L'étude du comportement en flexion d'une jonction SCS voile – voile reliant un voile discontinu au centre d'un voile continu vise à étudier la réponse d'une jonction typique de structure SCS. Testée dans le projet (SCIENCE, 2017), les résultats des essais ont montré une bonne résistance de la jonction et une rupture due à la ruine du voile discontinu sur lequel le chargement est appliqué. La simulation numérique de ce système selon la stratégie de modélisation simplifiée 1D a permis de retrouver ces résultats.

Une analyse du faciès d'endommagement du béton ainsi que des contraintes équivalentes dans les aciers permet de mieux comprendre la réponse de la structure. La flexion du voile discontinu mène à un important endommagement du béton ainsi qu'à la plastification de la plaque tendue. Comparé aux résultats de l'étude de l'influence du degré d'interaction sur le mode de ruine, un comportement de structure SCS à action composite complète est identifié pour ce voile. L'observation des contraintes dans le système de connexion montre également que les goujons et tirants subissent du cisaillement aux interfaces afin de contrer le glissement entre le cœur de béton et les plaques d'acier. D'importantes contraintes sont également repérables au centre des tirants assurant la fermeture des fissures d'effort tranchant du béton. Ces connecteurs travaillent ainsi en tant qu'armatures d'effort tranchant au sein du béton. Le voile continu montre, lui, des efforts plus faibles limitant les contraintes dans le béton, les plaques et les connecteurs. Des contraintes plus importantes se développent cependant, proches de la jonction confirmant le rôle de point rigide de la structure de connexion des voiles. Les plaques de cette jonction subissent également de grandes contraintes dues aux déformations du système et à l'endommagement du béton. La fissure de cisaillement diagonale du béton du cœur de la jonction confirme le travail en bielle de compression de cet élément, comme il est visible pour des jonctions d'ossature en béton armé. La jonction doit assurer le transfert d'efforts de traction, compression, flexion et cisaillement d'un voile à un autre.

La ruine de cet élément n'est cependant pas observable car le dimensionnement du système vise à respecter les exigences de réglementation de construction et assurer une résistance de jonction supérieure à la résistance de l'élément connecté le plus faible. Cependant, cette étude permet d'observer les zones subissant les contraintes les plus fortes et ainsi identifier les points faibles du système. Une étude plus fine de ces zones permettra d'analyser plus précisément de comportement de cette jonction et ainsi proposer une méthodologie de dimensionnement.

CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS POUR DES TRAVAUX FUTURS

Les structures SCS sont des structures composites répondant à de nombreux besoins dans le domaine de la construction. Leurs fortes résistances, rigidité, durabilité, étanchéité et leur modularité en font un choix de structure de plus en plus concurrentiel pour la construction d'ouvrages tels que des immeubles de grande hauteur, des tabliers de pont, des tunnels submergés ou encore dans le domaine du nucléaire.

Pour permettre leur utilisation, le nombre d'études sur ce sujet augmente avec à la fois des études expérimentales et numériques. L'objectif principal de ces études est d'identifier l'ensemble des phénomènes caractérisant et influençant la réponse de structures SCS dans une optique de prédiction de leur comportement.

Les analyses réalisées dans le chapitre I ont montré que, bien que de nombreuses études existent déjà sur ce type de structure, les besoins en analyses fines incluant la prise en compte du glissement interfacial sont présents. La compréhension de la réponse locale et globale, le suivi des dégradations mécaniques pour les structures à action composite complète ou encore la reproduction du comportement de structure à action composite partielle sont permis avec ce niveau de précision.

Dans le chapitre II, une méthodologie fine de modélisation du comportement local de cisaillement du système de connexion de structure mixte a été introduite. L'analyse de ce comportement vise à mieux identifier, comprendre et reproduire l'ensemble des phénomènes influençant le comportement en cisaillement de la zone de connexion retrouvée dans les structures SCS. Ainsi, à partir de l'étude d'un essai push-out, une stratégie de simulation est proposée. Elle permet entre autres, de reproduire finement la réponse du béton autour des connecteurs impactant les dégradations mécaniques et la ruine du système. Le comportement du béton dans cette zone inclut d'importantes sollicitations de compression et de cisaillement (écrasement et arrachement d'un cône) très localement autour des connecteurs. Le nouveau modèle de comportement développé inclus, en plus d'une régularisation énergétique en traction, une méthodologie de régularisation en compression assurant une conservation de la réponse en phase adoucissante du béton pour toutes dimensions des éléments du maillage.

Également pris en compte dans cette stratégie de simulation, le cisaillement des connecteurs est un phénomène important du comportement d'un essai push-out. Il caractérise la phase plastique ainsi que la ruine du système. La reproduction de ce phénomène surfacique de cisaillement d'une tige en acier est directement impactée par les dimensions des éléments. En effet, bien que la stratégie de modélisation « classique » (accrochage parfait entre la tige et le profilé métallique) permet de retrouver ce comportement, le besoin en maillage très fin entraîne une augmentation importante des coûts de la résolution. Une solution moins coûteuse incluant la mise en place d'éléments de jonction à comportement élasto-plastique en interface barre – plaque est proposée. Ces éléments permettent à la fois de reproduire la soudure entre ces composants avant la rupture et la limitation de la transmission d'effort à la résistance en cisaillement du connecteur tout en limitant les effets des dimensions des éléments sur le comportement modélisé.

Finalement, la stratégie de modélisation développée appliquée à plusieurs essais push-out permet de correctement reproduire la réponse en cisaillement du système de connexion. Les trois phases du comportement (phase élastique, dégradations mécaniques et phase plastique) et la résistance des essais push-out sont retrouvées. De plus, l'endommagement du béton, la plastification du profilé et le mode de ruine sont cohérents avec les résultats expérimentaux.

Cette stratégie de modélisation fine du système de connexion en cisaillement a ensuite été étendue à l'étude de poutres SCS en flexion 3 points dans le chapitre III. L'une des poutres choisie présente un grand nombre de goujons permettant le développement d'une action composite complète alors que l'autre possède deux fois moins de connecteurs entraînant la présence d'une action composite partielle. L'utilisation de la méthodologie de modélisation a permis d'analyser la réponse de ces deux systèmes. La poutre à action composite complète montre un comportement global plus résistant et rigide grâce au travail d'ensemble du béton et des plaques. Son mode de ruine est caractérisé par une plastification de la plaque inférieure et une fissuration du béton sous effort tranchant attestant de la bonne participation

des plaques à la résistance de la poutre mixte. Aucune ruine des goujons n'est visible avant la ruine de la poutre en flexion. L'observation du glissement aux interfaces montre également un glissement faible mais non nul et de valeur croissante avec l'augmentation des dégradations dans le système. La poutre à action composite partielle présente, elle, un comportement plus souple et moins résistant. Une ruine caractérisée par la rupture en cisaillement de certains goujons assurant la liaison béton – plaque confirme la participation réduite des plaques due à l'augmentation du glissement aux interfaces. Les efforts de cisaillement dans les goujons sont alors plus élevés et la limitation de leur résistance par la présence des éléments de jonction assure la reproduction de leur rupture.

La finesse de la méthodologie de modélisation permet également d'identifier une transition entre les deux comportements de poutres SCS. L'influence du degré d'interaction des poutres mixtes sur leur comportement global, le glissement aux interfaces mais aussi le mode de ruine a été étudié. Une augmentation du degré d'interaction entraîne une augmentation de la résistance et de la rigidité de la poutre, le glissement diminue et les dégradations mécaniques ont moins d'effet sur la réponse de la structure. Au-dessus d'une valeur limite, le mode de ruine change également, passant d'une ruine sous cisaillement longitudinal pointant la participation réduite des plaques (action composite partielle) à une plastification des plaques et ruine du béton sous effort tranchant (action composite complète). Le critère trouvé a ensuite été comparé à plusieurs réglementations existantes sur les structures mixtes. Des marges de sécurité plus ou moins importantes selon les normes confirment le conservatisme de ces réglementations et pointent la possibilité d'une éventuelle réduction du degré d'interaction minimal avant un passage à un comportement à action composite partielle.

La dernière partie de ces travaux présente l'étude d'une jonction d'ossature entre des éléments d'une structure. Partie importante d'un ouvrage, le nombre d'études disponibles sur le sujet est cependant plus limité car l'intérêt sur ces structures a émergé plus récemment. De plus, les jonctions présentent des géométries complexes et des dimensions importantes rendant leur étude compliquée. Les coûts de la modélisation fine développée étant trop important, une modélisation simplifiée a été proposée à partir de la stratégie précédente. Cette simplification consiste à représenter les connecteurs par des éléments finis 1D. La jonction avec le béton est alors réalisée par un accrochage parfait et celle avec les plaques est représentée par des éléments de jonction à comportement non linéaire correspondant à la réponse d'un essai push-out. La mise en donnée est facilitée et le nombre d'éléments dans le maillage et les coûts de la résolution sont réduits. Après une validation sur un essai push-out et sur les poutres SCS en flexion, une jonction SCS voile – voile a été simulée. La comparaison aux résultats expérimentaux a confirmé la bonne reproduction du comportement de ce système et l'analyse des résultats ont permis de finement étudier les phénomènes caractérisant ce comportement. La ruine du voile le plus faible appuie la bonne résistance de la jonction car elle a été dimensionnée afin d'assurer la transmission des efforts avant sa ruine. L'observation des faciès d'endommagement du béton et de plastification des aciers permettent également d'identifier les points « faibles » de la structure, ceux subissant le plus de contraintes. Une fissuration du béton et une plastification des plaques et des goujons des voiles proches de la jonction montre que la jonction agit comme un point rigide (un appui) pour ces éléments. Dans la jonction, une fissure diagonale du béton du cœur confirme le travail par bielle de compression de la structure (comme pour une jonction en béton armé). La plastification des plaques et des goujons montre également la présence d'une action composite assurant la résistance de la jonction. Une attention particulière devra être portée à ces éléments pour le dimensionnement de ces structures.

De futures travaux devront, dans un premier temps, rechercher à limiter la dépendance au maillage de la modélisation. En effet, bien que réduite par rapport à une stratégie de modélisation « classique », une sensibilité au maillage de la simulation est visible. Elle s'illustre par une variation de la phase de dégradations mécaniques du comportement de l'essai push-out quand les dimensions du maillage changent. Afin d'assurer une généralisation à la stratégie développée, des préconisations sur les dimensions du maillage sont proposées. Néanmoins, des études supplémentaires devront être réalisées afin d'assurer la reproductibilité de la méthodologie pour un plus grand nombre d'essais push-out. Elles viseront à appliquer la méthodologie à plus d'essais push-out, présentant les propriétés de géométrie et de matériaux différentes permettant de raffiner les préconisations de dimensions du maillage.

La méthodologie de régularisation en compression pourra aussi être améliorée en développant par exemple une stratégie de régularisation énergétique introduisant une énergie de rupture en compression directement dans la loi du modèle. Une régularisation du comportement du béton en cisaillement pourra également être étudiée. Les résultats du nouveau modèle de comportement montrent que, bien que régularisé en traction et en compression, la réponse en cisaillement du matériau dépend des tailles des éléments. Il existe moins d'études sur le comportement en cisaillement du béton dans la littérature, mais divers auteurs tels que (Reinhart & Xu, 2000) ou (Bazant & Pfeiffer, 1986) introduisent la notion énergie de rupture en cisaillement (mode II). Afin de réduire les problèmes de dépendance au maillage du modèle de comportement du béton en cisaillement, une technique de « régularisation » en cisaillement devra intégrer un paramètre β du modèle de (Mazars, 1984) (coefficient pour réduire l'effet de l'endommagement en cisaillement) fonction de la taille des éléments mais aussi du type de sollicitation caractérisé par les coefficients α_t et α_b . L'endommagement final en cisaillement du béton sera alors directement fonction de ces paramètres et le modèle de comportement présentera une indépendance aux dimensions des éléments pour tout type de sollicitation de cisaillement.

Une implémentation plus robuste des éléments de jonction à loi non-linéaire de (Ollgaard, et al., 1971) pourra également être considérée. En effet, le modèle actuellement utilisé n'intègre ni les irréversibilités des non linéarités (endommagement du béton et plastification des aciers), ni la décharge des éléments. De plus, le couplage des comportements dans les différentes directions peut également améliorer la représentativité du modèle.

Finalement, une modélisation simplifiée supprimant la représentation explicite des goujons pourra être développée. Également dans un but de simplifier la mise en données et les coûts de résolution de la simulation, un système de jonction béton – plaque pourra être mis en place aux interfaces. La liaison réalisée par les connecteurs sera alors définie par les caractéristiques des éléments de jonction répartis en interface cœur de béton – plaque d'acier. Ces éléments devront intégrer la loi de comportement des connecteurs, leur résistance mais aussi une répartition de leur effet sur toute la surface de contact.

Ces éléments d'amélioration pourront être appliqués à l'étude de poutres SCS mais aussi de voiles, planchers ou d'autres jonctions d'ossature SCS. Pour ce dernier type de structure, une étude plus localisée de la jonction, incluant de manière implicite les effets des voiles sur la jonction, permettra d'utiliser la méthodologie fine de modélisation afin de caractériser plus précisément la réponse du béton, des goujons et des plaques dans la zone.

ANNEXE A - ETUDE DE LA SENSIBILITE AU MAILLAGE DE LA MODELISATION DU COMPORTEMENT EN CISAILLEMENT PUR D'UNE BARRE EN ACIER

Afin de mieux comprendre l'impact des dimensions des éléments du maillage sur la représentation du comportement en cisaillement de la barre, une étude de la sensibilité des dimensions du maillage est réalisée pour l'essai de cisaillement d'une barre présenté en partie 2.3.2.

La première étude de sensibilité porte sur les dimensions des éléments dans la direction de l'axe de la barre (direction x). La taille des éléments du maillage dans cette direction est progressivement diminuée de $l_x = 25 \text{ mm}$ la valeur initiale à $l_x = 0,5 \text{ mm}$ sur la zone proche de l'interface (épaisseur de 20 mm). Les dimensions des éléments dans les autres directions sont conservées. Les courbes $F - \Delta L$ obtenue sont présentées en Figure A - 1 et des faciès de plastification de la barre pour différents glissements sont visibles en Figure A - 2 pour la modélisation possédant la dimension l_x la plus petite.

La comparaison des courbes efforts de cisaillement dans la barre – glissement du profilé montre une diminution des efforts repris par le système lorsque la dimension l_x des éléments de barre proche de la soudure diminue. La phase élastique de la courbe est conservée pour toutes les modélisations mais la perte de raideur due à la dégradation des aciers est accélérée. Les écarts entre les courbes diminuent quand $l_x < 5 \text{ mm}$. Cependant les efforts dans le système restent supérieurs au résultat expérimental. Pour la courbe de la modélisation présentant la dimension $l_x = 0,5 \text{ mm}$, l'effort dans le système à $\Delta L = 2 \text{ mm}$ est de $F = 582,9 \text{ kN}$, soit supérieur à 140 % de l'effort expérimental à ce même glissement.

Le faciès de plastification de la modélisation avec $l_x = 0,5 \text{ mm}$ montre, comme pour la modélisation de référence ($l_x = 25 \text{ mm}$), une ruine en cisaillement de la barre. La plastification s'initie sur l'ensemble des éléments constituant le périmètre de la section d'interface puis se propage sur le reste de la surface. En revanche, la plasticité est visible plus rapidement, en accord avec la courbe de comportement globale (accélération de la dégradation). De plus, sa propagation dans la longueur de la barre est moins importante. En effet, pour la modélisation de référence, la zone d'acier rompu (avec $\varepsilon_{pla} > 0,03$ pour toute la section de barre) correspond à une rangée d'élément soit à une épaisseur de $e_{ruine} = 25 \text{ mm}$. Pour la modélisation avec $l_x = 0,5 \text{ mm}$ la zone d'acier concerne 6 rangés d'éléments et a une épaisseur de $e_{ruine} = 3 \text{ mm}$.

Ces résultats montrent que le raffinement du maillage de connecteur dans la direction x permet de diminuer la résistance du système. Le comportement se rapproche du comportement expérimentale grâce à la localisation des contraintes de cisaillement dans des éléments fins de barre proches de l'interface avec la plaque. Ces éléments ayant de plus petites dimensions, leur plastification apparait plus rapidement, accélérant la dégradation du système. Cependant, le raffinement du maillage dans cette direction ne suffit pas à retrouver la bonne résistance en cisaillement de la barre.

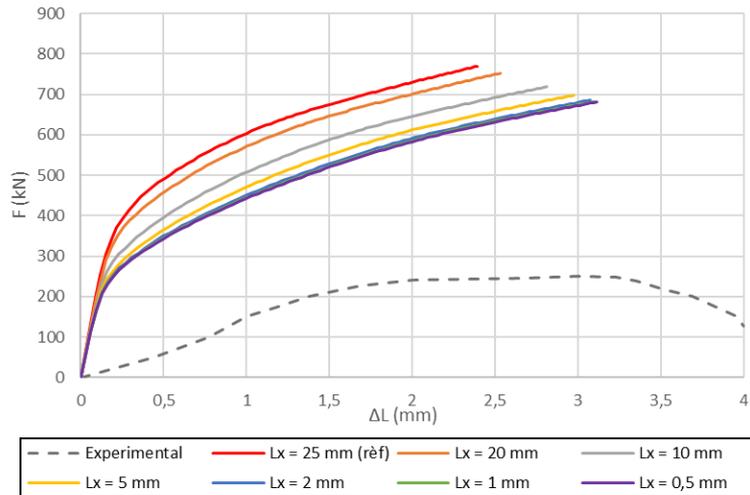


Figure A - 1 Influence de la dimension l_x des éléments de barre sur le courbe effort – glissement de l'essai de cisaillement d'une barre soudée à une plaque

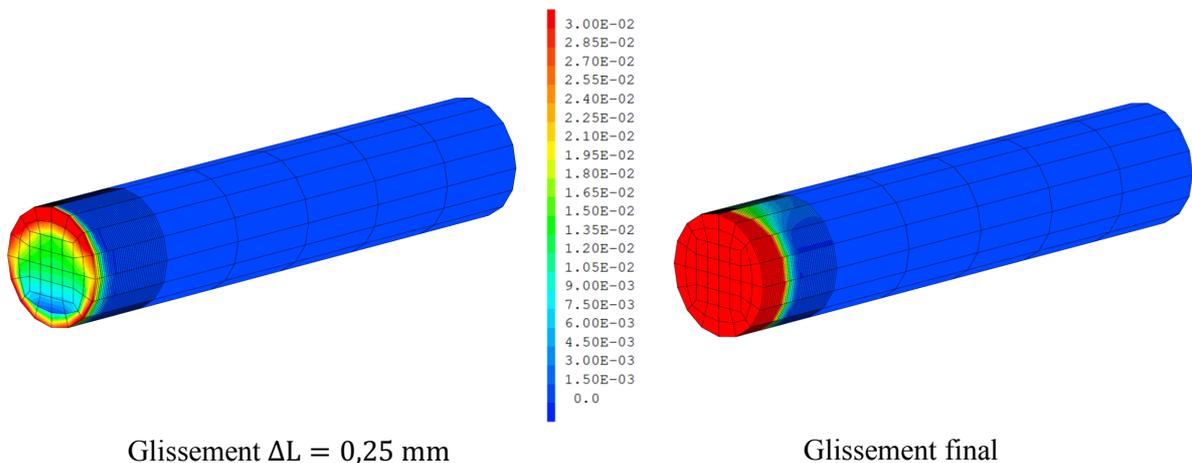


Figure A - 2 Faciès de plastification de la barre modélisée avec des éléments de dimension $l_x = 0,5 \text{ mm}$

Afin d'affiner la réponse de la plaque, le nombre d'éléments constituant son épaisseur est augmenté. La dimension l_x des éléments fins de la plaque varie de $l_x = 14,8 \text{ mm}$, soit 1 élément dans l'épaisseur de la plaque, à $l_x = 0,30 \text{ mm}$ avec 50 éléments dans cette épaisseur. Les autres dimensions des éléments de la plaque, de la barre et du bloc sont inchangées. Les courbes obtenues sont visibles en Figure A - 3. La plastification de la plaque possédant 50 éléments dans son épaisseur est présentée en Figure A - 4.

Les courbes efforts – glissements montrent également une diminution des efforts repris par le système modélisé quand la dimension l_x des éléments fins de plaque diminue. Comme pour l'étude de sensibilité aux dimensions des éléments de barre, la phase élastique est conservée pour toute taille d'élément mais la dégradation mécanique du système est accélérée quand le maillage se raffine. À partir de $l_x = 0,92 \text{ mm}$, les variations dans les courbes sont moins importantes. Mais, même pour ces modélisations avec des éléments de petites dimensions, les efforts sont encore trop grands par rapport à la résistance de l'essai réalisé par (Foundoukos, 2005). En effet, à $\Delta L = 2 \text{ mm}$, la résistance du système pour la modélisation avec des éléments de plaque de dimension $l_x = 0,30 \text{ mm}$, la charge reprise par le système est de $F = 480,6 \text{ kN}$.

Des changements dans le faciès de plastification de la plaque modélisée par des éléments de dimension $l_x = 0,30 \text{ mm}$ sont également visibles en Figure A - 4. La comparaison aux résultats de la modélisation de référence montre que la plastification de la plaque s'initie également par de la flexion, visible par des déformations plastiques cumulées plus importantes en haut et en bas de la section de soudure de la barre sur plaque. Cependant, cette plastification est accélérée et plus localisée. En effet, une zone plus étroite

de plaque autour de la section d'interface développe de la plasticité. De même dans l'épaisseur, la figure montre que la rupture finale des éléments d'acier (quand $\varepsilon_{pla} > 0,13$) concerne les 14 premières rangées d'éléments de plaque proche de la soudure, soit moins de la moitié de l'épaisseur de plaque. Cette observation montre que la discrétisation de l'épaisseur de plaque par deux rangés d'élément entraîne une surestimation des éléments rompus car dans ce cas une zone de surface autour de la section de soudure plus grande et développée sur la demi-épaisseur de plaque est rompue.

L'étude de la sensibilité aux dimensions des éléments de plaque dans la direction x montre que le raffinement de ce maillage entraîne également une localisation de la plastification dans la plaque au niveau de la section de soudure. Une plus petite zone d'éléments proches de l'interface sont atteints par la plasticité et leur petite dimension entraîne une diminution de la capacité de reprise d'efforts du système. Ce comportement présente une convergence pour une dimension $l_x \leq 0,92 \text{ mm}$. Cependant, encore une fois, le raffinement du maillage dans cette direction ne suffit pas à retrouver la bonne résistance en cisaillement de l'essai.

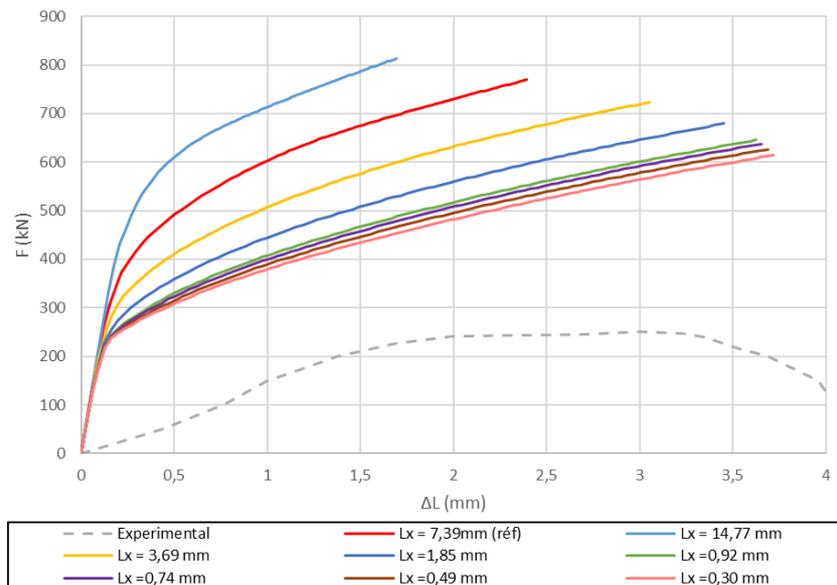


Figure A - 3 Influence de la dimension l_x des éléments de plaque sur le courbe effort – glissement de l'essai de cisaillement d'une barre soudée à une plaque

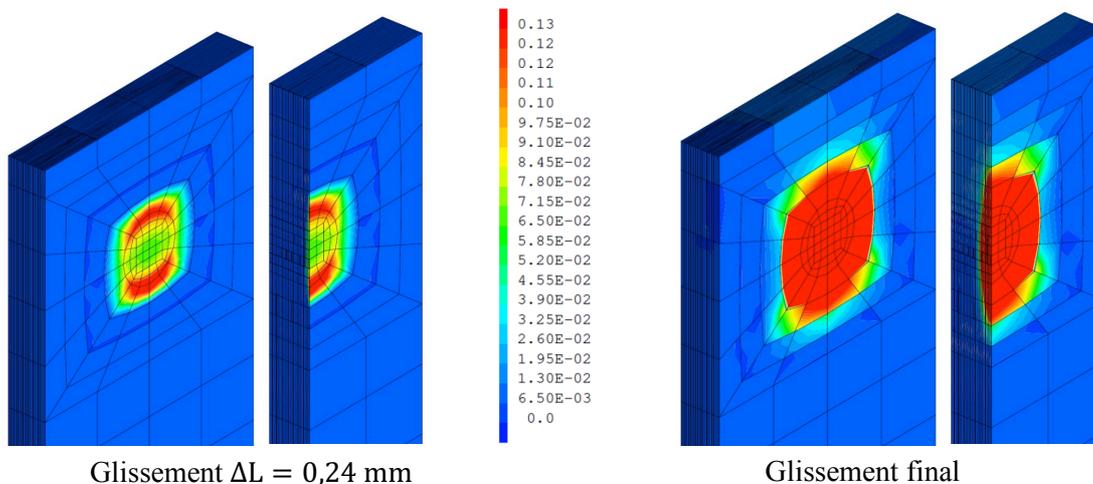


Figure A - 4 Faciès de plastification de la plaque modélisée avec des éléments de dimension $l_x = 0,30 \text{ mm}$

Les dimensions des éléments de barre et de plaque dans les directions y et z étant couplées, la sensibilité du maillage à la dimension des éléments de barre et de plaque dans le plan yz est étudiée. La discrétisation de la section de barre est modifiée afin de raffiner ou grossir la taille maximale des éléments de barre dans ce plan l_{yz} . Cette dimension varie de $l_{yz} = 9,81 \text{ mm}$ à $l_{yz} = 0,50 \text{ mm}$. La taille des éléments dans la direction x n'est pas modifiée.

La Figure A - 5 montre que la diminution de la dimension l_{yz} entraîne une diminution des efforts repris par le système. Les courbes $F - \Delta L$ se rapproche de la courbe expérimentale quand les tailles des éléments dans le plan yz baisse. Ces variations s'illustrent par une accélération de la dégradation mécanique visible par une forte augmentation du glissement pour une faible augmentation des efforts repris par le système quand l_{yz} diminue. Les écarts entre les courbes diminuent à partir de $l_{yz} < 1,22 \text{ mm}$. Pour le $l_{yz} = 0,50 \text{ mm}$ la valeur étudiée la plus petite, la résistance du système à $\Delta L = 2 \text{ mm}$ est de $F = 568,1 \text{ kN}$, soit supérieure de 135% de la résistance expérimentale.

La Figure A - 6 présente une faible plastification de la barre même en fin de chargement. Avec la modélisation possédant la dimension dans le plan yz la plus petite, la plastification de la barre est localisée dans les éléments composant le périmètre de la section. L'importante plastification de la plaque montre alors que le raffinement du maillage dans le plan yz entraîne une concentration des contraintes dans la plaque plutôt que dans les connecteurs (Figure A - 7). Les déformations plastiques cumulées de la plaque atteignent des valeurs importantes d'abord sur les éléments au niveau du périmètre de la section de soudure puis sur toute cette section et dans les zones au-dessus et en-dessous. La plastification se propage sur toute la demi-épaisseur de la plaque comme cette épaisseur n'est composée que de deux éléments finis.

Les résultats de cette étude montrent que le raffinement des dimensions des éléments dans le plan yz entraîne une localisation de la ruine du système dans la plaque au niveau de la surface de soudure. Une zone plus importante de plaque est plastifiée alors que la barre développe peu de plasticité. Le comportement est différent de celui observé avec la modélisation de référence.

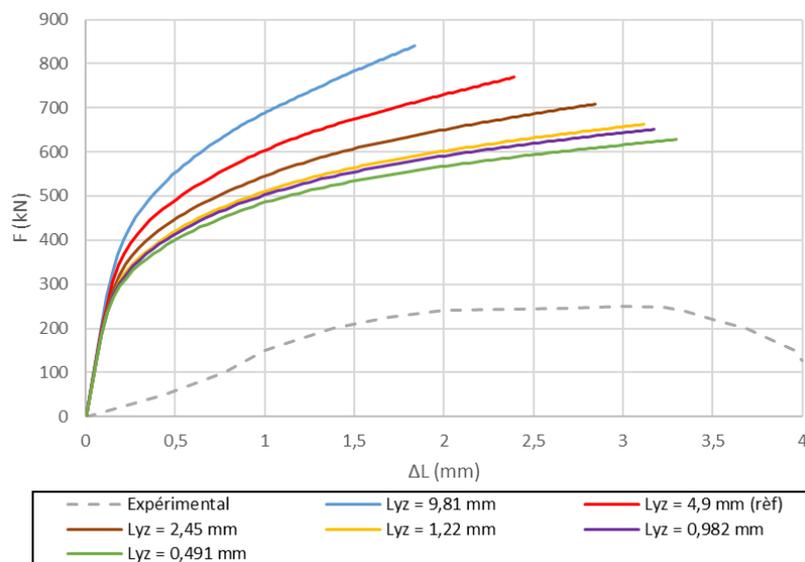
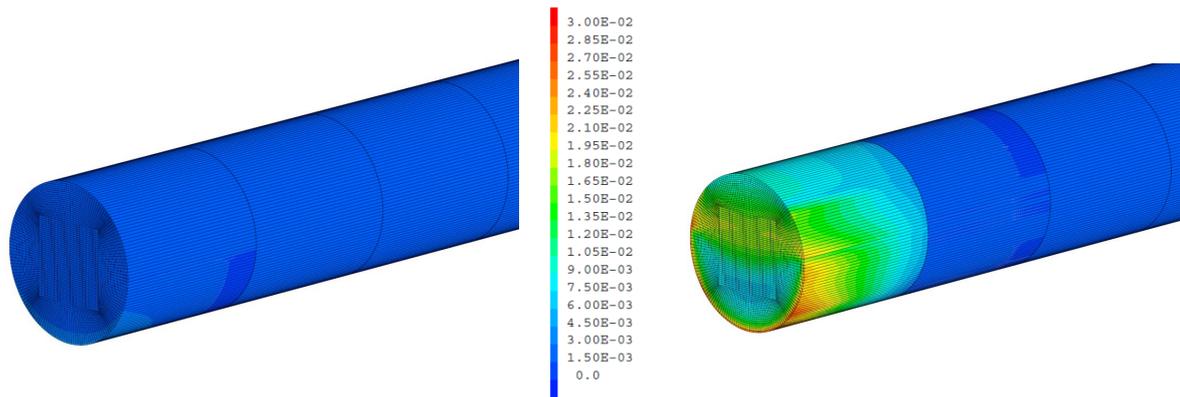
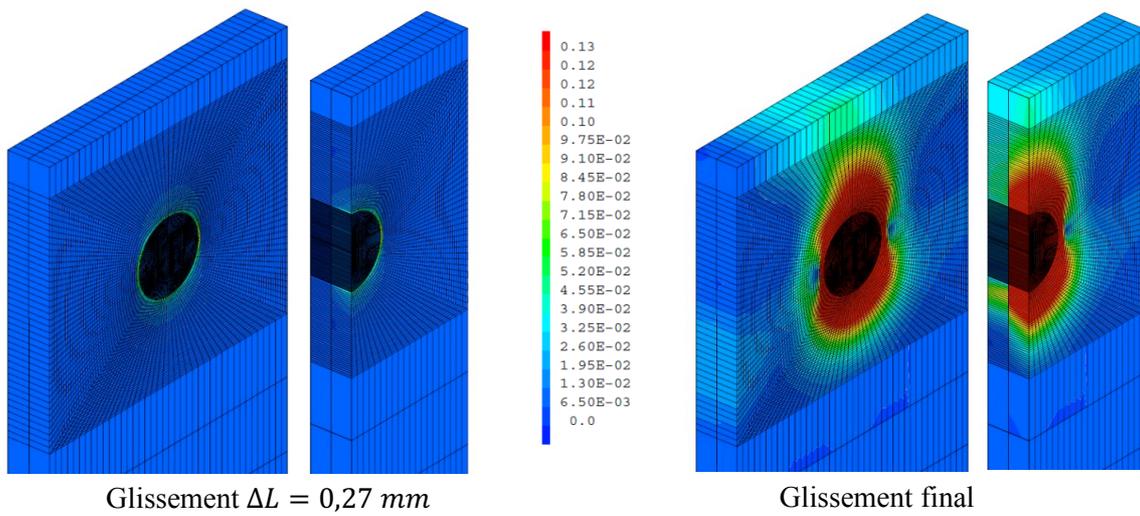


Figure A - 5 Influence de la dimension l_{yz} des éléments sur la courbe effort – glissement de l'essai de cisaillement d'une barre soudée à une plaque

Glissement $\Delta L = 0,27 \text{ mm}$

Glissement final

Figure A - 6 Faciès de plastification de la barre modélisée avec des éléments de dimension $l_{yz} = 0,5 \text{ mm}$

Glissement $\Delta L = 0,27 \text{ mm}$

Glissement final

Figure A - 7 Faciès de plastification de la plaque modélisée avec des éléments de dimension $l_{yz} = 0,5 \text{ mm}$

ANNEXE B - RESOLUTIONS ANALYTIQUES DE POUTRES SCS

Cette partie présente les développements des résolutions analytiques élastiques utilisées pour déterminer le critère d'action composite complète dans le chapitre 3. Des résolutions sous hypothèses sans adhérence, d'adhérence parfaite et une sous hypothèse d'adhérence partielle sont réalisées. Elles ont pour objectifs de déterminer le comportement élastique d'une poutre SCS soumise à de la flexion 3 points.

B.1. HYPOTHESES GENERALES ET SYSTEME ETUDIE

La poutre SP1 présentée dans la Figure 3-1 et de caractéristiques géométriques et matériaux visibles dans les Tableau 3-1, Tableau 3-2 et Tableau 3-3 est étudiée ici. L'origine du repère du système est positionnée, pour cette étude, au centre de la section à mi portée de la poutre. Les hypothèses générales des résolutions analytiques sont :

- Les matériaux sont élastiques linéaires
- La flèche de la poutre est faible
- Une connexion continue de raideur élastique k_c est mise en place entre le cœur de béton et les plaques d'acier
- Aucun frottement est pris en compte entre le béton et les plaques
- Une courbure constante est considérée dans la section

La résolution RDM (résistance des matériaux) du système permet de déterminer les efforts internes dans la poutre tels que :

$$\begin{aligned} N(x) &= 0 \\ V(x) &= \frac{F}{2} \text{ pour } x \in \left[-\frac{L}{2}; 0\right] \text{ et } -\frac{F}{2} \text{ pour } x \in \left[0; \frac{L}{2}\right] \\ M(x) &= \frac{F}{2} \left(x + \frac{L}{2}\right) \text{ pour } x \in \left[-\frac{L}{2}; 0\right] \text{ et } \frac{F}{2} \left(-x + \frac{L}{2}\right) \text{ pour } x \in \left[0; \frac{L}{2}\right] \end{aligned} \quad \text{B.1.}$$

$N(x)$ est l'effort normal dans la poutre, $V(x)$ l'effort tranchant et $M(x)$ le moment fléchissant. Les diagrammes des efforts tranchants et de moment pour une force appliquée $F = 50\text{kN}$ sont visibles en Figure B - 1 .

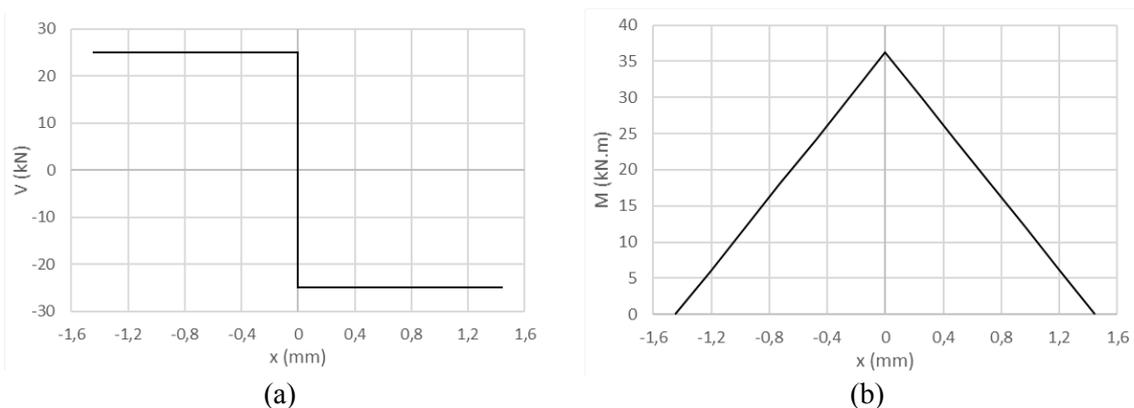


Figure B - 1 Diagramme des efforts internes: (a) effort tranchant; (b) moment fléchissant

B.2. SANS INTERACTION

Dans un premier temps, aucune liaison est prise en compte entre le cœur de béton et les plaques d'acier (les composants sont libres de fléchir indépendamment). En s'appuyant sur la théorie des poutres classique, il est possible de déterminer la réponse de la poutre SCS en flexion 3 points.

Sans action composite entre les composants, les propriétés de chaque couche peuvent être évalués indépendamment. Une linéarité des déformations longitudinales est remarquable dans chacune des couches et une hypothèse de conservation de la courbure entre chaque couche peut être émise. Le Tableau B - 1 résume les formules permettant le calcul des caractéristiques des composants.

Tableau B - 1 Réponse d'une poutre SCS sans interaction entre les composants

	Plaque supérieure	Béton	Plaque inférieure
Aire A_n	$A_{p1} = Bt_{p1}$	$A_c = Bh_c$	$A_{p2} = Bt_{p2}$
Centre géométrique	$y_{Gp1} = \frac{B}{2}; z_{Gp1} = \frac{t_{p1}}{2}$	$y_{Gc} = \frac{B}{2}; z_{Gc} = \frac{h_c}{2}$	$y_{Gp2} = \frac{B}{2}; z_{Gp2} = \frac{t_{p2}}{2}$
Moment statique $S_{yn}(z)$	$E_s B ((z_{Gp1} - z) (\frac{z_{Gp1} - z}{2} + z_{Gp1}))$	$E_c B ((z_{Gc} - z) (\frac{z_{Gc} - z}{2} + z_{Gc}))$	$E_s B ((z_{Gp2} - z) (\frac{z_{Gp2} - z}{2} + z_{Gp2}))$
Moment quadratique I_n	$I_{ps} = \frac{Bt_{p1}^3}{12}$	$I_c = \frac{Bh_c^3}{12}$	$I_{pi} = \frac{Bt_{p2}^3}{12}$

Avec $i = p1, c$ ou $p2$ dans la plaque supérieure, le béton et la plaque inférieure respectivement

La flèche est commune aux trois couches et est déterminée à partir de $(EI)_h$

$$(EI)_h = E_c I_c + E_s I_{p1} + E_s I_{p2} \quad \text{B.2.}$$

La flèche élastique de la poutre peut alors être calculée selon l'équation B.3.

$$f(x) = \frac{Fx^3}{12(EI)_h} + \frac{FLx^2}{8(EI)_h} - \frac{FL^3}{48(EI)_h} \text{ pour } x \in [-\frac{L}{2}; 0]$$

$$f(x) = -\frac{Fx^3}{12(EI)_h} + \frac{FLx^2}{8(EI)_h} - \frac{FL^3}{48(EI)_h} \text{ pour } x \in [0; \frac{L}{2}] \quad \text{B.3.}$$

La définition de la courbure de la section permet de déterminer la variation de déformations longitudinales dans une couche telle que :

$$\varepsilon_{xp1}(x, z) = \frac{N(x)}{E_s A_{p1}} - \kappa z$$

$$\varepsilon_{xc}(x, z) = \frac{N(x)}{E_c A_c} - \kappa z$$

$$\varepsilon_{xp2}(x, z) = \frac{N(x)}{E_s A_{p2}} - \kappa z \quad \text{B.4.}$$

Avec $\kappa = \frac{M(x)}{E_s I_{p1}} = \frac{M(x)}{E_c I_c} = \frac{M(x)}{E_s I_{p2}} = \frac{M(x)}{(EI)_h}$ la courbure de la section. Et les contraintes longitudinales dans la section sont obtenues par :

$$\sigma_x(x, z) = E(z) \varepsilon_x(x, z) \quad \text{B.5.}$$

avec $E(z)$ prenant la valeur de E_s ou E_c en fonction de z

Les glissements aux interfaces peuvent également être calculés, si on considère que les déformations de glissement ($\frac{ds_h}{dx}$ en interface haute et $\frac{ds_b}{dx}$ en interface basse) correspondent à la différence de déformations longitudinales entre deux couches :

$$\frac{ds_h}{dx} = \varepsilon_{xp1} \left(z = -\frac{t_{p1}}{2} \right) - \varepsilon_{xc} \left(z = \frac{h_c}{2} \right)$$

$$\frac{ds_b}{dx} = \varepsilon_{xp2} \left(z = \frac{t_{p2}}{2} \right) - \varepsilon_{xc} \left(z = -\frac{h_c}{2} \right) \quad \text{B.6.}$$

Par intégration et considérant que les glissements sont nuls en $x = 0$ (en remplaçant κ par $M(x)/(EI)_h$) :

$$s_h(x) = \frac{F}{2(EI)_h} \left(\frac{t_{p1}}{2} + \frac{h_c}{2} \right) \left(\frac{x^2}{2} + \frac{Lx}{2} \right) \quad \text{B.7.}$$

$$s_b(x) = \frac{F}{2(EI)_h} \left(\frac{h_c}{2} + \frac{t_{p2}}{2} \right) \left(\frac{x^2}{2} + \frac{Lx}{2} \right)$$

Cette méthodologie est appliquée à la poutre SP1 soumise à une charge de flexion de $F = 50 \text{ kN}$. Les diagrammes de déformation et de contrainte longitudinale obtenus sont visibles en Figure B - 2. Le calcul des flèches montre que la poutre présente une flèche maximale à mi-portée de $f_{max} = f(0) = -\frac{FL^3}{48(EI)_h} = -0,33 \text{ mm}$. Et le glissement maximal de cette poutre calculé à $x = \pm \frac{L}{2}$ vaut $s_h = s_b = \pm 0,08 \text{ mm}$.

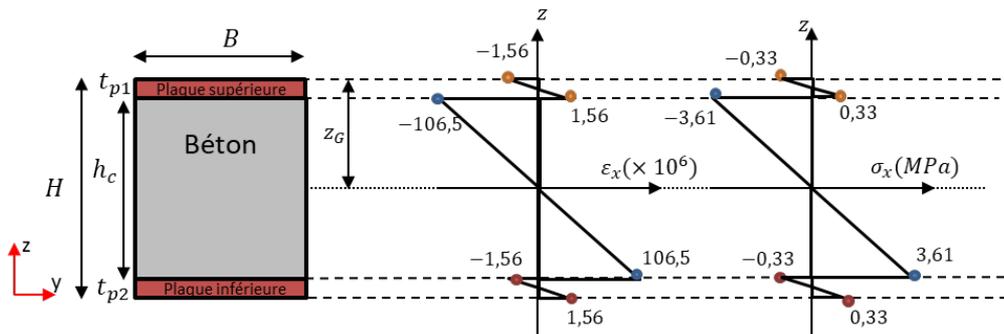


Figure B - 2 Diagramme des déformations et contraintes de la section à mi-portée de la poutre SP1 sans connexion soumise à une flexion de $F=50 \text{ kN}$

B.3. ADHERENCE PARFAITE

Une adhérence parfaite entre le béton et les plaques est considérée dans cette partie : aucun glissement entre les deux composants est pris en compte. La section de la poutre mixte peut alors être caractérisée en tant que section homogène. Une résolution s'appuyant sur la théorie des poutres classique peut être utilisée pour déterminer le comportement élastique de cette poutre.

Sans glissement, les déformations longitudinales d'une section sont linéaires (Figure B - 3) et peuvent être déterminées ainsi :

$$\varepsilon_x(x, z) = \frac{N(x)}{(EA)_h} - \frac{M(x)}{(EI)_h} z \quad \text{B.8.}$$

Avec $(EA)_h$ la raideur longitudinale de la section homogénéisée et $(EI)_h$ le moment quadratique homogénéisé de la poutre mixte par rapport au centre de gravité de la section définis tels que :

$$(EA)_h = E_s A_{p1} + E_c A_c + E_s A_{p2} \quad \text{B.9.}$$

$$(EI)_h = E_s (I_{ps} + A_{p1} z_{p1}^2) + E_c (I_c + A_c z_c^2) + E_s (I_{p2} + A_{p2} z_{p2}^2) \quad \text{B.10.}$$

E_s et E_c sont les modules d'Young de l'acier des plaques et du béton respectivement, A_{p1} et A_{p2} sont les sections des plaques supérieure et inférieure et A_c est la section de béton. I_{p1} , I_{p2} et I_c sont les moments d'inertie des plaques supérieure, inférieure et du cœur de béton et z_{p1} , z_{p2} et z_c sont les distances par rapport au centre de gravité de la section des centres de gravité des plaques supérieure, inférieure et du béton respectivement. Dans le cas de poutres SCS avec plaques de même dimension ($A_{p1} = A_{p2}$ et $I_{p1} = I_{p2}$), la section est symétrique. Le centre de gravité de la section mixte correspond alors au centre du cœur de béton $z_G = H/2$ $y_G = B/2$.

La contrainte normale dans la section peut alors être définie par l'équation B.5.

À partir des efforts tranchants dans la poutre $V(x)$, il est également possible de déterminer les contraintes de cisaillement de la section homogénéisée à partir de l'équation B.11.

$$\tau_{xz}(z) = \frac{V(x)(ES)_h(z)}{(EI)_h B} \quad \text{B.11.}$$

où $(ES)_h(z)$ est le moment statique de la section homogénéisée par rapport à l'axe Gy défini par :

- $(ES)_h(z) = \frac{E_s B}{2} (z_G^2 - z^2)$ dans la plaque supérieure
- $(ES)_h(z) = \frac{E_s B}{2} (z_G^2 - (z_G - t_{p1})^2) + \frac{E_c B}{2} ((z_G - t_{p1})^2 - z^2)$ dans le béton
- $(ES)_h(z) = \frac{E_s B}{2} (z_G^2 - z^2)$ dans la plaque inférieure

Une application de ces formules est présentée en Figure B - 3 pour la poutre SP1 fléchie sous un effort appliqué de $F = 50 \text{ kN}$.

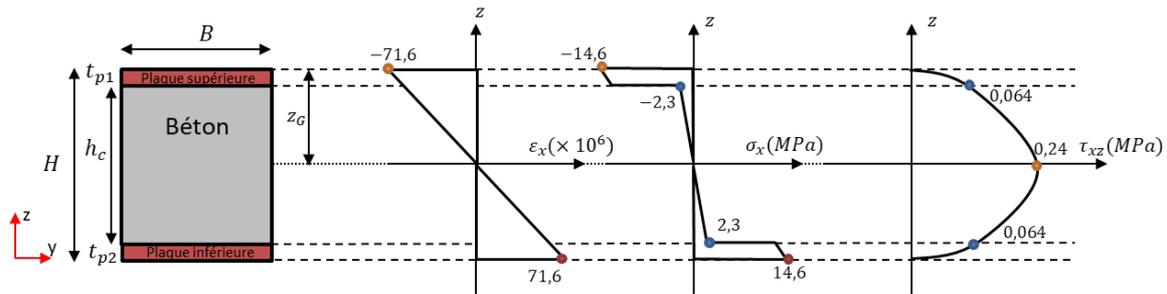


Figure B - 3 Diagramme des déformations et contraintes de la section à mi-portée de la poutre SP1 soumise à une flexion de $F=50 \text{ kN}$ sous hypothèse d'adhérence parfaite

Dans ce cas d'adhérence parfaite entre le cœur de béton et les plaques, le système de connexion doit résister aux efforts de cisaillement longitudinal impliqués de ces contraintes de cisaillement dus au chargement de flexion. Le flux de cisaillement par mètre de longueur de poutre en interface haute v_h et basse v_b peuvent être définis par l'équation B.12.

$$\begin{aligned} v_h &= B\tau_{xz}(z_{int,h}) \\ v_b &= B\tau_{xz}(z_{int,b}) \end{aligned} \quad \text{B.12.}$$

avec $z_{int,h} = -z_{int,b} = \frac{H}{2} - t_{p1}$. Les espacements minimaux des connecteurs afin de résister à ces efforts (S_h en interface haute et S_b en interface basse) sont déterminés à partir de l'équation B.13 si on considère deux goujons par largeur de poutre :

$$\begin{aligned} S_h &= 2P_{Rd}/v_h \\ S_b &= 2P_{Rd}/v_b \end{aligned} \quad \text{B.13.}$$

avec P_{Rd} la résistance en cisaillement d'un connecteur.

Il est également possible de déterminer la flèche élastique de la poutre mixte à adhérence parfaite selon l'équation B.3 avec $(EA)_h$ et $(EI)_h$ calculés à partir des équations B.9 et B.10. Pour un chargement de $F = 50 \text{ kN}$, la flèche de la poutre est visible en Figure B - 4 et présente une flèche maximale de $f_{max} = -0,22 \text{ mm}$.

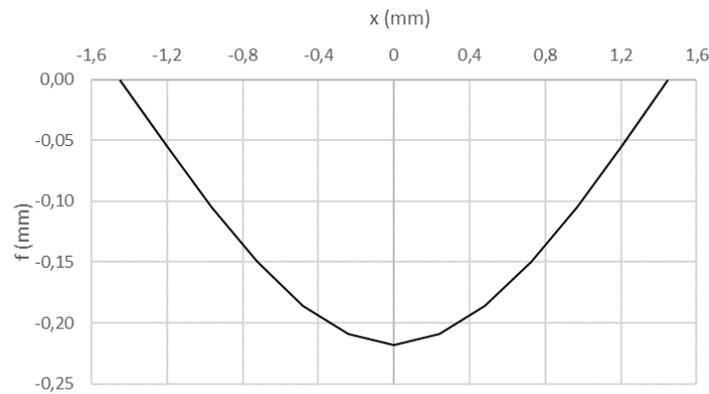


Figure B - 4 Flèche de la poutre SP1 sous un chargement de $F=200$ kN

B.4. ADHÉRENCE PARTIELLE

La présence d'un système de connexion de raideur finie entraîne un glissement interfacial non nul entre le cœur de béton et les plaques. La réponse de la poutre mixte est alors modifiée car le glissement impact directement la répartition des contraintes et la flèche de la poutre. Une analyse élastique permettant le calcul de ce glissement est présentée par (Johnson, 2004) pour les poutres mixtes profilé métallique – dalle de béton. Elle introduit les glissements s_h et s_b à partir du flux de cisaillement par unité de longueur v_h et v_b aux interfaces haute et basse.

$$v_h = k_c s_h$$

$$v_b = k_c s_b$$

B.14.

k_c est la rigidité de cisaillement de la connexion par unité de longueur, $k_c = 2k/S$ avec k la raideur de cisaillement d'un goujon et S l'espacement des connecteurs dans la poutre.

Une équation différentielle sur le glissement est alors déterminée à partir des hypothèses d'équilibre des couches, d'élasticité des matériaux (conservation de la courbure dans chaque couche) et de compatibilité du comportement (la déformation de glissement correspond à la différence de déformations longitudinales entre deux composants). Cette méthodologie est adaptée ici pour l'étude d'une poutre SCS.

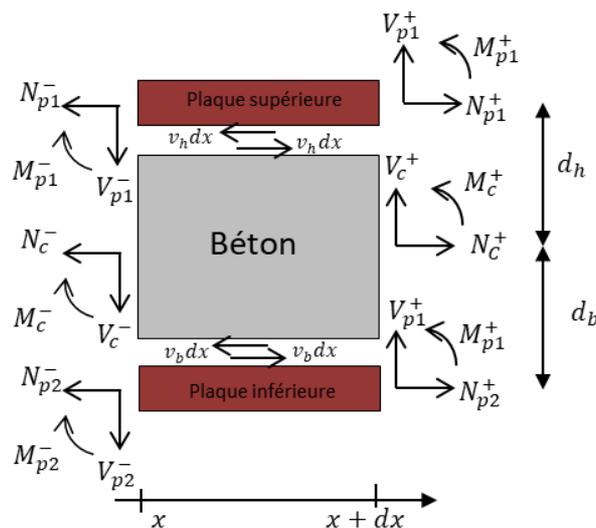


Figure B - 5 Schéma des efforts internes dans une longueur élémentaire d'une poutre SCS

Equilibre :

Selon la Figure B - 5, l'équilibre des efforts normaux dans chacune des couches de la poutre SCS donne :

$$\frac{dN_{p1}}{dx} = v_h, \quad \frac{dN_c}{dx} = v_b - v_h, \quad \frac{dN_{p2}}{dx} = v_b \quad \text{B.15.}$$

L'équilibre des efforts tranchants en une section est visible dans l'équation B.16.

$$\begin{aligned} V(x) = V_{p1} + V_c + V_{p2} &= \frac{F}{2} \text{ pour } x \in \left[-\frac{L}{2}; 0\right] \\ V(x) = V_{p1} + V_c + V_{p2} &= -\frac{F}{2} \text{ pour } x \in \left[0; \frac{L}{2}\right] \end{aligned} \quad \text{B.16.}$$

Et finalement l'équilibre des moments dans les couches permet d'obtenir l'équation B.17.

$$\frac{dM_{p1}}{dx} + V_{p1} = v_h \frac{t_{p1}}{2}, \quad \frac{dM_c}{dx} + V_c = (v_b - v_h) \frac{h_c}{2}, \quad \frac{dM_{p2}}{dx} = v_b \frac{t_{p2}}{2} \quad \text{B.17.}$$

Alors, en intégrant l'équation B.17 dans B.16 :

$$\begin{aligned} \frac{dM_{p1}}{dx} + \frac{dM_c}{dx} + \frac{dM_{p2}}{dx} + \frac{F}{2} &= v_h d_h + v_b d_b \text{ pour } x \in \left[-\frac{L}{2}; 0\right] \\ \frac{dM_{p1}}{dx} + \frac{dM_c}{dx} + \frac{dM_{p2}}{dx} - \frac{F}{2} &= v_h d_h + v_b d_b \text{ pour } x \in \left[0; \frac{L}{2}\right] \end{aligned} \quad \text{B.18.}$$

avec $d_h = \frac{1}{2} + \frac{h_c}{2}$ et $d_b = \frac{t_{p2}}{2} + \frac{h_c}{2}$.

Elasticité :

En phase élastique et pour des flèches faibles, le décollement des couches est négligeable et une conservation de la courbure peut être supposée entre le cœur de béton et les plaques d'acier. La théorie des poutres donne alors la relation entre la courbure κ et les moments dans les couches :

$$\kappa = \frac{M_{p1}}{E_s I_{p1}} = \frac{n M_c}{E_s I_c} = \frac{M_{p2}}{E_s I_{p2}} \quad \text{B.19.}$$

avec $n = E_s/E_c$. Finalement, les déformations longitudinales dans la section peuvent s'écrire :

$$\begin{aligned} \varepsilon_{p1}^+ &= \kappa \frac{t_{p1}}{2} + \frac{N_{p1}}{E_s A_{p1}} \\ \varepsilon_c^- &= -\kappa \frac{t_c}{2} + \frac{n N_c}{E_s A_c} \\ \varepsilon_c^+ &= \kappa \frac{t_c}{2} + \frac{n N_c}{E_s A_c} \\ \varepsilon_{p1}^- &= -\kappa \frac{t_{p2}}{2} + \frac{N_{p2}}{E_s A_{p2}} \end{aligned} \quad \text{B.20.}$$

Compatibilité :

Les différences des déformations longitudinales en interfaces haute et basse correspondent aux déformations de glissement $\frac{ds_h}{dx}$ et $\frac{ds_b}{dx}$. Ainsi après développement, des relations entre la courbure et les déformations de glissement sont identifiées :

$$\begin{aligned} \frac{ds_h}{dx} &= \varepsilon_{p1}^+ - \varepsilon_c^- = \kappa d_h + \frac{N_h}{E_a A_{p1}} - \frac{n N_c}{E_a A_c} \\ \frac{ds_b}{dx} &= \varepsilon_c^+ - \varepsilon_{p2}^- = \kappa d_b - \frac{N_b}{E_a A_{p1}} + \frac{n N_c}{E_a A_c} \end{aligned} \quad \text{B.21.}$$

Il est possible de supprimer N_{p1} , N_c et N_{p2} en dérivant cette équation et en intégrant les résultats de l'équilibre des efforts normaux des composants (équation B.15). L'équation B.21 peut alors s'écrire :

$$\begin{aligned}\frac{d^2 s_h}{dx^2} &= \frac{d\kappa}{dx} d_h + \frac{v_h}{E_s A_{0h}} - \frac{nv_b}{E_s A_c} \\ \frac{d^2 s_b}{dx^2} &= \frac{d\kappa}{dx} d_b + \frac{v_b}{E_s A_{0b}} - \frac{nv_h}{E_s A_c}\end{aligned}\quad \text{B.22.}$$

$$\text{où } \frac{1}{E_s A_{0h}} = \frac{1}{E_a A_{p1}} + \frac{n}{E_s A_c} \text{ et } \frac{1}{E_s A_{0b}} = \frac{1}{E_a A_{p2}} + \frac{n}{E_s A_c}$$

Et en remplaçant M_{p1} , M_c et M_{p2} par κ dans l'équation d'équilibre B.18, l'équation B.23 est obtenue :

$$\begin{aligned}\frac{d\kappa}{dx} E_s I_0 + \frac{F}{2} &= v_h d_h + v_b d_b \text{ pour } x \in \left[-\frac{L}{2}; 0\right] \\ \frac{d\kappa}{dx} E_s I_0 - \frac{F}{2} &= v_h d_h + v_b d_b \text{ pour } x \in \left[-\frac{L}{2}; 0\right]\end{aligned}\quad \text{B.23.}$$

avec $E_s I_0 = E_s I_{p1} + \frac{E_s I_c}{n} + E_s I_{p2}$. Si la définition de $\frac{d\kappa}{dx}$ de l'équation B.23 et intégré à l'équation de compatibilité B.22 et en remplaçant v_h et v_b par s_h et s_b selon l'équation B.14, des équations différentielles sur les glissements interfaciaux sont identifiées :

$$\begin{aligned}\begin{cases} \frac{d^2 s_h}{dx^2} - \alpha_h s_h - \beta s_b = -\frac{F d_h}{2E_s I_0} \\ \frac{d^2 s_b}{dx^2} - \alpha_b s_b - \beta s_h = -\frac{F d_b}{2E_s I_0} \end{cases} &\text{ pour } x \in \left[-\frac{L}{2}; 0\right] \\ \begin{cases} \frac{d^2 s_h}{dx^2} - \alpha_h s_h - \beta s_b = \frac{F d_h}{2E_s I_0} \\ \frac{d^2 s_b}{dx^2} - \alpha_b s_b - \beta s_h = \frac{F d_b}{2E_s I_0} \end{cases} &\text{ pour } x \in \left[-\frac{L}{2}; 0\right]\end{aligned}\quad \text{B.24.}$$

$$\text{avec } \alpha_h = \frac{k_c d_h^2}{E_s I_0} + \frac{k_c}{E_s A_{0h}}, \alpha_b = \frac{k_c d_b^2}{E_s I_0} + \frac{k_c}{E_s A_{0b}} \text{ et } \beta = \frac{k_c d_b d_h}{E_s I_0} - \frac{nk_c}{E_s A_c}$$

Finalement, la résolution de ces équations permet de définir les glissements en interfaces haute et basse :

$$\begin{aligned}\begin{cases} s_h(x) = A_1 \cosh(\sqrt{p_1}x) + A_2 \sinh(\sqrt{p_1}x) + A_3 \cosh(\sqrt{p_2}x) + A_4 \sinh(\sqrt{p_2}x) + \frac{B_h^- F}{2} \\ s_b(x) = g_1(A_1 \cosh(\sqrt{p_1}x) + A_2 \sinh(\sqrt{p_1}x)) + g_2(A_3 \cosh(\sqrt{p_2}x) + A_4 \sinh(\sqrt{p_2}x)) + \frac{B_b^- F}{2} \end{cases} \\ \text{pour } x \in \left[-\frac{L}{2}; 0\right] \\ \begin{cases} s_h(x) = A_5 \cosh(\sqrt{p_1}x) + A_6 \sinh(\sqrt{p_1}x) + A_7 \cosh(\sqrt{p_2}x) + A_8 \sinh(\sqrt{p_2}x) + \frac{B_h^+ F}{2} \\ s_b(x) = g_1(A_5 \cosh(\sqrt{p_1}x) + A_6 \sinh(\sqrt{p_1}x)) + g_2(A_7 \cosh(\sqrt{p_2}x) + A_8 \sinh(\sqrt{p_2}x)) + \frac{B_b^+ F}{2} \end{cases} \\ \text{pour } x \in \left[0; \frac{L}{2}\right]\end{aligned}\quad \text{B.25.}$$

$$\begin{aligned}\text{Avec } p_1 &= \frac{\alpha_h + \alpha_b - \sqrt{(\alpha_h + \alpha_b)^2 - 4\alpha_h \alpha_b - \beta^2}}{2}; p_2 = \frac{\alpha_h + \alpha_b + \sqrt{(\alpha_h + \alpha_b)^2 - 4\alpha_h \alpha_b - \beta^2}}{2}; g_1 = \frac{p_1 - \alpha_h}{\beta}; g_2 = \frac{p_2 - \alpha_h}{\beta}; \\ B_h^- &= -B_h^+ = \frac{\alpha_b d_h - \beta d_b}{E_s I_0 (\alpha_h \alpha_b - \beta^2)} \text{ et } B_b^- = -B_b^+ = \frac{\alpha_t d_b - \beta d_t}{E_s I_0 (\alpha_h \alpha_b - \beta^2)}\end{aligned}$$

L'identification des constantes d'intégration peut être réalisée à partir des conditions limites :

- Le glissement est nul à mi-portée dû à la symétrie de la poutre : $s_h(x=0) = s_b(x=0) = 0$
- Les déformations de glissement sont nulles au niveau des appuis car M et N sont égales à zéro :
 $\frac{ds_h}{dx}\left(x = -\frac{L}{2}\right) = \frac{ds_h}{dx}\left(x = \frac{L}{2}\right) = \frac{ds_b}{dx}\left(x = -\frac{L}{2}\right) = \frac{ds_b}{dx}\left(x = \frac{L}{2}\right) = 0$

Alors :

$$A_1 = 0 \quad A_2 = 0 \quad A_3 = \frac{F}{2(g_2 - g_1)} (g_1 B_h^- - B_b^-) \quad A_4 = -A_3 \tanh\left(\sqrt{p_2} \frac{L}{2}\right) \frac{g_1 - g_2}{g_2 - g_1}$$

$$A_5 = 0 \quad A_6 = 0 \quad A_7 = \frac{F}{2(g_2 - g_1)} (g_1 B_h^+ - B_b^+) \quad A_8 = -A_7 \tanh\left(\sqrt{p_2} \frac{L}{2}\right)$$

Les glissements déterminés, les déformations de glissement ($\frac{ds_h}{dx}$ et $\frac{ds_b}{dx}$) peuvent être calculées en dérivant les formules B.25. La courbure de chaque section (κ) peut être déterminée en intégrant l'équation B.23. Ces informations permettent de définir le diagramme de déformations et contraintes longitudinales dans la section mixte.

Cette méthodologie de résolution est appliquée à la poutre SP1-1 pour un chargement de $F = 50 \text{ kN}$. La rigidité élastique de cisaillement du système de connexion composé de 40 goujons de diamètre $12,7 \text{ mm}$ correspond à la raideur d'un essai push-out à $0,5P_{Rd}$. Elle peut être déterminée à partir d'un essai ou de la formule de Ollgaard et al. (1971) :

$$k = \frac{0,5P_{Rd}}{\delta_{0,5P_{Rd}}} = 90,2 \text{ kN/mm}$$

Les glissements en interface haute et basse de la poutre SCS sont alors visibles en Figure B - 6. Ces glissements sont maximaux au niveau des appuis de la poutre et valent $s_{h,max} = s_{b,max} = \pm 0,015 \text{ mm}$.

Le calcul des déformations de glissement (dérivée du glissement) permet de caractériser la différence de déformation longitudinale aux interfaces. Elles sont maximales au centre de la poutre et valent : $\left(\frac{ds_h}{dx}\right)_{max} = \left(\frac{ds_b}{dx}\right)_{max} = 34,9 \cdot 10^{-6}$. Le glissement permet aussi de calculer la courbure des composants également maximale à mi-portée : $\kappa_{max} = 0,00037 \text{ m}^{-1}$. En multipliant cette courbure à l'épaisseur de chaque couche, les variations de déformations longitudinales dans les plaques et le béton peuvent être obtenues :

$$\Delta\varepsilon_{x,béton} = h_c \kappa = 162 \cdot 10^{-6}$$

$$\Delta\varepsilon_{x,plaque sup} = t_{p1} \kappa = 2,38 \cdot 10^{-6}$$

$$\Delta\varepsilon_{x,plaque inf} = t_{p2} \kappa = 2,38 \cdot 10^{-6}$$

Et la symétrie de la section permet de définir le diagramme des déformations et contraintes longitudinales à mi-portée de la poutre visible en Figure B - 7.

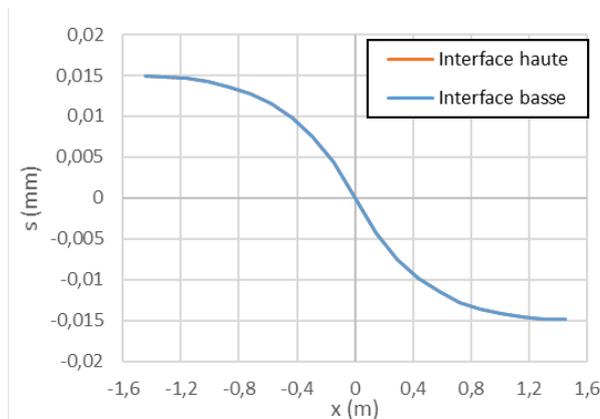


Figure B - 6 Glissement analytique le long de la poutre SP1-1

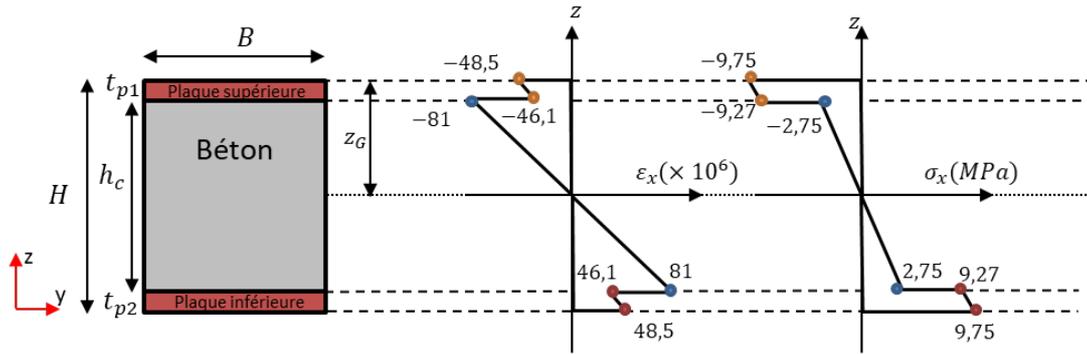


Figure B - 7 Diagrammes des déformations et contraintes longitudinales de la poutre mixte calculée avec adhérence partielle

Les contraintes de cisaillement aux interfaces peuvent également être déterminées, directement à partir du glissement selon l'équation B.12 et B.14. Ces contraintes sont maximales au niveau des appuis de la poutre et valent $\tau_{xz,max} = 0,058 \text{ MPa}$. Finalement, les efforts de cisaillement sur les connecteurs (V_{lh} en interface haute et V_{lb} en interface basse) sont calculés par :

$$V_{lh} = s_h k = V_{lb} = s_b k = 1,34 \text{ kN}$$

et ces résultats confirment que les efforts de cisaillement dans les goujons sont inférieurs à leur résistance ($P_{Rd} = 49,5 \text{ kN}$).

Il est également possible de déterminer l'impact du glissement sur la flèche maximale de la poutre. Le rapport des courbures en analyse par adhérence partielle et parfaite montre que la prise en compte du glissement entraîne une augmentation de la flèche de la poutre mixte d'environ 17%, soit une flèche maximale à mi-portée de $f_{max} = 0,257 \text{ mm}$.

BIBLIOGRAPHIE

- ACI, 2006. *Code Requirements for Nuclear Safety-Related Concrete Structures and Commentary (ACI 349-06)*. Farmington Hills, MI: s.n.
- ACI, 2008. *Building Code Requirement for Structural Concrete (ACI 318-08) and Commentary*. First ed. s.l.:American Concrete Institute.
- AISC, 2015. *Specification for safety-related steel structures for nuclear facilities, Supplement n°1, AISC N690-12s1*, Chicago: American Institute of Steel Construction.
- AISC, 2017. *Modern Steel Construction - Steel Core System Revolutionizes High-Rise Construction*. Available at: <https://www.aisc.org/modernsteel/news/>
- Anderson, N. S. & Meinheit, D. F., 2007. *A review of headed-stud design criteria on the sixth edition of the PCI Design Handbook*. s.l.:s.n.
- An, L. & Cederwall, K., 1996. Push-out Tests on Studs in High Strength and Normal Strength Concrete. *J. Construct. Steel Res.*, 36(1), pp. 15-29.
- Ashford & Sitar, 2001. Effect of element size on the static finite element analysis of steep slopes. *International Journal for Numerical Analytical Methods in Geomechanics*, 25(14), pp. 1361-1376.
- ASTM, 2003. *Standard test methods for tension of metallic materials, ASTM Standard E8, West Conshohocken, PA: ASTM International*. Available at: www.astm.org
- Aubrée, N., 2014. *Caractérisation du comportement post-pic en compression du béton armé et non armé, et extension au béton renforcé de fibres*, s.l.: Master dissertation, Université de Montréal.
- Battini, J.-M., Nguyen, Q.-H. & Hjiat, M., 2009. Non-linear finite element analysis of composite beams with interlayer slips. *Computers and Structures*, Volume 87, pp. 904-912.
- Bazant, Z. & Pfeiffer, P., 1986. Shear fracture tests of concrete. *Matériaux et Constructions*, 19(110), pp. 111-121.
- Bekarlar, K., 2016. *Steel-Concrete-Steel Sandwich Immersed Tunnels For Large Spans*. s.l.:s.n.
- Bhardwaj, S. R., Varma, A. H. & Malushte, S., 2017. Minimum Requirements and Section Detailing Provisions for Steel-Plate Composite (SC) Walls in Safety-Related Nuclear Facilities. *Engineering Journal*, 54(2), pp. 89-108.
- Bishoff, P. & Perry, S., 1991. Compressive behaviour of concrete at high strain rates. *Materials and Structures*, November, Volume 24, pp. 425-450.
- Booth, P. N., Varma, A. H., Sener, K. C. & Malushte, S. R., 2015. Flexural behavior and design of steel-plate composite (SC) walls for accident thermal loading. *Nuclear Engineering and Design*, pp. 817-828.
- Bouchair, A., Bujnak, J., Duratna, P. & Lachal, A., 2012. Modeling of steel-concrete push-out test. *Procedia Engineering*, Volume 40, pp. 102-117.
- Bowerman, H. & Burgan, B., 2003. *Bi-Steel : Design and Construction Guide, 2nd Edition*, s.l.: Corus UK.
- Bowerman, H., Coyle, N. & Chapman, J., 2002. An innovative steel-concrete construction system. *Structural Engineer.*, Volume 80, pp. 33-38.
- British Standards Institution, 1979. *Steel, concrete and composite bridges - Part 5 : Code and practice for design of composite bridges*. London: s.n.

- British Standards Institution, 1997. *BS 8110 - Structural use of concrete - Part 1 : Code of practice for design and construction*, s.l.: British Standard.
- Brocca, M. & Bazant, Z., 2001. Size effect in concrete columns : finite-elements analysis with microplane model. *Journal of Structural Engineering*, 127(12), pp. 1382-1390.
- Bujnak, J., 2012. *Analyse globale de poutres mixtes acier béton: approche analytique et modélisation non linéaire*, s.l.: s.n.
- Burgan, B. A. & Bingham, S., 2017. An innovative form of steel-concrete (SC) structures for nuclear power plant. *Transactions SMiRT 24*, 20-25 August.
- Calatrava, 2013. *Sharq Crossing - Santiago Calatrava Architects & Engineers*. Available at: <https://calatrava.com/projects/>
- CEA, 2021. *Cast3M*. Available at: <http://www-cast3m.cea.fr>
- CEI, 2021. *Combat Engineering International*. Available at: <http://www.combatengineering.net/security/>
- CEN, 2005a. *Eurocode 4 : Calcul des structures mixtes acier-béton - Partie 1-1 : règles générales et règles pour les bâtiments*. s.l.:Comité européen de normalisation. EN 1994-1-1.
- CEN, 2005b. *Eurocode 2 - Calcul des structures en béton - Partie 1-1: règles générales et règles pour les bâtiments*. s.l.:Comité européen de normalisation. EN 1992-1-1.
- Chen, L., Mahmoud, H., Tong, S.-M. & Zhou, Y., 2015. Seismic behavior of double steel plate - HSC composite walls. *Engineering Structures*, Volume 102, pp. 1-12.
- Chuah, C., Shima, H., Noritake, K. & Kumagai, S.-i., 1991. Strength and deformational behaviors of studs embedded in high strength prestressed concrete. *Proceedings of the Japan Concrete Institute*, 13(2), pp. 1033-1038.
- Chu, M., Song, X. & Ge, H., 2013. Structural performance of steel-concrete-steel sandwich composite beams with channel steel connectors. *Proceedings of 22nd International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology (SMiRT-22)*, 18-23 August, Issue Div-I, p. Paper ID# 498.
- Ciarlet, P. G., 2007. *Introduction à l'analyse numérique matricielle et à l'optimisation*. 5e ed. s.l.:Dunod.
- Comi, C. & Perego, U., 2001. Fracture energy based bi-dissipative damage model for concrete. *International Journal of Solids and Structures*, Volume 38, pp. 6427-6454.
- DOE, 2004. *Application of Advanced Construction technologies to New Nuclear Power Plants*, s.l.: s.n.
- Dogan, O. & Roberts, T., 2010. Comparing experimental deformations of steel-concrete-steel sandwich beams with full and partial interaction theories. *International Journal of the Physical Sciences*, 5(10), pp. 1544-1557.
- El-Bahey, S., Bruneau, M. & F. ASCE, 2012. Bridge Piers with Structural fuses and Bi-Steel Columns. I : Experimental Testing. *Journal of Bridge Engineering*, 17(1), pp. 25-35.
- Epackachi, S. & Whittaker, A. S., 2016. *Experimental, Numerical and Analytical Studies on the Seismic Response of Steel-Plate Concrete (SC) Composite Shear Walls*, University at Buffalo: MCEER-16-001.
- fib, 2011. *Design of anchorages in concrete - Model code bulletin 58*. 1 ed. Lausanne (Switzerland: Internantinal Federation for Structural Concrete (fib).
- Foundoukos, N., 2005. *Behaviour and design of steel concrete steel sandwich construction*. London: s.n.

- Foundoukos, N. & Chapman, J., 2008. Finite element analysis of steel-concrete-steel sandwich beams. *Journal of constructional steel research*, Volume 64, pp. 947-961.
- Foundoukos, N., Xie, M. & Chapman, J., 2007. Fatigue tests on steel-concrete-steel sandwich components and beams. *Journal of Constructional Steel Research*, Volume 63, pp. 922-940.
- Gary, G. & Nowacki, W., 1994. Essai de cisaillement plan appliqué à des tôles minces. *Journal de physique IV - Colloque C8, supplément au Journal de Physique III*, septembre, Volume 4, pp. 65-70.
- Gatuingt, F., Ragueneau, F. & Desmorat, R., 2006. Implantation numérique d'un modèle d'endommagement anisotrope non local. *Revue Européenne de Génie Civil*, 10(3), pp. 391-404.
- Giry, C., Dufour, F. & Mazars, J., 2011. Stress-based nonlocal damage model. *International Journal of Solids and Structures*, Volume 48, pp. 3431-3443.
- Griffith, A., 1921. The Phenomena of Rupture and Flow in Solids. *Philosophical Transactions of the Royal Society of London. Series A*, Volume 221, pp. 163-198.
- Hillerborg, A., Modéer, M. & Peterson, P.-E., 1976. Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements. *Cement and Concrete Research*, Volume 6, pp. 773-792.
- Huang, Z. & Liew, J., 2015. Nonlinear finite element modelling and parametric study of curved steel-concrete-steel double skin composite panels infilled with ultra-lightweight cement composite. *Construction and Building Materials*, Volume 95, pp. 922-938.
- IAEA, 2021. *ARIS - Advanced Reactors*. Available at: <https://aris.iaea.org/>
- Jansen, D. C. & Shah, S. P., 1997. Effect of length on compressive strain softening of concrete. *Journal of Engineering Mechanics*, January.
- JEAC, 2009. *Technical code for seismic design of steel plate reinforced concrete structures: building and Structures, JEAC-4618*, Tokyo, Japan: Japanese Electric Association Nuclear Standards Committee.
- Johnson, R., 1981. Loss of Interaction in Short-span Composite Beams and Plates. *Journal of Constructional Steel Research*., 1(2), pp. 11-16.
- Johnson, R., 2004. *Composite Structures of Steel and Concrete*. s.l.:Blackwell Publishing.
- JSCE, 1992. *Design code for steel-concrete sandwich structures - Draft*, Tokyo: Trans. from the Concrete Library N°73.
- JSCE, 2007. *Standard specification for concrete structures No. 15 - Design*, Tokyo: Japan Society of Civil Engineers.
- JSCE, 2009. *Standard Specifications for Steel and Concrete Structures - I General Provision, II Structural Planning, III Design*. s.l.:Japan Society of Civil Engineering.
- KEPCO, 2021. *APR+ Kepco-enc*. Available at: <https://www.kepco-enc.com>
- KEPIC, 2010. *Specification for Safety-Related Steel Plate Concrete Structures for Nuclear Facilities*, s.l.: KEPIC-SNG, Board on KEPIC Policy, Structural Committee, Korea Electric Association.
- KEPRI, 2006. *First report and plan for out of plane shear experiment program and plan*, Korean: KEPRI.
- Kim, S.-H. et al., 2013. Experimental shear resistance evaluation of Y-type perfobond rib shear connector. *Journal of Constructional Steel Research*, Volume 82, pp. 1-18.
- Konsowa, A. & Mosallam, A., 2012. Advanced construction process for modern nuclear power plants. *International Journal of Art & Sciences*, 5(6), pp. 73-91.

- Kurt, E. G. & Varma, A. H., 2015. Preliminary Investigation of Steel-Plate Composite (SC) Wall-to-Concrete Basemat Anchorage Connections. *Transactions SMiRT-23*, 10-14 August. Volume Division X.
- Kurt, E. G., Varma, A. H., Booth, P. & Whittaker, A. S., 2013. SC Wall Piers and Basemat Connections : Numerical Investigation of Behavior and Design. *Transactions SMiRT-22*, 18-23 August. Volume Division X.
- Lam, D. & El-Lobody, E., 2005. Behavior of Headed Stud Shear Connectors in Composite Beam. *Journal of Structural Engineering*, 131(1), pp. 96-107.
- Leekitwattana, M., 2011. *Analysis of an Alternative Topology for Steel-Concrete-Steel Sandwich Beams Incorporating Inclined Shear Connectors*. s.l.:PhD dissertation, University of Southampton.
- Leekitwattana, M., Boyd, S. & Sheno, R., 2010. An alternative design of steel-concrete-steel sandwich beam. *9th International Conference on Sandwich Structures, ICSS 9*.
- Lee, Y.-H. & Willam, K., 1997. Mechanical properties of concrete in uniaxial compression. *ACI Materials Journal*, Volume 94, pp. 457-471.
- Leng, Y.-B. & Song, X.-B., 2016. Experimental study on shear performance of steel-concrete-steel sandwich beams. *Journal of Constructional Steel Research*, Volume 120, pp. 52-61.
- Liew, J. R. & Sohel, K., 2009. Lightweight steel-concrete-steel sandwich system with J-hook connectors. *Engineering Structures*, Volume 31, pp. 1166-1178.
- Liew, J. R., Yan, J.-B. & Huang, Z.-Y., 2017. Steel-concrete-steel sandwich composite structures - recent innovations. *Journal of Constructional Steel Research*, Volume 130, pp. 202-221.
- Lin, Y. et al., 2019. Shear failure mechanisms of SCS sandwich beams considering bond-slip between steel plates and concrete. *Engineering Structures*, Volume 181, pp. 458-475.
- Lin, Z. & Liu, Y., 2014. Peak slip and load-slip relationship of headed stud connectors. *Journal of Tongji University*, 42(7), pp. 1006-1010.
- Liu, Y. & Glass, G., 2013. Effects of Mesh Density on Finite Element Analysis. *SAE Technical Papers*, April.
- Lohani, V., 2016. *Effects of geometric and material parameters on failure modes of SC elements*, Espoo, Finland: Master thesis dissertation, Aalto University, School of Engineering, Department of Mechanical Engineering.
- Markeset, G., 1993. *Failure of concrete under compressive strain gradients*, Trondheim, Norway: PhD dissertation, The Norwegian Inst. of Technol., Univ. of Trondheim.
- Masakuzu, T., 2001. The finite element analysis about size effect of concrete members. *Memoirs of the Faculty of Engineering, Fukuyama University*, Volume 25, pp. 49-54.
- Mazars, J., 1984. *Application de la mécanique de l'endommagement au comportement non linéaire et à la rupture du béton de structure*, Paris 6, France: PhD dissertation, Université Pierre et Marie Curie, .
- MHI, 2013. *Mitsubishi Heavy Industry - Advanced OWR, IEAE INPRO 7th Dialogue Forum*, s.l.: s.n.
- Mia, M. M. & Bhowmick, A., 2017. Static strength of headed shear stud connectors using finite element analysis. *Leadership en Infrastructures Durables*, May 31 - June 3.
- Montague, P., 1975. A simple Composite Construction for cylindrical shells subjected to external pressure. *Journal Mechanical Engineering Science*, pp. 105-113.
- Narayanan, R., Roberts, T. & Najj, F., 1994. *Design guide for steel-concrete-steel sandwich construction - volume 1: General principles and rules for basic elements (sc1-p131) - Technical report*, s.l.: s.n.

- Narayanan, R., Wright, H., Evans, H. & Francis, R., 1987. Double Skin Composite Construction for Submerged Tube Tunnels. *Steel Construction Today*, Volume 1, pp. 185-189.
- Narayanan, R., Wright, H., Evans, H. & Francis, R., 1988. Load tests on double skin composites girders. *Proc. Int. Conf. Composite Construction*.
- Newmark, N., Siess, C. & Viest, I., 1951. Tests and analysis of composite beams with incomplete interaction. *Proc. Soc. Exp. Stress. Analysis*, 9(1), pp. 75-92.
- Nguyen, N. H. & Whittaker, A. S., 2017. Numerical modelling of steel-plate concrete composite shear walls. *Engineering Structures*, Volume 150, pp. 1-11.
- Nguyen, Q.-N., 2009. *Modélisation du comportement non-linéaire des poutres mixtes acier-béton avec prise en compte des effets différés*. Rennes: PhD dissertation, INSA Rennes.
- Nie, J.-G. et al., 2013. Experimental study on seismic behavior of high-strength concrete filled double-steel-plate composite walls. *Journal of Constructional Steel Research*, Volume 88, pp. 206-219.
- Niousha, A., Naito, Y., Miyasaka, E. & Shoji, U., 2007. Dynamic Characteristics of SC Building in Kashiwazaki NPP site using Vibration, Test - Part 1 : Data analysis and system identification. *Transactions SMiRT 19*, August.
- Oduyemi, T. & Wright, H., 1989. An Experimental Investigation into the Behaviour of Double-Skin Sandwich Beams. *J. Construct. Steel Research*, Volume 14, pp. 197-220.
- Oehlers, D. & Coughlan, C., 1986. The Shear Stiffness of Stud Shear Connections in Composite Beams. *J. Construct. Steel Research*, Volume 6, pp. 273-284.
- Oehlers, D. J. & Bradford, M. A., 1995. *Composite steel and concrete structural members - fundamental Behaviour*. Elsevier Science ed. Oxford: Pergamon.
- Ollgaard, J., Slutter, R. & Fisher, J., 1971. Shear strength of stud connectors in lightweight and normal-weight concrete. *AISC Engineering Journal*, April (71-10).pp. 55-64.
- Pallarés, L. & Hajjar, J. F., 2010. Headed steel stud anchors in composite structures, Part I: Shear. *Journal of Constructional Steel Research*, Volume 66, pp. 198-212.
- Pijaudier-Cabot, G. et al., 1991. Steel-Concrete Bond Analysis with Nonlocal Continuous Damage. *Journal of Structural Engineering*, 117(3), pp. 862-882.
- Qin, F. et al., 2015. Bond slip detection of steel plate and concrete beams using smart aggregates. *Smart Materials and Structures*, Volume 24, p. 115039.
- Reinhart, H. & Xu, S., 2000. A practical testing approach to determine mode II fracture energy G_{IIF} for concrete. *International Journal of Fracture*, Volume 105, pp. 107-125.
- Roberts, T., 1995. *Double skin composite construction*. s.l.:Springer-Verlag Wien.
- Roberts, T., Edwards, D. & Narayanan, R., 1996. Testing and Analysis of Steel-Concrete-Steel Sandwich Beams. *J. Construct. Steel Res.*, 38(3), pp. 257-279.
- Rocha, J., Arrizabalaga, M., Quevedo, R. & Morfa, C., 2012. Behavior and strength of welded stud shear connectors in composite beam. *Rev. Fac. Ing. Univ. Antioquia*, Volume 63, pp. 93-104.
- Rokugo, K. & Koyanagi, W., 1992. *Role of compressive fracture energy of concrete on the failure behavior of reinforced concrete beams*. New York, N.Y.: Elsevier Applied Science.
- Roth, S. & Oudry, J., 2009. Influence of mesh density on a finite element model under dynamic loading. *Proceeding of 3rd European Hyperworks Technology Conference*, 2-4 November.
- Sagaseta, J. & Francis, P., 2016. Out-of-plane shear strength of steel-concrete sandwich panels. *fib International Workshop on Beam Shear*, 5-6 September.

- Saouma, V., Natekar, D. & Sbaizero, O., 2002. Nonlinear finite element analysis and size effect study in a metal-reinforced ceramics-composite. *Materials Science and Engineering A*, 323(1-2), pp. 129-137.
- Sauvageon, A., 2016. *Instabilités locales de structures en composite acier-béton aux températures élevées, PhD dissertation*, s.l.: Université Paris-Saclay.
- SCIENCE, 2017. *SC for Industrial, Energy and Nuclear Constructuon Efficiency*, s.l.: s.n.
- Sener, K. C. & Varma, A. H., 2014. Steel-plate composite walls: Experimental database and design for out-of-plane shear. *Journal of Constructional Steel Research*, Volume 100, pp. 197-210.
- Sener, K. C., Varma, A. H. & Seo, J., 2016. Experimental and numerical investigation of the shear behavior of steel-plate composite (SC) beams without shear reinforcement. *Engineering Structures*, Volume 127, pp. 495-509.
- Seo, J. & Varma, A. H., 2015. Behaviour and design of corner of L-joints in SC walls. *Transaction, SMiRT-23*, 10-14 August. Volume Division X.
- Seo, J. & Varma, A. H., 2017. Behavior and design of steel-plate composite wall-to-wall corner of L-joints. *Nuclear Engineering and Design*, Volume 323, pp. 317-328.
- Seo, J. & Varma, A. H., 2017. SC wall-to-slab connections in safety related nuclear facilities. *Transactions, SMiRT-24*, 20-25 August. Division IX(IV).
- Seo, J. & Varma, A. H., 2019. Steel-Plate Composite Wall-to-Wall T-Joints : Joint Shear Strength. *J. Struct. Eng.*, 145(7), p. 04019054.
- Seo, J., Varma, A. H. & Winkler, D., 2013. Preliminary investigation of joint shear strength of SC wall-to-wall T-joints. *Transactions SMiRT-22*, 18-23 August. Volume Division X.
- Shanmugam, N. & Kumar, G., 2005. Behaviour of Double Skin Composite Slabs - an Experimental Study. *Steel Structures*, Volume 5, pp. 431-440.
- Shanmugam, N., Kumar, G. & Thevendran, V., 2002. Finite element modelling of double skin composite slabs. *Finite Elements in Analysis and Design*, Volume 38, pp. 579-599.
- Shariati, M., Sulong, N., Shariati, A. & Khanouki, M. A., 2016. Behavior of V-shaped angle shear connectors : experimental and parametric study. *Materials and Structures*, Volume 49, pp. 3909-3926.
- Shauwecker, F., Moncayo, D., Beck, M. & Middendorf, P., 2018. Investigation of the Failure Behavior of Bolted Connections under Crash Loads and a Novel Adaptation to an Enhanced Abstracted Bolt Model. *15th International LS-DYNA® Users Conference*, 10-12 June.
- Shima, H. & Watanabe, S., 2008. Formulation for load-slip relationships of headed stud connector. *IABSE Symposium Report*, 64(4), pp. 935-947.
- Shim, C.-S., Lee, P.-G. & Yoon, T.-Y., 2004. Static behavior of large stud shear connectors. *Engineering Structures*, Volume 26, pp. 1853-1860.
- Solomon, S. K., Smith, S. & Cursens, A., 1976. Flexural tests of steel-concrete-steel sandwiches. *Magazine of Concrete Research*, March, 28(94), pp. 13-20.
- Steeve, B. & Wingate, R., 2012. *Aerospace Threaded Facterner Strength in Combined shear and Tension Loading*, Huntsville, Alabama: National Aeronautics and Space Administration.
- Takeuchi, M. et al., 1998. Study on a concrete filled structure for nuclear power plants. *Nuclear Engineering and Design*, Volume 179, pp. 209-223.
- Thaker, T. A., 2016. *Experimental and Nonlinear Finite Element Analysis of Double Skin Beam-Column Joints*, s.l.: University of Leeds School of Civil Engineering.
- Thomann, M., 2005. *Connexion par adhérence*, s.l.: s.n.

- Tomlison, M. et al., 1989. *Steel Composite Construction for Shallow Draft Immersed Tube Tunnels*. London: Thomas Telford.
- Tsuda, K. et al., 2001. Experimental Study on steel Plate Reinforced Concrete Shear Walls with Joint Bars. *Transactions SMiRT 16*, August, p. Paper #1086.
- van Mier, J., 1984. *Strain-softening of concrete under multiaxial loading condition*. s.l.:Eindhoven : Technische Hogeschool Eindhoven.
- Varma, A. H., Malushte, S. R. & Lai, Z., 2015. *Modularity & Innovation using steel-plate composite (SC) walls for nuclear and commercial construction*. Beijing: s.n.
- Varma, A. H., Malushte, S. R., Sener, K. C. & Lai, Z., 2014. Steel-plate composite (SC) walls for safety related nuclear facilities: Design for in-plane forces and out-of-plane moments. *Nuclear Engineering and Design*, Volume 269, pp. 240-249.
- Varma, A. H. et al., 2011a. Out-of-plane shear behavior of SC composite structures. *Transactions, SMiRT-21*, Volume Div-VI, p. Paper ID# 763.
- Varma, A. H., Seo, J., Chi, H. & Baker, T., 2011b. Behavior of SC wall lap-splice anchorages. *Transactions SMiRT-21*, 6-11 November, Volume Div-VI, p. Paper ID# 765.
- Vecchio, F. J. & McQuade, I., 211. Towards improved modeling of steel-concrete composite wall elements. *Nuclear Engineering and Design*, Volume 241, pp. 2629-2642.
- Viest, I., 1956. Investigation of Stud Shear Connectors for Composite Concrete and Steel T-Beams. *Journal of the American Concrete Institute*, 27(8), pp. 875-891.
- Wang, Q., Liu, Y., Luo, J. & Lebet, J.-P., 2011. Experimental Study on Stud Shear Connectors with Large Diameter and High Strength. *2011 International Conference on Electric Technology and Civil Engineering (ICETCE)*, 22-24 April, pp. 340-343.
- WEC, 2021. *Westinghouse Electric Company - AP1000-PWR*. Available at: <https://www.westinghousenuclear.com/new-plants/ap1000-pwr>
- Wright Runstad & Company, 2021. *Rainier Square tower*. Available at: <https://www.rainiersquare.com>
- Wright, H. & Oduyemi, T., 1991. Partial Interaction Analysis of Double Skin Composite Beams. *J. Construct. steel Research*, Volume 19, pp. 253-289.
- Wright, H., Oduyemi, T. & Evans, H., 1991a. The experimental behaviour of double skin composite elements. *J. Construct. Steel Research*, Volume 19, pp. 97-110.
- Wright, H., Oduyemi, T. & Evans, H., 1991b. The Design of Double Skin Composite Elements. *J. Construct. Steel Research*, Volume 19, pp. 111-132.
- Xie, M., Foundoukos, N. & Chapman, J., 2004. Experimental and numerical investigation on the shear behaviour of friction-welded bar-plate connections embedded in concrete. *Journal of Constructional Steel Research*, Volume 61, pp. 625-649.
- Xu, X. & Liu, Y., 2019. Analytical prediction of the deformation behavior of headed studs in monotonic push-out tests. *Advances in Structural Engineering*, pp. 1-16.
- Yan, J.-B., 2015. Finite element analysis on steel-concrete-steel sandwich beams. *Materials and Structures*, Volume 48, pp. 1645-1667.
- Yan, J.-B., 2012. *Ultimate strength behavior of steel-concrete-steel sandwich composite beams and shells*. Singapore: s.n.
- Yan, J.-B., Chen, A., Guan, H. & Wang, T., 2020. Experimental and numerical studies on ultimate strength behaviour of SCS sandwich beams with UHPFRC. *Construction and Building Materials*, Volume 256, p. 119464.

- Yan, J.-B., Liew, J. R., Zhang, M.-H. & Sohel, K., 2015. Experimental and analytical study on ultimate strength behavior of steel-concrete-steel sandwich composite beam structures. *Materials and Structures*, Volume 48, pp. 1523-1544.
- Yan, J.-B., Liew, J. R., Zhang, M.-H. & Wang, J., 2014. Ultimate strength behavior of steel-concrete-steel sandwich beams with ultra-lightweight cement composite, Part 1 : Experimental and analytical study. *Steel and Composite Structures*, 17(6), pp. 907-927.
- Yan, J.-B. et al., 2016c. Steel-concrete-steel sandwich system in Arctic offshore structure: Materials, experiments and design. *Materials and Design*, Volume 91, pp. 111-121.
- Yan, J.-B. et al., 2016a. Ultimate strength behaviour of steel-concrete-steel sandwich plate under concentrated loads. *Ocean Engineering*, Volume 118, pp. 41-57.
- Yan, J.-B. & Zhang, W., 2017. Numerical analysis on steel-concrete-steel sandwich plates by damage plasticity model : From materials to structures. *Construction and Building Materials*, Volume 149, pp. 801-815.
- Yan, J.-B., Zhang, W., Liew, J. & Li, Z.-X., 2016b. Numerical studies on shear resistance of headed stud connectors in different concretes under Arctic low temperature. *Materials and Design*, Volume 112, pp. 184-196.
- Yan, J., Zhou, W., Zhang, X. & Lin, Y., 2019. Interface monitoring of steel-concrete-steel sandwich structures using piezoelectric transducers. *Nuclear Engineering and Technology*, Volume 51, pp. 1132-1141.
- Zhang, K., Varma, A. H., Malushte, S. R. & Gallocher, S., 2014. Effect of shear connectors on local buckling and composite action in steel concrete composite walls. *Nuclear Engineering and Design*, Volume 269, pp. 231-239.
- Zhang, W. et al., 2020. Shear resistance behavior of partially composite Steel-Concrete-Steel sandwich beams considering bond-slip effect. *Engineering Structures*, Volume 210, p. 110394.