Université Paris Nanterre

200 av. de la République
92001 Nanterre Cedex
www.parisnanterre.fr

Membre de l'université Paris Lumières

École doctorale 139 : Connaissance, langage, modélisation

Laboratoire d'Energétique Mécanique Electromagnétisme

Laboratoire de modélisation pour la simulation des structures (CEA)

Martin Debuisne

Evaluation des conséquences des défauts dans les structures composites acier-béton

Méthodes déterministes et probabilistes

Thèse présentée et soutenue publiquement le 26/11/2024

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 :

Rapporteuse :	Mme. Delphine BRANCHERIE	Professeur des universités, Université de Technologie de Compiègne
Rapporteur :	M. Benjamin RICHARD	HDR, Chef du Bureau d'Expertise des Equipements Mécaniques, IRSN
Membre du jury :	M. Mohammed HJIAJ	Professeur des universités, Institut national des sciences appliquées de Rennes
Membre du jury :	M. Cédric GIRY	Maître de conférences HDR, Professeur EPF Engineering School
Membre du jury :	M. Charles Shahrokh GHAVAMIAN	CEO de Sixense NECS
Membre du jury :	M. Ludovic JASON	Directeur de recherche CEA HDR, CEA Saclay, Co-directeur de thèse
Membre du jury :	M. Luc DAVENNE	Professeur des universités, Université Paris Nanterre, Co-directeur de thèse

Remerciements

A toutes ces personnes, qui m'auront accompagné de près ou de loin jusqu'à l'écriture de ces quelques lignes, et certainement au-delà. A tous ceux qui, par leur soutien, leurs enseignements, ou leurs encouragements, ont contribué à ma construction personnelle et professionnelle. A tous et toutes, dont je n'ai plus forcément les noms, je tiens à adresser mes remerciements les plus sincères.

Et en particulier, j'aimerais remercier ma famille, qui a été compréhensive avec mon manque de temps pendant l'élaboration de ce manuscrit et jusqu'à ma soutenance de thèse. Mes frères, ma sœur, et mes parents, vous m'avez permis de penser à autre chose pendant les moments difficiles, et je vous en suis reconnaissant. Xiaofei, ma compagne, merci à toi de partager mon chemin depuis presque six ans. Nous avons traversé des moments difficiles, que ce soit pendant l'élaboration de ce manuscrit, ma soutenance, ou même les étapes de ta propre thèse, dont la qualité reflète ton génie, mais nous avons réussi à en sortir ensemble – aussi, j'espère poursuivre ce partage pour encore longtemps.

Je souhaite également exprimer ma gratitude la plus sincère envers mes deux directeurs de thèse : Luc et Ludovic, lesquels m'ont fait confiance pour la construction de ce sujet de thèse. A vous, qui, par vos précieux conseils, vos remarques judicieuses, et votre bienveillance toujours chaleureuse, m'avez permis de me développer jusqu'à atteindre ce stade de mon parcours, ce fut un honneur de travailler avec vous, et je serais très heureux de pouvoir collaborer à nouveau avec vous.

Aux membres du jury, qui auront pris la peine d'évaluer mes travaux, et qui auront posé des questions intéressantes pendant ma soutenance de ma thèse, vous avez élargi mon ouverture d'esprit à un champ des possibles plus grand concernant les techniques de modélisation des SCS et de leurs défauts. J'espère avoir l'occasion de collaborer avec vous dans le futur, sur ce sujet ou sur un autre, selon les besoins prochains de l'industrie du génie civil.

Enfin, mes amis les plus proches, dont le soutien moral m'a été essentiel : Achraf G., Samy D., Sylvain L., Valentin I., Sarah B., Tepparin K., Matthieu L.N.D.C., Paul Q., Gwenaël C., … Merci d'avoir été présents pour m'écouter déblatérer sur tout et n'importe quoi.

Enfin, tous les collègues de bureau, dont j'ai croisé le chemin au détour d'un couloir, à la pause-café, au CEA comme au LEME. J'ai pris grand plaisir à discuter avec vous, de sujets techniques comme d'autre chose. Croiser votre route a été une grande chance, et je vous souhaite le meilleur dans vos recherches.

Résumé en français

Les structures dites « Steel-concrete-steel » (SCS) sont une réponse aux besoins grandissants du secteur de la construction. Elles présentent de très bonnes performances, tant par leur rigidité que par leur capacité portante et leur durabilité. Ces éléments et leurs promesses de gains en rapidité de construction contribuent à augmenter leur attrait pour les concepteurs de structures exigeantes. Cependant, les plaques d'acier constituent un obstacle au contrôle de la qualité du bétonnage, *a fortiori* aux réparations. L'estimation des conséquences mécaniques des défauts de bétonnage est donc un besoin identifié comme stratégique pour l'application des SCS. Les travaux présentés dans cette thèse développent une méthodologie permettant de les prendre en compte dans des simulations numériques. Pour une bonne reproduction d'essais représentatifs de l'interaction connecteur-béton par le *pushout*, la régularisation en compression du modèle de béton est nécessaire, car elle atténue la dépendance au maillage dans les zones comprimées. La bonne représentation numérique de l'essai *pushout* constitue une étape nécessaire pour la simulation du comportement d'une poutre SCS. Des défauts sont introduits dans les deux simulations pour étudier leurs conséquences à des échelles diverses dans les structures SCS. La variation des sites où les défauts sont placés permet de révéler l'existence d'emplacements critiques, où les défauts possèdent les conséquences les plus importantes. A l'échelle d'une poutre en flexion, des connecteurs sont identifiés comme pouvant mener à des conséquences plus graves que les autres. En se fondant sur ces résultats, une stratégie de méta-modélisation est proposée, d'une part pour évaluer les conséquences d'un défaut sans recourir aux éléments finis, et d'autre part pour comprendre comment les caractéristiques du défaut influencent ses conséquences. Grâce à la méthode des surfaces de réponse, un polynôme est identifié sur la base d'un corpus de résultats de simulation, et rend possible par son bas coût l'estimation de probabilités de défaillance. Cette méthode est appliquée avec succès sur les essais de cisaillement de connecteur. Sur la poutre SCS en flexion, la méthode développée permet d'analyser le fonctionnement de la poutre et sa sensibilité à un défaut situé près d'un des connecteurs identifiés comme problématique.

Mots-clefs : *Structures composites, SCS, éléments finis, adoucissement, essai* pushout*, défaut, surfaces de réponse, probabilité de défaillance*

Résumé en anglais

Steel-concrete-steel (SCS) structures are a response to the growing needs of the construction sector. They exhibit high performance in terms of both stiffness and load-bearing capacity, as well as durability. These elements, along with their promise of faster construction times increases their appeal to the designers of demanding structures. However, the steel plates present a challenge for quality control after concreting, thus the repairs are impossible. Estimating the mechanical consequences of concreting defects is therefore identified as a crucial need for the successful application of SCS structures. Consequently, the work presented in this thesis develops a methodology to account for such defects in numerical simulations. For an accurate reproduction of representative tests of the stud-concrete interaction such as the pushout test, compression regularization of the concrete model is necessary, as it reduces mesh dependency in the compressed zones. A proper numerical representation of the pushout test is a critical step towards simulating the behavior of an SCS beam. Defects are introduced in both simulations to study their effects at various scales in SCS structures. By varying the location of defects in the mesh, the existence of critical zones where defects have the most significant consequences is revealed. At the scale of a beam under flexural load, certain connectors are identified as having the potential to lead to more severe consequences than others. Based on these findings, a surrogate modeling strategy is proposed to determine the consequences of a defect without resorting to finite element analysis and to understand how the characteristics of a defect influence its consequences. Using the response surface methodology, a polynomial model is identified based on a set of simulation results, which, thanks to its low computational cost, enables the estimation of failure probabilities. This method is successfully applied to pushout tests. For the SCS flexural beam, the developed method allows for an analysis of the beam's behavior and its sensitivity to a defect located near one of the connectors identified as problematic.

Key-words: *Composite structures, SCS, finite elements, strain softening, pushout test, defects, response surface methodology, failure probability*

Sommaire

Chapitre I : Structures *Steel-Concrete*, état de l'art 19

I.A. Présentation des structures SC, usages dans le monde 19

I.B. Etudes expérimentales et numériques 30

I.C. Conclusion de l'état de l'art 49

Chapitre II : Ars *simulationis*, construction d'un modèle objectif pour la simulation de l'interaction connecteur-béton 53

II.A. Mise en évidence de la dépendance au maillage en compression dans un essai de cisaillement de connecteur 54

II.B. Modification du modèle de Mazars RT vers le modèle Mazars RTC pour la régularisation en compression 66

II.C. Application de la régularisation sur deux cas-tests représentatifs de la rupture structurelle en compression 72

II.D. Application sur deux essais de cisaillement de connecteur, effet des variables 80

II.E. Conclusion et perspectives pour des travaux futurs 91

Chapitre III : Développement d'une méthodologie pour la simulation de structures SCS comprenant des défauts déterministes 93

III.A. Introduction déterministe de défauts dans le *pushout* (Shim et al., 2004) 94

III.B. Extension de la méthode de simulation du *pushout* à une poutre SCS de la littérature et introduction de défauts 102

III.C. Conclusion : pistes d'amélioration de la méthode 125

Chapitre IV : Vers des études probabilistes des conséquences des défauts sur les structures SCS 127

IV.A. Méthodologie choisie 128

IV.B. Surface de réponse d'un *pushout* défectueux par introduction d'un trou proche des connecteurs 139

IV.C. Application des surfaces de réponse pour une approche probabiliste 162

IV.D. Extension des surfaces de réponse à la simulation de poutre SCS 171

IV.E. Conclusion 176

Conclusion, perspectives 177

Table des matières 185

Références 189

Table des figures

Figure I-1 : Exemple de structure SCS 19
Figure I-2 : Quelques exemples de connecteurs, issu de (J.-B. Yan, Liew, et al., 2015) 22
Figure I-3 : Structure proposée dans (Oduyemi & Wright, 1989) 26
Figure I-4 : Exemples de connecteurs développés (T. Wang & Yan, 2020; J.-B. Yan, Liew, et al., 2015; Yang et al., 2022) 28
Figure I-5 : Schéma de l'essai de poussée de connecteur (pushout) issu de l'Eurocode 4 (Comité Européen de Normalisation, 2006) 31
Figure I-6 : Modes de ruines identifiés par (Shim et al., 2004). (a) Rupture du connecteur, (b) rupture de l'enrobage du goujon, (c) rupture en fendage, (d) rupture par effet de groupe en cisaillement 31
Figure I-7 : Illustration du mode de ruine (b) dans un contexte expérimental (Ollgaard et al., 1971) 31
Figure I-8 : Courbes effort-glissement typiques dans un essai pushout (An & Cederwall, 1996; Shim et al., 2004) 32
Figure I-9 : Comparaison des lois de (Ollgaard et al., 1971) et (Xu & Liu, 2019) avec les essais expérimentaux de (a) (An & Cederwall, 1996) et (b) (Shim et al., 2004) 33
Figure I-10 : Comparaison des résultats numériques obtenus par (Nguyen & Kim, 2009) par rapport aux résultats expérimentaux de (Gattesco & Giuriani, 1996) 34
Figure I-11 : Modélisation du connecteur en J chez (J.-B. Yan, 2015) 34
Figure I-12 : Résultats numériques de (J.-B. Yan, 2015) sur quelques exemples de pushout 34
Figure I-13 : Résultats effort-glissement obtenus dans (Calixte, 2021), et figures d'endommagement (maillage entier et coupe au milieu des goujons) 35
Figure I-14 : Coubes effort-glissement obtenues par (Yousefi & Ghalehnovi, 2018), pour plusieurs géométries et plusieurs raffinements de maillage 35
Figure I-15 : Résultats expérimentaux obtenus par (Oduyemi & Wright, 1989) en variant la connexion (à gauche) et en variant la quantité d'aciers en traction 36
Figure I-16 : Distribution de fissures présentée dans (Tomlinson et al., 1990) 37
Figure I-17 : Modes de rupture identifiés dans (J.-B. Yan, Liew, et al., 2015), (a) en arrachement des connecteurs C, (b) en rupture des câbles, (c) en rupture par cisaillement, (d) en rupture par effort tranchant dans le béton, et (e) en rupture par flexion 38
Figure I-18 : Chemins de fissuration obtenus par (Sener et al., 2016) sur deux poutres de longueur différente avec action composite complète (à droite) et avec action composite partielle (à gauche) 39
Figure I-19 : Comparaison des résultats expérimentaux et numériques obtenus par (Sener et al., 2016) 39
Figure I-20 : Comparaison de la réponse numérique dans (Calixte, 2021) avec la poutre SP1-1 de (Sener et al., 2016) 40
Figure I-21 : Comparaison de la réponse numérique dans (Calixte, 2021) avec la poutre SP1-2 de (Sener et al., 2016) 40
Figure I-22 : Comparaison des courbes effort-flèche obtenues avec la modélisation numérique 3D et la modélisation numérique 1D utilisant la loi de (Ollgaard et al., 1971) 40
Figure I-23 : Illustration des fissures obtenue avec une dalle courbe, par (J.-B. Yan, Richard Liew, et al., 2015) 41

Figure I-24 : Comparaison des courbes effort-flèche numériques et expérimentales obtenues par (Huang & Liew, 2015) 42
Figure I-25 : Mode de flambement des plaques obtenu par (Takeuchi et al., 1998) et (Choi et al., 2014) 43
Figure I-26 : Deux exemples de défauts testés par (Elrakib & Arafa, 2012), (a) défaut de ségrégation, (b) défaut de recouvrement d'armatures 47
Figure I-27 : Photos des poutres SCS étudiées (a) avant coulage du béton, (b) après coulage (Guo et al., 2019) 47
Figure I-28 : Courbes effort-flèche obtenues dans (Guo et al., 2019), avec plusieurs configurations d'acier et de défaut 48
Figure II-1 : Courbes contrainte-déformation en compression et en traction obtenues avec le modèle de Mazars (Mazars, 1986) 56
Figure II-2 : Méthode de calcul de l'énergie de fissuration à plusieurs stades de dégradation 58
Figure II-3 : Comportements contrainte-déplacement de deux cubes de taille différente 59
Figure II-4 : Valeur de Bt en fonction de la taille des éléments 60
Figure II-5 : Comportements contrainte-déplacement pour deux tailles d'éléments 61
Figure II-6 : Dimensions de l'essai pushout de (Shim et al., 2004), adapté par (Calixte, 2021) 62
Figure II-7 : Maillage adopté sur le pushout complet (gauche) et coupe du béton sur un quart (droite) 63
Figure II-8 : Valeurs du champ de Bt dans l'essai (Shim et al., 2004) 64
Figure II-9 : Résultats de l'application du modèle Mazars RT sur le cas-test du pushout (Shim et al., 2004) 65
Figure II-10 : Cartes d'endommagement obtenues avec le modèle Mazars RT, (a) maillage grossier, (b) maillage raffiné, (c) maillage extra-fin 65
Figure II-11 : Energie de fissuration selon (Jansen & Shah, 1997) appliquée à la loi de compression du modèle Mazars RT pour l'identification de Ac et Bc (Calixte, 2021) 67
Figure II-12 : Recalage des paramètres Ac et Bc pour assurer une valeur constante de l'énergie de fissuration (Calixte, 2021) 67
Figure II-13 : (a) Courbe contrainte-déformation de compression et endommagement obtenus par le modèle Mazars RTC (Arruda et al., 2022), (b) répartition des énergies selon les phases du modèle en fonction de la taille de l'élément 69
Figure II-14 : Modèle Mazars RTC sur trois cubes de longueur décroissante, (à gauche) en contrainte-déformation et (à droite) en contrainte-déplacement post-pic 70
Figure II-15 : Surface de rupture associée au modèle Mazars RTC 71
Figure II-16 : Exemples de maillages utilisés dans l'étude de raffinement de maillage, 60° x1 (a) et x3 (b) ; 45° x3 (c) et x1 (d). 72
Figure II-17 : Courbes effort appliqué – déplacement sur deux éprouvettes ; $\alpha = 60°$ et $Lfiss = 1{,}5$ pouces (à gauche) ; $\alpha = 45°$ et $Lfiss = 1{,}0$ pouce (à droite) 73
Figure II-18 : Cartes d'endommagement obtenues avec le modèle Mazars RT sur l'éprouvette du groupe PD5 avec une longueur d'entaille de 1 pouce ; maillage x1 (a), x3 (b), x5 (c), x10 (d), x20 (e) . 74
Figure II-19 : Cartes d'endommagement obtenues avec le modèle Mazars RTC sur l'éprouvette du groupe PD5 avec une longueur d'entaille de 1 pouce ; maillage x1 (a), x3 (b), x5 (c), x10 (d), x20 (e) . 74

Figure II-20 : Profils de fissurations obtenus par (Desayi, 1977), longueurs de fissures allant de 0,5 à 2 pouces 75
Figure II-21 : Efforts de réaction maximaux, comparaison entre les simulations et les expériences 76
Figure II-22 : Dimensions de la poutre en flexion 3-points de (Péra, 1973) 77
Figure II-23 : Courbes effort-flèche obtenues avec le modèle Mazars RT et Mazars RTC, comparaison avec les résultats expérimentaux 78
Figure II-24 : Cartes d'endommagement obtenues avec les modèles Mazars RT et RTC, affichées sur la configuration déformée. (a, b) sur le maillage grossier x1 ; (c, d) sur le maillage raffiné x1,5 ; (e, f) sur le maillage extra-fin x2. 79
Figure II-25 : Courbes effort-glissement obtenues avec les modèles Mazars RT et RTC sur l'essai de cisaillement de connecteurs longs (Shim et al., 2004) 80
Figure II-26 : Déformation plastique cumulée en fonction du glissement (a) dans le volume des goujons et (b) dans la surface cohésive 81
Figure II-27 : Courbes effort-glissement obtenues en raffinant le maillage, avec des aciers élastiques et en gardant la zone cohésive plastique entre le profilé et les goujons 81
Figure II-28 : Courbes effort-glissement obtenues en raffinant le maillage, sans plasticité dans les aciers et sans zone cohésive 82
Figure II-29 : Cartes d'endommagement obtenues avec le modèle Mazars RTC sur l'essai de cisaillement de connecteur de (Shim et al., 2004), en coupe sur le goujon. (a) Maillage grossier x1, (b) maillage raffiné x1,5, (c) maillage extra-fin x2 82
Figure II-30 : Cartes de déformation plastique cumulée dans la simulation de référence et sur le maillage extra-fin des essais ST25 (Shim et al., 2004). (a) sur l'interface cohésive de référence, (b) sur le goujon de référence, (c) sur l'interface cohésive raffinée, (d) sur le goujon raffiné. 83
Figure II-31 : Schéma de l'essai (An & Cederwall, 1996) 84
Figure II-32 : Courbe effort-glissement obtenue par éléments finis, comparée avec les échantillons expérimentaux 85
Figure II-33 : Intégrale de la déformation plastique cumulée dans le volume en fonction du glissement 85
Figure II-34 : Variables internes dans la simulation de l'essai . (a) Endommagement, (b) déformation plastique cumulée dans le volume, (c) Déformation plastique cumulée au niveau de la surface cohésive. 86
Figure II-35 : Comparaison des courbes effort-glissement expérimentales, et obtenues sur la simulation de référence ou sur la simulation avec une bande d'éléments élastiques. (a) sur l'essai ST25 (Shim et al., 2004), (b) sur l'esssai (An & Cederwall, 1996) 87
Figure II-36 : Comparaison des déformations plastiques cumulées en fonction du glissement sur l'essai. (a) dans le volume des goujons (Shim et al., 2004), (b) dans le volume des goujons (An & Cederwall, 1996), (c) sur la surface cohésive (Shim et al., 2004) et (d) sur la surface cohésive (An & Cederwall, 1996). 88
Figure II-37 : Répartitions de la déformation plastique lorsque la première bande d'éléments des goujons est supposée élastique. (a) Sur le maillage volumique des goujons (Shim et al., 2004), (b) sur la surface cohésive (Shim et al., 2004), (c) sur le maillage volumique des goujons (An & Cederwall, 1996) et (d) sur la surface cohésive (An & Cederwall, 1996). 89
Figure II-38 : Comparaison des courbes effort-glissement obtenues en variant le facteur d'écrouissage de la zone cohésive 89

Figure II-39 : Somme des différences au carré entre les simulations avec des coefficients d'écrouissage différents et la simulation avec un écrouissage de 10 N/m.....90
Figure III-1 : Contours des essais pushout, avec les défauts en surimpression rouge. (a) Avec trois défauts, (b) avec six défauts.....94
Figure III-2 : Courbes effort-glissement global sur les pushout complets, avec entre 1 et 8 défauts sur les goujons.....95
Figure III-3 : Comparaison des efforts transitant par le goujon N°3 avec un nombre croissant de défauts.....95
Figure III-4 : Emplacements des défauts sur un plan horizontal (schéma non proportionnel).....97
Figure III-5 : Tailles des défauts considérés pour les défauts déterministes dans le pushout.....97
Figure III-6 : Emplacements et numérotation des défauts considérés sur le plan milieu entre les goujons.....98
Figure III-7 : Courbes effort-glissement des simulations comprenant des défauts sur le plan milieu des goujons.....98
Figure III-8 : Emplacements et numérotation des défauts placés en-dessous du goujon supérieur.....99
Figure III-9 : Courbes effort-glissement associées aux défauts situés sur le plan en-dessous du goujon supérieur.....99
Figure III-10 : Emplacements et numérotation des défauts au-dessus du goujon supérieur.....100
Figure III-11 : Comportements effort-glissements obtenus par simulation avec un défaut par-dessus le goujon supérieur.....100
Figure III-12 : Redistribution des contraintes autour des défauts.....101
Figure III-13 : Maillage « quart » de la poutre SCS considérée (Sener et al., 2016), représenté avec les parties supprimées.....103
Figure III-14 : (a) Chargement appliqué sur la poutre. (b) Numérotation des goujons.....103
Figure III-15 : Comparaison des courbes effort appliqué-flèche entre le modèle numérique et la poutre expérimentale.....104
Figure III-16 : (a) Carte d'endommagement vue depuis l'intérieur de la poutre (sur le plan de symétrie), (b) vue en coupe sur le plan des goujons.....105
Figure III-17 : Faciès de rupture expérimental (retourné) (Sener et al., 2016).....105
Figure III-18 : Contraintes de von Mises dans l'acier affichées sur la configuration déformée à la flèche 17 mm.....106
Figure III-19 : Coupe des maillages résultant du retrait du goujon : (a) 1 et (b) 2.....107
Figure III-20 : Effort appliqué sur la poutre en fonction de la flèche pour les simulations de référence, et où les goujons 1 et 2 sont retirés.....108
Figure III-21 : Cartes d'endommagement dans les simulations (a) de référence, (b) sans goujon 1, et (c) sans goujon 2.....108
Figure III-22 : Méthode utilisée pour le calcul de l'effort qui passe par un connecteur.....109
Figure III-23 : Comparaison des efforts de cisaillement sur les deux premiers goujons en fonction de la flèche de la poutre.....109
Figure III-24 : Efforts de cisaillement longitudinal en fonction de la flèche pour les goujons 3 et 4.....110
Figure III-25 : Coupe des maillages sur le plan des goujons, (a) en retirant le goujon 3, (b) en retirant les goujons 1, 2 et 3.....111

Figure III-26 : Comparaison des comportements effort-flèche entre la simulation de référence, la simulation où le goujon 3 est retiré, et celle où les trois premiers goujons ont été retirés 111
Figure III-27 : Cartes d'endommagement obtenues à la fin des simulations, avec (a) le goujon 3 absent, et (b) les goujons 1, 2 et 3 sont absents 112
Figure III-28 : Répartition des contraintes de Von Mises dans les aciers à l'instant final, tracées sur la configuration déformée 112
Figure III-29 : Maillages utilisés pour la simulation des défauts 4 à 7 113
Figure III-30 : Courbes effort-flèche obtenues par simulation sur les défauts 4 à 7 114
Figure III-31 : Cartes d'endommagement des simulations où les goujons 4 à 7 ont été retirés 115
Figure III-32 : Maillages des poutres où les goujons 8, 9 et 10 ont été retirés 116
Figure III-33 : Courbes effort-flèche pour les simulations où les goujons 8, 9 et 10 sont retirés.....116
Figure III-34 : Cartes d'endommagement obtenues en fin de calcul pour les simulations 8, 9 et 10 .116
Figure III-35 : Comparaison de la poutre B1 rompue (retournée) de (Wright et al., 1991b, 1991a) avec la poutre où le goujon 10 est retiré du maillage 117
Figure III-36 : Maillages des poutres où des goujons supérieurs ont été retirés du maillage 118
Figure III-37 : Courbes effort-flèche associées aux poutres où des goujons supérieurs sont retirés..118
Figure III-38 : Carte de contraintes de von Mises à la fin de la simulation lorsque le connecteur 12 est retiré 119
Figure III-39 : Douze exemples de défauts de bétonnage utilisés dans cette partie.....120
Figure III-40 : Courbes effort-flèche des simulations avec les trous 1, 2 et 12 121
Figure III-41 : Cartes d'endommagement en fin de simulation avec les défauts 1, 2, et 12 121
Figure III-42 : Poutre avec maillage dit « moitié » et goujon 3 manquant.....122
Figure III-43 : Courbes effort-flèche suivant le nombre de symétries prises dans le maillage, en tronquant la partie post- cisaillement de la fissure horizontale. 122
Figure III-44 : Carte d'endommagement dans la poutre sans goujon 3, avec une symétrie seulement, vue en coupe au niveau du plan des goujons. 123
Figure III-45 : Contraintes de von Mises dans les plaques obtenues avec le maillage « moitié » à la fin du calcul 123
Figure IV-1 : Illustration des étapes principales utilisées pour mettre en œuvre la méthode des surfaces de réponse 130
Figure IV-2 : Variables considérées dans la génération du défaut.....131
Figure IV-3 : Exemple de calcul de facteur de ductilité.....135
Figure IV-4 : Force à 8 mm et Rigidité initiale.....135
Figure IV-5 : Fonction de répartition et de densité de probabilité de la loi de Fisher 138
Figure IV-6 : Illustration des comportements effort-glissement des essais pushout (Shim et al., 2004) en présence de défauts dans le maillage du béton. (a) Variation de l'abscisse et de l'angle sur les défauts milieu, 1, 2, 3 et 4. (b) Variation de la distance au goujon et de la dimension sur les défauts mil. 5, 6, 7, 8. (c) Variation de l'abscisse et de la dimension sur les défauts mil. 9, 10, 11, 12. (d) Variation de l'abscisse et de la distance au connecteur sur les défauts mil. 21, 22, 23, 24. 140
Figure IV-7 : Conséquences des défauts sur la force à 8 mm ou sur la rigidité initiale pour chaque échantillon 141

Figure IV-8 : Surfaces de réponse en force sur l'essai (Shim et al., 2004), obtenues en empilant les résultats avec différentes tailles de défaut (plus haut = défaut plus petit). (a) Surface angle-abscisse. (b) Surface distance au connecteur-abscisse.....142

Figure IV-9 : Surfaces de réponse en force corrigées, obtenues en empilant les résultats avec différentes tailles de défaut (plus haut = défaut plus petit). (a) Surface angle-abscisse. (b) Surface distance au connecteur-abscisse.....143

Figure IV-10 : Courbes effort-glissement obtenues avec les modèles empiriques (Ollgaard et al., 1971; Xu & Liu, 2019). (a) Modèles empiriques sans défaut vs résultats expérimentaux de (An & Cederwall, 1996). (b) Modèles empiriques sans défaut vs modèles empiriques avec un défaut de type « trou ». 145

Figure IV-11 : Illustrations des écarts entre la surface de réponse et les simulations par éléments finis. (a) Distribution des écarts suivant le nombre d'expériences sur les forces à 8 mm, (b) sur les rigidités initiales, (c) comparaison entre les résultats obtenus par éléments finis et de la surface de réponse de force, (d) comparaison EF-surface de réponse en rigidité, (e) comparaison entre les simulations EF de confirmation (points verts sur la Figure IV-17), (f) idem sur la surface de réponse en rigidité.....146

Figure IV-12 : Quantiles de l'erreur en fonction de leur probabilité modélisée par une distribution normale. (a) écarts de la surface de réponse de force, (b) écarts de la surface de réponse de rigidité 147

Figure IV-13 : Valeurs-p associées à chaque coefficient du polynôme de la surface de réponse identifiée sur les essais (Shim et al., 2004) avec défauts, (a) en force, (b) en rigidité initiale.....149

Figure IV-14 : Valeurs-p associées à chaque paramètre des surfaces de réponse pour une modélisation des défauts par des trous sur l'essai (An & Cederwall, 1996). (a) Force à 7,5 mm. (b) Rigidité initiale. 149

Figure IV-15 : Valeurs-p associées à chaque variable des surfaces de réponse pour une modélisation des défauts par des affaiblissements sur l'essai (An & Cederwall, 1996). (a) En force à 7,5 mm. (b) En rigidité initiale. 151

Figure IV-16 : Evolution de la surface de réponse distance-angle appliquée à l'essai (An & Cederwall, 1996) obtenue en modifiant l'abscisse du défaut par incréments de 10 %. (0) 0 % de la longueur du goujon - (40) 40 % de la longueur du goujon.....153

Figure IV-17 : Evolution de la surface de réponse angle-taille appliquée à l'essai (Shim et al., 2004) lorsque l'abscisse du défaut augmente par incréments de 10 % de la longueur du goujon. (0) 0 % - (40) 40 % de la longueur du goujon.....154

Figure IV-18 : Mécanisme à l'origine de l'affaiblissement en présence de défaut, proche de la soudure et éloigné 155

Figure IV-19 : Cartes de déformation plastique cumulée, (a) dans les surfaces cohésives et (b) dans le volume des connecteurs qui ont subi le défaut 1, (c) dans les surfaces cohésives et (d) dans le volume des connecteurs ayant subi le défaut avec les paramètres « milieu ». 156

Figure IV-20 : Forme des surfaces de réponse taille-abscisse en force obtenues en empilant des surfaces où le défaut est à une distance différente du connecteur. (a) Modélisation par des trous sur (Shim et al., 2004). (b) Modélisation par des trous sur (An & Cederwall, 1996). (c) Modélisation par des affaiblissements sur (An & Cederwall, 1996).....157

Figure IV-21 : Surfaces de réponse distance-abscisse en force suivant le cas simulé, où l'empilement est réalisé sur la taille du défaut (surfaces inférieures = grands défauts). (a) (Shim et al., 2004) avec des défauts de type trou. (b) (An & Cederwall, 1996) avec des trous. (c) (An & Cederwall, 1996) avec des affaiblissements. 159

Figure IV-22 : Surfaces de réponse angle-abscisse en force, où l'empilement est réalisé sur la taille du défaut (surfaces inférieures = grands défauts). (a) (Shim et al., 2004). (b) (An & Cederwall, 1996)...160

Figure IV-23 : Surfaces de réponse distance-taille sur les simulations de l'essai (An & Cederwall, 1996). (a) Modélisation des défauts par des trous (empilement sur l'angle, plus haut = défauts sur le côté). (b) Modélisation des défauts par des affaiblissements (empilement sur la résistance du défaut, plus haut = plus résistant). 161

Figure IV-24 : Répartition des variables aléatoires dans le cas uniforme sur l'essai (An & Cederwall, 1996) avec des trous. (a) Abscisse. (b) Angle. (c) Distance entre connecteur et défaut. (d) Taille. 164

Figure IV-25 : Densités de probabilités et fonctions de répartition des variables de performance. (a) et (b) sur l'essai (Shim et al., 2004). (c) et (d) sur l'essai (An & Cederwall, 1996) avec des trous, (e) et (f) sur l'essai (An & Cederwall, 1996) avec des poches affaiblies....165

Figure IV-26 : Densité de probabilité de chaque variable. (a) Abscisse. (b) Angle. (c) Distance entre connecteur et défaut. (d) Taille du défaut. (e) Résistance résiduelle du défaut. 167

Figure IV-27 : Densité de probabilité (à gauche) et fonctions de répartition des variables de performance (à droite). (a) et (b) essai (Shim et al., 2004) avec des trous, (c) et (d) essai (An & Cederwall, 1996) avec des trous, (e) et (f) essai (An & Cederwall, 1996) avec des affaiblissements 168

Figure IV-28 : Courbes effort-flèche de la poutre de référence (sans défaut) et des simulations avec les défauts 1 et 11 172

Figure IV-29 : Surfaces de réponse en force maximale, où l'empilement est réalisé sur la taille X-Z du défaut (plus haut = défaut plus petit), (a) taille transversale – abscisse à une distance constante égale à 2x le rayon du connecteur, (b) taille transversale – distance, où le défaut se trouve au niveau du plan de soudure. 172

Figure IV-30 : Evolution de la surface taille Y - tailles X&Z l'abscisse du défaut est augmentée par paliers de 10 % jusqu'à 40 % de la longueur du connecteur. L'empilement est réalisé sur la distance des défauts au connecteur (plus haut = plus loin). 174

Figure IV-31 : Valeurs-p associées à chaque variable du polynôme. 175

Figure A-1 Comportement en contrainte-déplacement sur le modèle Mazars RTC avec plateau et énergie de fissuration simplifiée (Arruda et al., 2022) 181

Figure A-2 : Energie réellement absorbée par chaque phase du modèle Mazars RTC avec le calcul de εcu simplifié....183

Figure A-3 : Energie réellement absorbée par chaque phase du modèle Mazars RTC avec le calcul intégral de εcu 183

Figure A-4 : Energie consommée par chaque phase du modèle 184

Liste des tableaux

Tableau I-1 : Résumé des avantages et inconvénients principaux des SCS 24
Tableau I-2 : Méthodes de contrôle non destructif disponibles et potentialité d'application aux SCS.45
Tableau II-1 : Dimensions des goujons 63
Tableau II-2 : Paramètres matériaux de l'essai pushout adaptés de (Shim et al., 2004) 63
Tableau II-3 : Dimensions des éprouvettes entaillées (Desayi, 1977).....72
Tableau II-4 : Paramètres matériau de chaque groupe. 73
Tableau II-5 : Propriétés matériau utilisées pour la simulation de la poutre 3-points (Péra, 1973) 77
Tableau II-6 : Dimensions de l'essai (An & Cederwall, 1996) 84
Tableau II-7 : Paramètres matériau de l'essai (An & Cederwall, 1996).....85
Tableau III-1 : Dimensions de la poutre SP1-1 (Sener et al., 2016).....102
Tableau III-2 : Paramètres des matériaux (Sener et al., 2016).....102
Tableau IV-1 : Intervalles de variation des variables caractérisant les défauts 131
Tableau IV-2 : Plan d'expérience de Box-Behnken à quatre variables (Box & Behnken, 1960) 133
Tableau IV-3 : Tableau d'analyse de la variance appliqué pushout 137
Tableau IV-4 : Tableau d'analyse de la variance (ANoVA) sur les forces au glissement 8 mm.....148
Tableau IV-5 : Indices statistiques sur les simulations Monte-Carlo pour l'estimation de la probabilité de défaillance. 166
Tableau IV-6 : Moyenne, écart-type et probabilité de défaillance des connecteurs défectueux. 169

Introduction

Les exigences toujours grandissantes du secteur de la construction – accroître la vitesse de construction, augmenter les performances structurelles, préserver la simplicité de mise en œuvre du béton, alléger les structures, diminuer le coût des matériaux – nécessitent le développement de structures innovantes. Une des réponses de la communauté scientifique s'est faite par le biais des structures dites « double-skin SCS », pour *Steel-Concrete-Steel* à double peau d'acier. Ces structures se fondent sur le couplage mécanique d'un cœur de béton et de deux plaques d'acier situées en peau, de part et d'autre du béton. Le processus de construction est simplifié par l'introduction du coffrage perdu (les peaux d'acier), et permet d'atteindre des vitesses de construction bien supérieures à celle des structures plus classiques telles que le béton armé. En effet, la mise en œuvre du SCS contient moins d'étapes sur chantier, et peut bénéficier de la puissance de l'appareil industriel pour la préfabrication de modules d'acier, assemblés sur chantier. De plus, tout comme les structures mixtes acier-béton déjà réglementées dans l'Eurocode 4 (Comité Européen de Normalisation, 2006), faire travailler le béton et l'acier de concert permet de tirer meilleur profit de leurs qualités respectives, donc d'améliorer les propriétés mécaniques par rapport à une structure classique.

A ce jour, les recherches et développements de la communauté scientifique concernant le comportement mécanique des SCS à double peau concernent principalement le développement de nouveaux systèmes de connexion entre le béton et l'acier, ainsi que la qualification structurelle du SCS vis-à-vis du séisme pour une utilisation en murs de cisaillement. Ces études testent des connecteurs de formes diverses en laboratoire, soit pour tenter d'améliorer le couplage mécanique entre le béton et l'acier (transfert des efforts de cisaillement entre le béton et l'acier), soit pour améliorer la possibilité de maintenance de l'ouvrage en proposant des connecteurs démontables, qui permettraient alors un remplacement si une défaillance est constatée. D'autres études cherchent à comprendre le comportement des SCS pour les appliquer à des environnements hostiles, en quantifiant les effets de la présence des chlorures, des faibles températures, de chocs pouvant perforer la structure…

Le SCS est désormais employé dans un large panel d'utilisations, souvent lorsque les exigences techniques sont significatives. Leur usage peut être constaté par exemple dans des immeubles de grande hauteur, où un projet pilote (Tour Rainier Square) a été livré en 2020 par Lease Crutcher Lewis à Seattle , sur conception de NBBJ (Fortmeyer, 2021). Pour cette application, le noyau rigide de béton armé (en anglais : *reinforced concrete core*) des tours de grande hauteur est remplacé par un noyau SCS nommé SpeedCore afin de tirer profit de sa rapidité de mise en œuvre qui débloque un rythme d'élévation plus soutenu, et mène à un chantier plus court. Il est aujourd'hui estimé que les économies réalisées sur le coût de construction de la tour Rainier Square sont aux alentours de 2% sur un total de 370 millions de dollars (Post, 2017b), en partie grâce aux gains en rapidité d'élévation du noyau, de l'ordre de 40% (Fortmeyer, 2021). De même, la construction de l'immeuble 200 Park de 19 étages à San Jose a été accélérée d'environ 3 mois, prenant ainsi environ 6 mois pour élever le cœur (Caulfield, 2021; Nelson, 2021, 2022). Les gains totaux sur ce projet auraient été de l'ordre de la dizaine de millions de dollars, ce qui représente entre 5% et 7% des coûts de construction (Froland, 2023).

Un obstacle encore présent à l'usage plus courant des SCS dans la construction civile reste l'absence de règlementation officielle sur laquelle s'appuyer pour la conception des bâtiments. A ce jour, les codes de construction les plus courants n'incorporent pas de recommandation spécifique aux SCS, ce qui oblige le maître d'œuvre à démontrer que la structure est sécuritaire par le biais d'expérimentations, potentiellement en partenariat avec le secteur de la recherche universitaire. La tour Rainier Square a par exemple fait l'objet d'études de la part de l'université Purdue pour obtenir

les permis de construction de la part de l'Etat américain (Huchel, 2023). Début 2023, cette collaboration a débouché sur l'écriture d'un guide de conception pour la structure appelée SpeedCore (Varma et al., 2023).

De fait, la possibilité de préfabrication des modules d'acier fait des SCS un excellent choix si la rapidité d'exécution est capitale. De la même manière, l'industrie du nucléaire est un cas typique où les SCS peuvent avoir un impact significatif, car les projets de réacteurs nucléaires s'allongent à mesure que les exigences de sûreté augmentent. En outre, ils mêlent le besoin de rapidité de construction à la nécessité de hautes performances de la structure, vis-à-vis de sollicitations extrêmes. Par exemple, le réacteur AP1000, développé par la société américaine Westinghouse (B. Burgan et al., 2017; Schulz, 2006; Westinghouse, 2011), fait déjà usage des SCS pour son enceinte de confinement, celle-ci ayant fait l'objet d'études spéciales de la part de Westinghouse en partenariat avec l'université Purdue pour satisfaire le régulateur américain.

Au-delà des qualités associées à ce type de structures, une des problématiques avec les SCS est que la présence des aciers en peau de la structure empêche tout contrôle visuel de la bonne qualité du bétonnage.

Si du béton autoplaçant (ou autonivelant) est couramment utilisé sur des projets où les contraintes géométriques empêchent toute vibration du béton, ce matériau reste généralement assez cher, vu l'emploi des additifs spéciaux qui permettent de modifier les propriétés rhéologiques du béton frais. Par ailleurs, même si du béton autoplaçant est utilisé, la complexité des formes des structures fait qu'un industriel ne peut certifier qu'il y a absence de nids de granulat, ou de bulles d'air entrainées lors du coulage. Ces problèmes sont exacerbés par les connecteurs et les tirants, qui peuvent gêner le flux de béton.

A ce jour, ces problématiques sont partiellement traitées dans la littérature scientifique. Les études disponibles sont principalement axées sur la détection de défauts d'interface (décollements et bulles d'air à l'interface acier-béton), ainsi que sur la macro-fissuration au sein du cœur de béton. Détecter ces défauts est nécessaire pour connaître l'état de l'interface plaque d'acier-béton avant de mettre la structure en service, ou par exemple en contrôle après un chargement accidentel (séisme, impact d'avion, …) afin de certifier que la structure peut encore fonctionner comme prévu par le concepteur.

Cependant, quand bien même un défaut serait détecté par une quelconque méthode, suivant sa profondeur, la complexité de sa réparation se situerait entre laborieuse et impossible, car les plaques d'acier empêchent tout accès au défaut. En outre, suivant ce qui est recherché dans l'usage des SCS (étanchéité, résistance à l'écaillage, au cisaillement, …), l'action même de réparer la structure pourrait dégrader les qualités initialement recherchées, car il faut détruire tout ce qui se trouve entre l'extérieur et le défaut.

En outre, la taille critique de détection des défauts, leur impact sur la résistance locale d'un connecteur, *a fortiori* sur la résistance globale de la structure, et l'influence des hétérogénéités inhérentes à la structure (forme des connecteurs) sur la probabilité d'apparition des défauts ne sont pas encore clairement identifiés dans les publications scientifiques. En l'absence de conclusions définitives sur la taille du plus petit défaut détectable et sur la faisabilité d'une réparation, il est nécessaire de réaliser des études mécaniques traitant l'impact des défauts sur les paramètres décrivant le comportement structurel.

Le travail exposé dans cette thèse s'attachera à la caractérisation mécanique de l'impact de défauts de bétonnage sur le comportement des SCS. Si l'approche expérimentale peut sembler la plus évidente, les performances des SCS sont telles qu'il est nécessaire d'employer des machines de grande dimension et capables d'appliquer de grands efforts. De plus, l'ajout de défauts artificiels dans une

structure est parfois complexe, en particulier au niveau de leur représentativité, et du contrôle de leur position au cours du coulage du béton.

Les difficultés expérimentales motivent l'exploration du comportement mécanique par simulations numériques. En partant d'une simulation représentative du comportement d'une structure, l'introduction de défauts se fait naturellement, soit en modifiant les paramètres mécaniques du modèle au niveau du défaut, soit en supprimant des éléments directement dans le maillage. Ainsi, la simulation garantit que les défauts se trouvent là où ils doivent être, et permet d'obtenir une réponse plus rapidement qu'avec une campagne expérimentale, facilitant ainsi l'exploration des impacts des défauts à l'aide d'études paramétriques détaillées.

Les ressources nécessaires pour la simulation des réponses avec défaut restent considérables, et la démarche de simulation est peu commode pour la conception à cause de la nécessité d'explorer de nombreux jeux de paramètres liés à la forme et à la position d'un défaut. Il devient nécessaire de développer une stratégie de méta-modélisation qui permettrait d'extrapoler le comportement attendu en présence d'un défaut avec des paramètres géométriques non simulés *a priori*. A partir de là, des recommandations peuvent être formulées pour tenir compte de la possibilité de la présence d'un défaut sur les connecteurs.

Les recherches présentées ici évalueront l'impact mécanique des défauts de bétonnage en développant une méthodologie de simulation complète, intégrant des études déterministes et des propositions d'études de sensibilité. Pour cela, le travail est découpé en quatre parties.

Une première partie présente l'état actuel des connaissances sur les structures SCS. L'accent y est mis sur les types de structures actuellement développées, en particulier sur le comportement mécanique attendu. Puis, une présentation des techniques de détection des défauts actuellement développées sera faite, en les comparant vis-à-vis de leur praticité de mise en œuvre sur un chantier. Cette partie se terminera sur les études qui ont été réalisées pour quantifier les effets mécaniques de la présence d'un défaut sur des structures classiques, ainsi que sur les méthodes utilisées jusqu'à présent pour simuler la présence d'un défaut.

Une deuxième partie sera consacrée au développement d'un code de calcul pour la simulation d'un essai de cisaillement à l'échelle du connecteur (type pushout). La difficulté majeure pour obtenir une bonne simulation est la problématique de la dépendance du résultat au maillage, car les fortes sollicitations dues à l'interaction connecteur-goujon peuvent faire apparaître prématurément l'adoucissement du béton en compression. Traditionnellement, ce problème n'est que peu traité, car le comportement excède généralement la résistance des zones tendues avant de solliciter l'adoucissement en compression. Ici, les fortes contraintes de compression qui sont transmises au béton par l'intermédiaire des connecteurs ont des conséquences néfastes sur la maîtrise numérique de l'adoucissement, donc sur la résultante globale et imposent le développement d'un modèle de comportement régularisé en compression. La stratégie proposée sera ensuite comparée à des essais de la littérature pour démontrer sa pertinence, puis appliquée à des essais de cisaillement de connecteur.

En troisième partie, le comportement au défaut sera exploré en introduisant des défauts de manière déterministe dans les simulations de cisaillement de connecteurs. En parallèle, l'approche sera approfondie sur un cas-test structurel consistant en un essai de flexion 3-points sur une poutre SCS à double peau disponible dans la littérature. L'analyse de son comportement sera alors réalisée en deux temps : d'abord sans introduction de défaut pour valider le modèle, puis avec des défauts simples. Une conclusion sur les limites de l'approche par introduction déterministe des défauts sera alors exposée.

La quatrième et dernière partie permettra d'illustrer les influences des défauts au travers d'une étude utilisant la méthode des surfaces de réponse, en l'appliquant aux paramètres géométriques liés à la taille et à l'emplacement des défauts, sur l'exemple de l'essai de cisaillement de connecteur (pushout). A partir d'un jeu de grandeurs permettant de qualifier les résultats des simulations (force maximale, rigidité initiale, coefficient de ductilité, …), il sera ainsi possible d'extrapoler des surfaces polynômiales pour modéliser l'influence des défauts sur le comportement local de la connexion, et sur le comportement global de la structure.

Chapitre I : Structures *Steel-Concrete*, état de l'art

Les structures composites acier-béton (*Steel-concrete*) sont composées d'un assemblage mécanique d'acier et de béton. La nouveauté par rapport à la construction mixte qu'on peut retrouver dans l'Eurocode 4 (Comité Européen de Normalisation, 2006) est la présence d'une double peau d'acier de part et d'autre de la structure. Les plaques d'acier assurent le double rôle de reprise des efforts de traction dans la structure (rôle assumé par les barres d'armature dans les constructions en béton armé), et de coffrage perdu lors du coulage du béton.

Enfin, une dernière différence réside dans le fait que les SCS sont plus couramment employées verticalement plutôt qu'horizontalement. En effet, l'intérêt de la double peau d'acier est maximal lorsque l'acier est sollicité en cisaillement ou selon une direction inconnue, ce qui est le cas des murs dans le cœur d'un immeuble. En effet, la direction des charges liées au vent n'est pas connue à l'avance, donc les murs doivent être renforcés de chaque côté.

La Figure I-1 présente un exemple de poutre SCS. Les plaques d'acier (bleu) et le cœur de béton (fond gris) sont couplés à l'aide d'un système de connexion, souvent réalisé à partir d'une combinaison de goujons à tête (rouge) et de tirants (jaune), qui permettent de lier les plaques entre elles avant le coulage du béton.

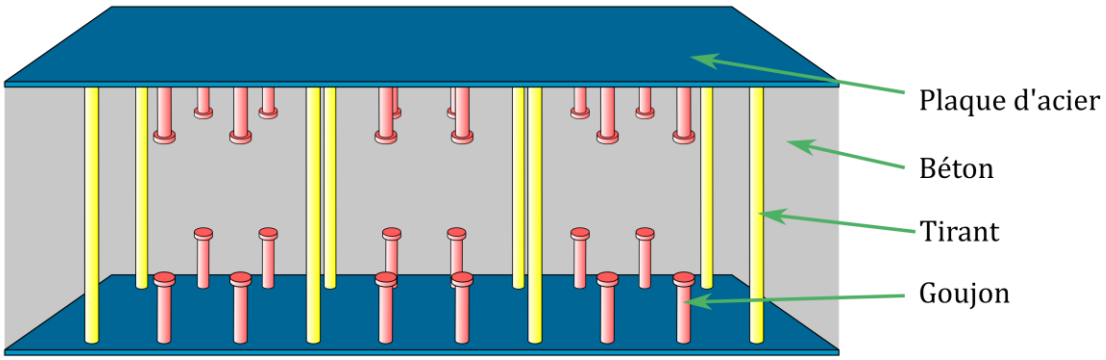


Figure I-1 : Exemple de structure SCS

Dans un premier temps, ce chapitre fera une présentation générale des SCS, de leur mode de fonctionnement global, ainsi que des développements depuis leur apparition jusqu'aux technologies actuellement disponibles. Une deuxième partie sera consacrée d'abord à la description de quelques essais emblématiques utilisés pour caractériser les SCS, suivie de la réponse de la communauté scientifique à la problématique des défauts de bétonnage..

I.A. Présentation des structures SC, usages dans le monde

1. Principe de base

Cette partie détaille les grands principes qui régissent le comportement des structures SCS, les rôles que le concepteur attend du béton, des plaques d'acier et de la connexion, ainsi que les avantages et inconvénients liés à leur usage. Par nature, les SCS sont des structures modulaires. Elles sont construites en assemblant des panneaux d'acier préfabriqués en usine au reste de la structure. Du béton est coulé entre les plaques, et le processus est répété avec d'autres modules.

a) Un cœur de béton

Par essence, le béton simplifie les chantiers de construction. Il a une bonne tenue mécanique et il est polyvalent. Frais, le béton est fluide, et permet une répartition rapide dans les coffrages. Les formes constructibles en béton sont illimitées, car il suffit de donner la bonne forme au coffrage, qui est

généralement fait dans un matériau facile à manipuler. Une telle adaptabilité serait difficile à atteindre avec de l'acier de construction à cause de ses performances. Le béton est généralement peu cher par rapport à l'acier, et possède de meilleures performances que le bois. Une fois durci, sa rigidité est située entre celle du bois et de l'acier, mais c'est principalement la possibilité d'avoir des sections de forte taille qui permettent d'avoir une forte rigidité de la structure.

Dans une structure SCS, le béton a pour rôle la répartition des efforts entre les plaques d'acier. De même qu'en béton armé, lorsqu'un élément SCS subit de la flexion, des bielles de compression se développent dans le béton (H. Bowerman & Pryer, 1998). En outre, la partie comprimée de la section profite des performances du béton en compression, tandis que la plaque tendue reprend les efforts de traction. Dans une structure de type « mur de cisaillement » soumise à un cisaillement dans le plan, de larges bielles de compression peuvent aussi se développer dans le cœur de béton, ce qui limite la sollicitation en compression dans les plaques d'acier (Anwar Hossain & Wright, 2004a, 2004b).

Étant donné les sections de béton qui sont appliquées dans les SCS, le béton apporte une masse non négligeable. Suivant les sollicitations sur la structure, le poids propre peut être un avantage. C'est le cas de la tenue au choc lors de collisions à haute vitesse avec un élément extérieur. Il peut aussi être un inconvénient, lorsque la masse totale de la structure devient un chargement contraignant, ce qui peut être le cas dans les gratte-ciels, où on souhaitera limiter la masse des étages supérieurs pour diminuer la charge sur les sections des étages inférieurs (Dai & Richard Liew, 2010; Liew & Sohel, 2009).

Par le couplage mis en place entre les plaques d'acier et le béton lors du coulage, celui-ci peut permettre de prévenir des instabilités locales dans l'acier. En effet, le contact entre le béton et l'acier diminue le risque de voilement de celui-ci (Zhang et al., 2014). S'il y reste soumis, ce qui motive des recommandations sur les espacements maximaux des connecteurs, la présence du béton permet de les allonger, car la plaque ne peut pas voiler vers l'intérieur.

Les recherches actuelles concernant le béton seul envisagent des bétons toujours plus légers afin de diminuer les sollicitations de poids propre (Dai & Richard Liew, 2010; Liew & Sohel, 2009). On passe ainsi d'un béton de masse volumique 2 500 kg/m^3 à un béton léger pesant 1500 kg/m^3. Enfin, si le comportement mécanique interne au SCS est assez bien compris depuis les années 90-2000 (H. Bowerman & Pryer, 1998; Mo et al., 2021; Zhang et al., 2014), on cherche désormais à comprendre si le comportement est modifié en remplaçant le ciment Portland par d'autres substances (par exemple de l'argile rouge (Choi et al., 2014)), ou en mettant des granulats biosourcés, par exemple de la sciure de bois (Sharba et al., 2022).

b) Les peaux d'acier

Les plaques d'acier jouent un triple rôle dans le SCS. D'une part, dès l'invention du système Bi-Steel® (H. Bowerman & Pryer, 1998), les plaques d'acier sont utilisées comme coffrage perdu pour le coulage du béton. Les plaques d'acier peuvent en outre reprendre les charges dues au chantier, et sont dimensionnées pour résister aux efforts de pression du béton lors du coulage. Cette propriété permet d'avancer plus vite lors du chantier, en particulier pour les immeubles, car il n'y a pas besoin d'attendre que le béton ait suffisamment durci pour décoffrer et construire les éléments qui s'attachent au cœur de béton (Fortmeyer, 2021).

Les plaques d'acier remplacent les barres d'armatures du béton armé. Elles reprennent les efforts de traction-compression de la structure (Mo et al., 2021), et de cisaillement dans le plan. Le SCS a été pensé comme une construction modulaire, avec des panneaux d'acier préassemblés, sans béton. Il faut un système de transfert de charge entre plaques après leur assemblage sur le site de construction. Pour cela, les plaques peuvent être soudées avant le coulage du béton, ou alors une jonction peut être mise en place par boulonnage, ou par des barres d'armature dans le béton au niveau des joints de plaques (Etienne, 2023).

Lorsque la structure est en fonctionnement, les charges gravitaires de compression qui sont exercées sur le béton peuvent le faire dilater dans le plan horizontal par effet Poisson. Les tirants retiennent les plaques entre elles, qui à leur tour confinent le béton, et lui confèrent une résistance accrue (H. Bowerman & Pryer, 1998).

Les plaques d'acier peuvent également fournir une étanchéité accrue (H. Bowerman & Pryer, 1998), lorsqu'elles sont soudées entre elles. Ce système était initialement conçu pour les tunnels immergés, et l'étanchéité permettait de s'affranchir des écoulements à travers les fissures du béton, donc le tunnel restait étanche à l'eau. En particulier, les concepteurs mettaient en avant que la structure restait étanche à l'eau même en cas de déformations exceptionnelles, car l'acier est un matériau beaucoup plus ductile que le béton. L'application à des réservoirs de gaz, de pétrole, et de liquides est une application directe de cette propriété (Wright et al., 1991a).

Les plaques d'acier ont généralement une épaisseur proche de 8 mm (B. Burgan et al., 2023). Celle-ci est le plus souvent dimensionnée vis-à-vis des efforts dus au coulage du béton frais. Cependant, pour les sections les plus sollicitées, l'épaisseur des plaques d'acier peut être agrandie.

c) Rôle de la connexion entre le béton et les plaques

La connexion entre le béton et les plaques est essentielle pour le bon comportement des SCS. Elle permet de garantir que les efforts sont correctement transmis entre les différents organes de la structure : le béton et les plaques. Historiquement, des interfaces cohésives réalisées avec de la résine époxy étaient envisagées, d'abord pour les réparations d'ouvrages (Bresson, 1971, 1972). Pour des ouvrages neufs, il est cependant plus pratique de concevoir la connexion à l'aide de goujons, ou de connecteurs plongés dans le béton, car ceux-ci ne présentent pas de « durée de vie » liée au temps de durcissement de l'époxy, avant l'expiration duquel le béton doit être coulé.

Dans les systèmes actuels, la connexion est assurée par deux types de connecteurs :

- les tirants ;
- les connecteurs de cisaillement (goujons, C-channels, …).

Les connecteurs peuvent être accrochés aux plaques d'acier par vissage, ou par soudage. Le soudage peut être réalisé par friction ou à l'arc.

Les tirants sont des barres métalliques qui traversent le cœur de béton. Ils sont liés aux deux plaques et maintiennent l'écartement entre celles-ci pendant la phase de chantier. Ils permettent en outre une manutention des modules plus aisée, car ils permettent le levage d'un panneau structurel par une grue, avant son assemblage au reste de la structure. Lorsque le béton est encore frais, les tirants reprennent les charges de pression du béton.

Une fois le béton durci et la structure en service, toute la connexion (tirants et connecteurs de cisaillement) participe au transfert des contraintes de cisaillement entre les plaques d'acier et le béton. Les tirants permettent en outre de recoudre les fissures de cisaillement hors-plan, comme le feraient les cadres d'armature dans une structure en béton armé (H. Bowerman et al., 2002).

Traditionnellement, les connecteurs de cisaillement sont des goujons à tête (Tomlinson et al., 1990), tels qu'utilisés dans l'Eurocode 4 (Comité Européen de Normalisation, 2006) pour assurer la connexion entre les dalles et les profilés métalliques. D'autres morphologies de connecteurs ont cependant été développées pour assurer une connexion capable de transférer toujours plus de charge, par exemple :

- connecteurs en angle (Sohel et al., 2003) ;
- C-channels et enhanced C-channel (Sohel et al., 2012; J.-B. Yan, Liew, et al., 2015) ;
- corrugated strip connectors (Leekitwattana et al., 2011) ;
- J-hook connectors (Liew & Sohel, 2009)…

Des exemples de ces connecteurs sont illustrés en Figure I-2.

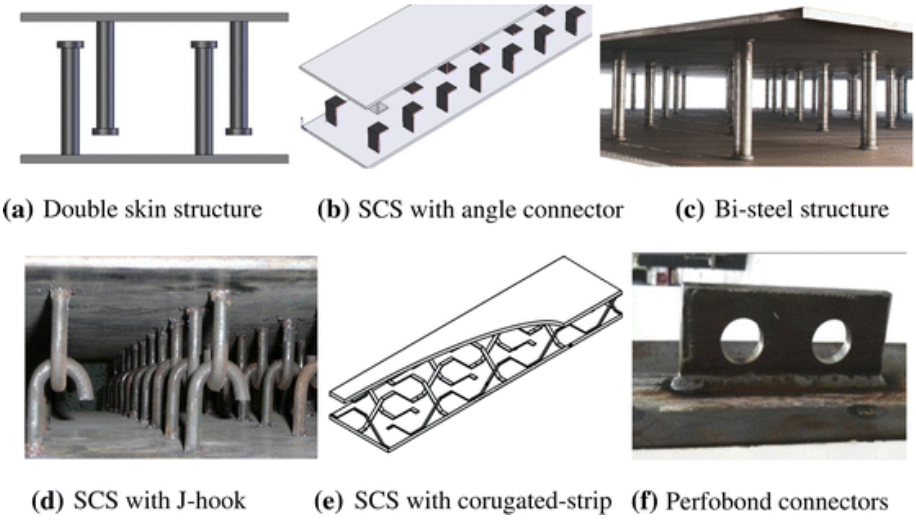


Figure I-2 : Quelques exemples de connecteurs, issu de (J.-B. Yan, Liew, et al., 2015)

Des études ont montré que les performances de la connexion ont un fort impact sur les performances globales du système (Calixte, 2021; Oduyemi & Wright, 1989; Sener et al., 2016). En effet, un nombre de connecteurs trop faible entraîne une plus faible sollicitation des plaques, car l'effort de cisaillement transmissible aux plaques sature. Le glissement entre les plaques et le béton augmente, ce qui peut faire rompre les connecteurs en cisaillement.

Enfin, par leur ancrage dans le béton, les connecteurs forment des points durs permettant d'atténuer les risques de voilement des plaques en gênant les instabilités des plaques (Mo et al., 2021; Wright et al., 1991a). Pour limiter le risque de flambement en compression ou de voilement, des recommandations de limitation d'espacement entre connecteurs sont proposées.

d) Avantages vs inconvénients

Le principal avantage des SCS réside dans la capacité de l'outil industriel à préfabriquer des modules pour les assembler sur chantier. La préfabrication et la modularité (B. A. Burgan & Bingham, 2017) de la structure permettent des augmentations radicales de la vitesse de construction sur chantier (H. Bowerman & Chapman, 2002; Huchel, 2023), ce qui à terme réduit le nombre d'heures de travail nécessaires sur chantier (B. Burgan et al., 2023), et réduit les coûts associés.

Dans le cas des immeubles, la technologie des SCS permet de débloquer la construction simultanée des planchers périphériques de la tour. En effet, dans la méthode « leading core », le constructeur ne peut pas construire les planchers et les colonnes périphériques au noyau central, car les coffrages empêchent l'accès au noyau en béton armé. Il faut attendre que le béton ait suffisamment durci pour décoffrer (Post, 2017a), et entamer la construction des dalles et planchers qui s'accrochent au noyau de béton armé. Avec les SCS, il n'y a pas besoin de décoffrer pour construire les éléments périphériques car les plaques restent en place. Le gain de temps peut atteindre 40% sur le rythme d'élévation. Pour référence, le rythme d'élévation typique pour un bâtiment en béton armé se situe entre 12 et 15 mètres par mois (Cherednichenko & Oleinik, 2018). Par exemple, le temps d'élévation de la tour Burj Khalifa (Dubaï) à partir de la fin de la phase de terrassement était d'environ 4 ans et 10 mois pour une hauteur de 828 mètres (Andrews, 2022), soit une vitesse d'élévation d'à peu près 14 mètres par mois. Ce rythme est à mettre en contraste avec celui de la Tour Rainier Square, qui était de 26 mètres par mois (Fortmeyer, 2021).

En outre, la différence entre les tolérances liées au béton et aux aciers est un problème connu aux Etats-Unis, où beaucoup d'éléments sont construits en acier. Les SCS peuvent résoudre ces problèmes de collision de tolérances et permettre d'augmenter la cadence sur chantier (Fortmeyer, 2021).

Dans le cas des centrales nucléaires, des gains d'efficacité de l'ordre de 30% sur le temps de construction d'une maquette de bâtiment ont été constatés (B. Burgan et al., 2023). Dans le contexte du nucléaire en béton armé et précontraint, l'installation d'équipements sur les murs fait intervenir des plaques d'ancrage dans le béton, dont l'installation est techniquement délicate, car les connecteurs des plaques doivent passer dans un réseau de barres d'armature serré. Cette contrainte disparaît avec le SCS, car il est possible de souder directement sur les peaux d'acier.

La structure finale possède des performances supérieures (rigidité, capacité portante, ductilité) à une structure en béton armé (H. Bowerman et al., 2002). Ces bonnes performances peuvent être attribuées à deux raisons : d'une part, les aciers sont placés plus loin de l'axe neutre, ce qui a pour conséquence de plus forts bras de levier en flexion. D'autre part, la quantité d'acier n'est plus bornée par les régulations d'espacement de barres d'armature des codes de calcul (Mo et al., 2021), donc il est possible de mettre plus d'acier dans la structure.

Dans le SCS, les plaques d'acier sont structurellement équivalentes à celles des murs de cisaillement en acier raidi, dont des exemples typiques sont l'hôpital Sylmar à Los Angeles et des bâtiments construits au Japon selon les mêmes préceptes. Ces structures ont subi des séismes par la suite, sans dommage structurel (Astaneh-Asl, 2000, 2001). Dans le SCS, la participation du béton permet une amélioration du comportement. Conjointement à la connexion, le béton remplit le même rôle que les raidisseurs qui sont soudés aux murs de cisaillement en acier pour limiter le voilement.

L'acier est connu pour son mauvais comportement à haute température. Malgré la finesse des plaques d'acier (environ 8 mm) dans le SCS, et donc leur faible capacité calorifique, les aciers en contact avec un éventuel incendie cèdent tout de même de la chaleur au béton, ce qui limite leur élévation de température. Le SCS permet de conserver les bonnes performances de l'acier pendant un temps suffisant, au prix de la disposition d'ouvertures dans les plaques pour laisser s'échapper l'humidité qui s'évapore du béton (Anvari et al., 2020).

Bien qu'elles n'aient pas été étudiées spécifiquement à cette fin, les bonnes propriétés d'étanchéité du SCS, qui sont appliquées dans le cas du stockage de gaz (Y. Wang et al., 2016) ou des tunnels immergés (Kimura et al., 2002), sont aussi applicables au nucléaire en cas d'accident par perte de réfrigérant primaire. L'EPR utilise la technologie du steel-liner (Bécue et al., 2009), qui consiste à couvrir l'intérieur de l'enceinte de confinement d'une couche d'acier. Le SCS reprend ce principe, en faisant travailler les plaques d'acier avec le béton. Ce nouveau rôle n'est pas incompatible avec l'étanchéité, et est à l'étude parmi les constructeurs de réacteurs (B. A. Burgan & Bingham, 2017; Matsuura et al., 2009; Toyama et al., 2009).

Lorsque la structure est sollicitée en chargement à dynamique rapide (par exemple sous impact externe ou sous explosions), le SCS a de meilleures performances par rapport aux structures en béton armé (Liew & Wang, 2011). En effet, la partie intérieure de la structure est sujette à l'écaillement lors de la réflexion de l'onde de compression incidente. Celle-ci se transforme en onde de traction et dépasse la résistance en traction du béton, ce qui projette des éclats à haute vitesse. Dans les SCS, ce phénomène est atténué par la présence de la plaque d'acier interne, car elle retient le béton par l'intermédiaire de la connexion. Il a été suggéré que les épaisseurs des sections de murs nécessaires pour résister aux impacts d'avions de chasse peuvent être diminuées de 30% avec le SCS (Mizuno, Koshika, Sawamoto, et al., 2005; Mizuno, Koshika, Morikawa, et al., 2005; Mizuno, Koshika, Tanaka, et al., 2005).

A cause des performances des SCS, la conception doit prendre en compte les difficultés en cas de changement urgent des plans. En effet, s'il est généralement possible de couper et percer à travers un mur en béton armé pour introduire des éléments techniques non-structurels, cette tâche est difficile avec le SCS. Il est donc nécessaire de prévoir à l'avance quelles réservations doivent être faites dans la structure pour faire passer les réseaux techniques (Fortmeyer, 2021).

Sur la maquette du Diesel d'Ultime Secours du projet SCHEDULE (B. Burgan et al., 2023), la comparaison des ordres de grandeurs des masses d'acier qui sont impliquées dans la construction montre que la construction SCS demande plus d'acier que la construction en béton armé d'un facteur environ 2. Cela s'explique par la nécessité de dimensionner les plaques d'acier pour résister aux charges importantes dues au coulage du béton, ce qui donne une épaisseur minimale aux peaux.

De la même manière, la planification de la structure au cours de sa vie doit faire l'objet d'une attention particulière. Il convient de pratiquer des réservations dans les plaques d'acier pour l'installation des tuyaux acheminant le béton (H. Bowerman & Chapman, 2002), et pour laisser s'échapper l'air qui est remplacé par le béton. En outre, le béton doit être suffisamment fluide pour couler dans toutes les parties de la structure, sans souffrir de ségrégation, ce qui motive l'usage de superplastifiants. La compaction du béton n'est pas recommandée (H. Bowerman & Chapman, 2002), car elle risque de faire remonter des bulles d'air à des endroits incapables de les évacuer. Elle reste toutefois possible, en utilisant un système de ventouses pour s'accrocher aux plaques, ou avec des vibreurs aimantés (H. Bowerman & Pryer, 1998).

Enfin, suivant la méthode d'assemblage des plaques qui a été retenue, le niveau de qualification des ouvriers requis pour l'assemblage de la structure est plus ou moins élevé. Si les plaques sont soudées entre elles sur le chantier, des équipes de soudeurs seront nécessaires, et ce coût est à prévoir par le constructeur. C'est moins le cas si les plaques sont simplement boulonnées et étanchéifiées à l'aide de joints.

Un résumé des avantages et des inconvénients liés à l'usage des SCS est disponible dans le Tableau I-1.

Tableau I-1 : Résumé des avantages et inconvénients principaux des SCS

Avantages	Inconvénients
- Excellentes performances en rigidité et capacité - Bonne tenue par rapport aux explosions - Vitesse de construction accrue et besoin en ouvriers moindre - La construction modulaire permet d'avoir une meilleure reproductibilité - Possibilité de mettre plus d'acier que dans le béton armé - Faibles tolérances - Etanchéité de la structure - Tenue correcte vis-à-vis du feu	- La quantité d'acier est souvent surdimensionnée par rapport aux efforts en service - Les ouvriers doivent être qualifiés si les plaques sont soudées entre elles - Béton autoplaçant requis - La structure n'est pas souple vis-à-vis des erreurs de conception - Des dispositions sont nécessaires pour la tenue à l'incendie

2. Un historique du développement des concepts associés aux SCS

a) Les origines : des tunnels immergés

Dès les années 1900, la question de l'usage conjoint de l'acier et du béton s'est posée pour les tunnels immergés. A Détroit, le besoin de faire passer du trafic ferroviaire à la frontière entre le Canada et les Etats-Unis motive la construction du tunnel Michigan Central Railway, terminé en 1910. La technologie retenue est alors un tunnel immergé en acier raidi, alourdi par du béton coulé sur la face interne. Si la

forme arquée du tunnel ne motive pas encore l'exploitation de l'action composite pour la résistance, une certaine forme d'interaction y est exploitée (H. Bowerman & Pryer, 1998).

Plus tard, la technologie évolue vers l'utilisation de tunnels immergés en béton armé, principalement en Europe (Kimura et al., 2002). La présence du béton et son travail conjoint à celui des armatures permettent des sections très rigides, donc des formes plus diverses sont possibles. Ainsi, les sections de tunnel rectangulaires se développent, ce qui permet de faire passer plus de trafic, avec une hauteur du tunnel immergé qui reste limitée (et donc une moins forte emprise sur le trafic maritime). Le premier tunnel immergé à section rectangulaire est le tunnel sous la Meuse (Maastunnel) à Rotterdam, dont la construction s'est achevée en 1942. L'usage du béton armé présente cependant le défaut que l'étanchéité de la structure n'est pas garantie. Une solution est le recouvrement de la surface bétonnée par une couche de bitume (H. Bowerman & Pryer, 1998), mais c'est un bardage d'acier qui a été retenu pour le tunnel Maastunnel (COB, 2020).

Pendant la 2nde Guerre Mondiale, pour gagner du temps lors de la construction des ports temporaires Mulberry pour le Débarquement, un système contenant du béton et des coffrages perdus en acier avait été imaginé (Beckett, 1948; Smith, 2003). Le béton raidissait la coque d'acier en cas de choc, et l'acier servait à l'a fois de coffrage et d'élément structurel. Le système acier-béton sera cependant abandonné à cause des pénuries d'acier en faveur d'éléments préfabriqués en béton armé.

b) Des années 1960 à 2000 : apparition du SCS, transition vers une connexion moderne

Entre les années 60 et 70, aucun système n'est encore omniprésent pour assurer une bonne connexion entre les éléments de béton et d'acier. Le goujon à tête soudé sur les profilés apparaît à partir des années 60 dans les projets d'ouvrages d'art (Pelke & Kurrer, 2015), mais c'est l'époxy qui sera choisie dans les premiers projets SCS (Solomon et al., 1976).

Au début des années 1970, des études sont publiées afin de montrer la possibilité d'utiliser de l'époxy et de tôles d'acier en fibre tendue pour réparer des ouvrages (Bresson, 1971, 1972). Aux Etats-Unis, l'usage de l'époxy comme connecteur de cisaillement est reconnu depuis les années 60 pour la réparation des routes et des ponts, mais celle-ci reste relativement chère (Rutledge, 1961).

L'étude (Montague, 1975) est souvent créditée comme fondatrice du SCS. Il s'agit de la proposition d'une structure à double peau d'acier pour le stockage d'huiles en profondeur. Les auteurs y déplorent la difficulté de trouver la capacité de charge des réservoirs qui seraient les plus utiles pour l'industrie et montrent que les réservoirs contemporains sont très sujets aux imperfections des assemblages du fait des instabilités géométriques. Ils proposent alors un réservoir composé de deux feuilles d'acier circulaires concentriques d'une épaisseur proche du millimètre. Un matériau de remplissage adhésif d'une épaisseur de 7,5 mm et composé d'un mélange d'époxy et de poudre permet de coupler les peaux, sans besoin de raidisseurs. L'intérêt du matériau de remplissage est expliqué dans une étude ultérieure : il s'agit d'augmenter la rigidité à la flexion ainsi que de protéger contre les imperfections géométriques (Montague, 1978), ce qui limite les instabilités en compression. Le système proposé dans (Montague, 1975) possède de bonnes performances, assez bien en adéquation avec la théorie, et permet de résister à des pressions externes égalant environ 13 MPa, soit une profondeur en mer avoisinant les 1300 m. Cependant, bien qu'il soit souvent cité comme le début du SCS avec sa double peau d'acier, il manque encore le C, car la structure est dépourvue de béton et est de taille modeste.

Une première étude fondatrice des SCS paraît en 1976 (Solomon et al., 1976), dans laquelle des poutres mêlant béton armé et peaux d'acier sont étudiées. Les auteurs imitent le système proposé pour la réparation des ouvrages (Bresson, 1971, 1972) en utilisant de la résine époxy pour créer la liaison mécanique entre les plaques d'acier et une dalle préfabriquée en béton armé. A partir d'essais sur des

maquettes réduites (Solomon, 1975), il est démontré que le comportement vis-à-vis de la flexion et du cisaillement est supérieur à celui du béton armé seul, pour un poids réduit. Si les performances sont intéressantes, la prédiction de la force à rupture n'est pas assez fiable par rapport aux attentes des auteurs et de l'industrie. En outre, la faible ductilité de la structure est le défaut identifié par les auteurs. Lorsque l'époxy ou le béton arrivent à rupture, on constate une forte fragilité de la structure, et la structure n'est ductile que lorsque les plaques plastifient.

Dans une étude ultérieure (Montague & Choo, 1981), Montague ajoute une connexion plus robuste sous la forme de vis autotaraudeuses qui percent à travers la peau d'acier dans le matériau de remplissage. Le système ainsi produit est comparé avec les anciennes itérations fonctionnant seulement avec l'adhésion de l'époxy, mais Montague conclut que la connexion n'est pas nécessaire avec la géométrie cylindrique du réservoir et le chargement appliqué.

Le premier système de connexion SCS par goujonnage apparaît à la fin des années 1980 à la suite d'une collaboration entre l'université de Wales et les firmes Tomlinson Group et Sir Alexander Gibb & Partners pour la construction du tunnel immergé de Conwy (H. Bowerman & Pryer, 1998; Tomlinson et al., 1990). L'action composite est cherchée dans cette étude pour développer des sections rectangulaires moins épaisses. Cela est permis par les progrès qui ont été faits dans le soudage de goujons, principalement par friction. Le SCS est alors pratiquement sous sa forme moderne (Oduyemi & Wright, 1989), avec des connecteurs de cisaillement pour l'action composite entre l'acier et le béton. Les auteurs montrent que la technique de construction réduit les coûts de placement des armatures dans le béton, et que la structure possède de bonnes performances vis-à-vis du souffle. Pour une poutre soumise à un chargement de flexion, les auteurs identifient quatre modes de défaillance :

- en flexion ;
- en glissement entre les peaux et le béton ;
- en cisaillement hors-plan ;
- en flambement des plaques comprimées.

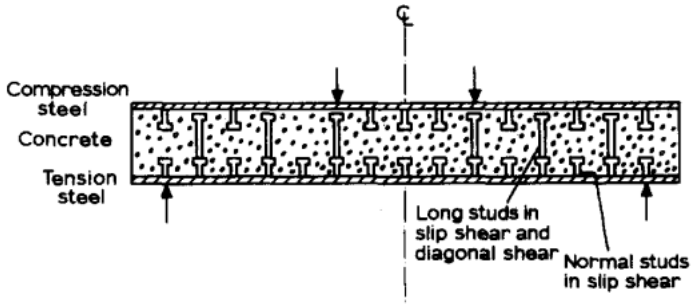


Figure I-3 : Structure proposée dans (Oduyemi & Wright, 1989)

Pour limiter les trois dernières, il est proposé d'utiliser d'une part des goujons longs, et d'autre part des goujons courts, voir Figure I-3. Les goujons longs traversent presque toute l'épaisseur, et recousent les fissures dues au cisaillement, alors que les goujons courts assurent la connexion entre le béton et l'acier. Un ratio minimal entre l'espacement des goujons et l'épaisseur des plaques est proposé à une valeur de 30 afin d'éviter le flambement des plaques en compression. A ce stade, la différence avec le SCS moderne est l'absence de connecteur traversant soudé aux deux plaques.

Le système développé pour le tunnel de Conwy présentera finalement des difficultés pratiques d'assemblage, à cause du manque de tirants et ne sera finalement pas proposé (Xie et al., 2007), mais il sera développé et amélioré. Le Bi-Steel®, breveté par l'entreprise British Steel (plus tard Corus après sa fusion avec Koninklijke Hoogovens N.V.), est le résultat des études réalisées par Oduyemi, Wright et Bowerman (H. Bowerman & Chapman, 2002). A ce stade, les structures principalement testées sont des poutres à double peau, en flexion 3-points. La structure Bi-Steel® est composée de deux plaques

d'acier de part et d'autre du béton, reliées entre elles par des connecteurs traversant toute l'épaisseur. Contrairement au SCS moderne, le système est dépourvu de goujons, car tous les connecteurs traversent toute l'épaisseur de la structure. Ils ont le double rôle de maintenir les plaques en place lors du coulage et de transmettre les efforts de cisaillement entre le béton et l'acier.

Pour aider à la conception, des documents seront écrits à destination des ingénieurs souhaitant construire en Bi-Steel® (Narayanan, 1994, 1997; Wright et al., 1991a). Les applications identifiées concernent le confinement nucléaire, les stockages de liquides, de gaz, et les abris anti-explosion (Wright et al., 1991a). Des dispositions constructives sont données : les panneaux sont soudés entre eux sur le site de construction après avoir été livrés, par exemple par des machines automatiques pour les soudures rectilignes (H. Bowerman & Chapman, 2002). Il est conseillé de pomper le béton dans la structure pour une bonne mise en place. Les plaques étant étanches, il est nécessaire de pratiquer des réservations dans les plaques d'acier pour laisser s'échapper l'air et de contrôler la pression dans les panneaux SCS. D'autres études commencent à montrer faisabilité de l'usage des SCS dans le cadre des plateformes offshore, et notamment sous chargement de contact avec la banquise (Link & Elwi, 1995).

A l'aube de l'an 2000, le SCS reste une technologie peu éprouvée. Des documents permettent leur conception (Narayanan, 1994, 1997), mais le système n'arrive pas à être compétitif avec le béton armé (Smith, 2003). En outre, le système Bi-Steel® (qui deviendra Corefast et Surefast) cumule les défauts d'être un système breveté, donc à utiliser sous licence, d'avoir peu de cadre réglementaire (Mo et al., 2021; Smith, 2003), de rester assez peu pratique à assembler à cause des soudures, et de présenter des épaisseurs de murs maximales dues à la taille des machines en usine (J.-B. Yan, Liew, et al., 2015).

c) Diversifications des usages et des géométries depuis les années 2000

Les études sur le SCS se multiplient en dehors de l'Europe et des Etats-Unis à partir des années 2000, principalement en Asie. Etant donné les avancées dans le génie parasismique, les SCS sont soumis à des tests pour vérifier leurs performances. Parallèlement, les chercheurs essaient d'optimiser la structure en modifiant le béton et la géométrie des connecteurs.

Jusqu'aux années 2000, les SCS sont peu testés vis-à-vis du cisaillement dans le plan. En effet, les études publiées jusqu'alors concernent principalement le Bi-Steel, et portent sur des poutres en flexion (Tomlinson et al., 1990; Wright et al., 1991a, 1991b). Une première étude tente de comprendre la tenue du SCS au voilement local sous compression et cisaillement bi-axiales (Liang et al., 2004). L'analyse est menée à l'aide de simulations par éléments finis contenant des goujons modélisés par des éléments 1D poutre. Une relation empirique calée sur des essais pushout de la littérature (Ollgaard et al., 1971) est prise pour la loi de comportement des connecteurs. Des relations sont ensuite extrapolées et comparées à des essais de la littérature. Les résultats numériques indiquent que le voilement local des plaques n'est pas gêné par les connecteurs lorsque leur espacement est égal à 40 fois l'épaisseur des plaques. Lorsque la connexion est plus rapprochée (présence de plus de connecteurs), le voilement apparaît avec des chargements plus forts.

La bonne tenue des SCS vis-à-vis des séismes est constatée en 2009 (Eom et al., 2009). Dans cette première étude, des murs SCS élancés sont testés, avec une connexion traversante composée de connecteurs boulonnés. Les structures sont composées de murs seuls, et de murs couplés, c'est-à-dire deux murs soudés l'un à l'autre en forme de T. Des défaillances au niveau des soudures entre les panneaux métalliques sont constatées. Lorsque la rupture des soudures est empêchée, les éléments suivants à défaillir sont les plaques d'acier par voilement local, mais ce voilement n'empêche pas la structure de développer et de conserver une bonne capacité portante.

Les essais sous séisme feront l'objet de nombreuses publications dans les années qui suivront, avec principalement des études qui tenteront de remplacer les connecteurs par des géométries différentes, et d'augmenter leur capacité en cisaillement. Pour atteindre ce but, les nouvelles géométries de

connecteurs (voir Figure I-4) offrent de plus grandes surfaces d'interaction avec le béton, ou un meilleur ancrage dans celui-ci :

- *angle connectors* (a) (J.-B. Yan, Liew, et al., 2015) ;
- *J-hook connector* (b) (Liew & Sohel, 2009) ;
- *corrugated strip connectors* (c) (Leekitwattana et al., 2011) ;
- *enhanced C-channel* (d) (T. Wang & Yan, 2020) ;
- *perfo-bond* (e) (Kim et al., 2013) ;
- *through-bolt* (f) (Eom et al., 2009).

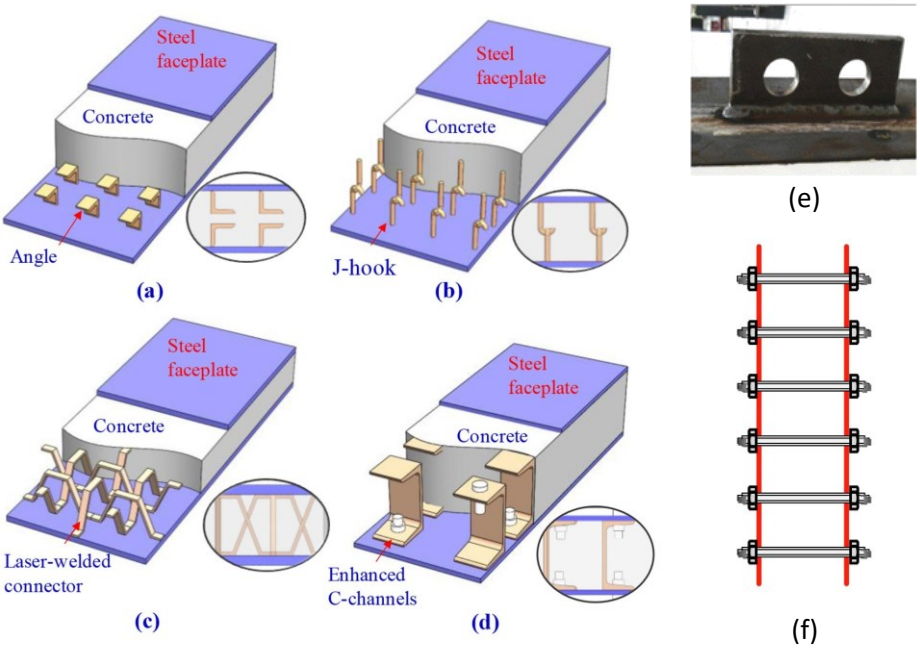


Figure I-4 : Exemples de connecteurs développés (T. Wang & Yan, 2020; J.-B. Yan, Liew, et al., 2015; Yang et al., 2022)

Si le connecteur « *corrugated strip* » possède de bonnes propriétés, dans la pratique il nécessite beaucoup de temps pour le soudage aux plaques d'acier (J.-B. Yan, Liew, et al., 2015), et est donc un candidat moins intéressant. Le connecteur en angle (*angle-connector*) possède une assez mauvaise résistance à l'arrachement (J.-B. Yan, Liew, et al., 2015). Les autres connecteurs tels que le « *through-bolt* », le « *J-hook* » et le « *Enhanced C-channel* » montrent de bonnes performances, notamment car ils permettent une résistance à l'arrachement accrue en reliant les plaques entre elles. Le connecteur « *through bolt* », ou boulonnage traversant, cherche à éviter le soudage dans des endroits confinés. Il propose de percer des trous dans une plaque, de souder des écrous sur l'autre. Le lien est fait en vissant un connecteur dans les écrous, et en le boulonnant de l'autre côté. En outre, le connecteur en J a aussi été développé pour rendre la construction plus aisée, car les connecteurs des deux plaques s'emboîtent les uns dans les autres, ce qui permet de lever le besoin de souder un connecteur dans l'espace confiné entre les plaques. Ce connecteur sera testé sur des essais pushout, et des relations de dimensionnement seront proposées (J.-B. Yan, Liew, et al., 2015).Pour tenter d'éviter que les plaques flambent ou voilent, l'ajout de raidisseurs en complément aux connecteurs déjà utilisés est envisagé (Yang et al., 2022). Dans cette étude, des poutres SCS connectées par des goujons sont soumises à des chargements de flexion 4-point. La plaque supérieure de la partie centrale est comprimée, et peut donc être sujette au flambement local. Les résultats indiquent que l'ajout de nervures sur la peau comprimée et un lien entre les peaux permet de les raidir de manière satisfaisante. Grâce à ces nouveaux éléments raidisseurs, il est possible d'atteindre des chargements plus importants à connexion équivalente, ou alors de diminuer le nombre de connecteurs de moitié à chargement

équivalent. Les auteurs notent que l'ajout des raidisseurs permet d'obtenir un comportement plus ductile. Cela dit, même sans raidisseurs, le béton peut reprendre une partie des efforts de compression, car l'axe neutre se décale vers le bas lorsque la plaque supérieure flambe.

Parallèlement au développement des nouveaux connecteurs, l'usage de béton léger comme matériau de remplissage dans les SCS est rendu possible. Dès 2006, il est reconnu que les performances restent semblables à celles des structures avec un béton ordinaire, tant que le béton a des propriétés convenables (Bergan et al., 2006). Le cas d'application envisagé est la construction de bateaux en SCS, dont la flottabilité est augmentée par le béton léger. Ce cas d'usage peut être étendu à la construction des gratte-ciels, car le poids propre plus faible permet de diminuer les efforts, notamment sismiques. L'usage de béton léger et ultraléger est ensuite repris et développé pour les plateformes offshores dans l'Océan Arctique. La problématique est alors de s'assurer que la structure peut résister en cas d'impact entre la banquise et la plateforme (Huang & Liew, 2016; J.-B. Yan, Richard Liew, et al., 2015; J.-B. Yan et al., 2022). Les essais impliquent des impacts concentrés à basses températures.

Une autre variation du matériau de remplissage provient des tentatives d'usage de béton dit « élastique », comprenant du caoutchouc dans les granulats (Xing et al., 2016). Le but y est de gagner encore en ductilité, grâce au béton. L'étude conclut que les modes de rupture sont similaires à ceux utilisant un béton « normal », mais une augmentation du nombre de connecteurs a une influence néfaste sur la ductilité, car les concentrations de contraintes provoquent des fissures supplémentaires.

La fin des années 2010 marquera un tournant dans l'histoire du SCS avec la construction entre 2017 et 2020 du premier ouvrage à grande échelle : la Tour Rainier Square (58 étages). Le constructeur fera de nombreux tests de qualification en collaboration avec l'université de Purdue, dont le produit résultant sera nommé SpeedCore. Contrairement au Bi-Steel®, il ne fera pas l'objet du dépôt de marque pour éviter d'entraver son utilisation dans d'autres projets. Des guides de conception acceptés par l'AISC sont produits en 2017 et en 2023 à partir des essais (AISC, 2017; Varma et al., 2023). Ils sont applicables dans le domaine civil et dans le nucléaire. De nouveaux projets utilisant le SCS voient alors le jour, par exemple à San Jose (Caulfield, 2021).

En Europe, un premier projet (SCIENCE, *Steel-Concrete for Industrial, Energy and Nuclear Construction Efficiency*) achevé en 2017 se fixe l'objectif de créer une réglementation européenne dédiée au SCS, en restant en cohérence avec les Eurocodes (Directorate-General for Research and Innovation (European Commission) et al., 2017). Des tests à échelle 1:1 y sont développés pour comprendre comment le SCS se comporte, et développer des lois empiriques permettant de le caractériser selon divers chargements, notamment thermiques.

Parallèlement au projet SCIENCE, le concept des *Steel-Bricks* (breveté par Modular Walling Systems Ltd) est testé en 2017 sur une portion de bâtiment Diesel d'Ultime Secours (DUS), pour une application envisagée sur SMR (*Small Modular Reactor*) (B. Burgan et al., 2017). Les Steel-Bricks promettent de résoudre les problèmes d'assemblage des modules SCS lorsque des matériaux dissimilaires doivent être employés de part et d'autre d'un mur par exemple. Ils sont composés de deux plaques pliées en L, soudées sur la partie basse pour former un U. L'assemblage en U peut ensuite être soudé au reste de la structure en emboîtant les bords libres sur le bas d'un U déjà assemblé. Les modules sont assemblés par soudage les uns aux autres.

A son issue, le projet SCIENCE a débouché sur le nouveau projet SCHEDULE (Steel Concrete High Efficiency Demonstration – eUropean colLaborative Experience), qui vise à étudier en détails la faisabilité de la construction de certaines parties d'un réacteur nucléaire en SCS en construisant un DUS (B. Burgan et al., 2023; Etienne, 2023; Tusher & Hughuet, 2023). Les conclusions principales montrent que la construction est beaucoup plus rapide grâce à la modularité du SCS. Le projet démontre ainsi les intérêts en gains de temps lors de la construction, et teste avec succès plusieurs

techniques d'assemblage des modules : par soudure, par barres d'armatures dans le béton, ou par boulonnage.

Les deux exemples emblématiques des structures construites en SCS sont la Tour Rainier Square à Seattle, et le réacteur nucléaire AP1000 (Varma et al., 2014; Westinghouse, 2011), dont plusieurs exemplaires ont été construits aux Etats-Unis et en Chine. Le SCS est aussi appliqué avec succès depuis les années 90 sur les tunnels immergés, par exemple les tunnels Kobe-Minatojima au Japon (1995) et de Naha (2001) (Kimura et al., 2002), et plus récemment en Chine dans l'estuaire de la rivière Zhujiang : Hong Kong – Zhuhai –Macau (Lin et al., 2018), et Shenzhen-Zhongshan (China Communications Construction, 2023).

I.B. Etudes expérimentales et numériques

Cette partie présentera en deux étapes la façon dont les SCS sont testés. Tout d'abord, les grandes familles d'essais seront exposées, en incluant des simulations numériques et en mettant en avant la méthode employée pour la modélisation de l'interaction goujon-béton. Certains cas expérimentaux serviront de support pour valider les simulations développées dans la suite. Ensuite, la problématique des défauts de bétonnage sera abordée, en mentionnant une partie des techniques utilisées pour la détection des défauts pour comprendre les tailles et géométries détectables. Cette partie explorera les impacts mécaniques de certains défauts qui ont été testés, et les méthodes qui sont employées pour les représenter dans une simulation numérique.

1. Des études du comportement mécanique des SCS sans défauts

Les études mécaniques sur les SCS se découpent en quatre grandes familles :

- l'essai à l'échelle du connecteur (pushout) ;
- l'essai en flexion sur poutre ;
- l'essai en flexion sur dalle ;
- l'essai en compression-cisaillement simultanés.

La diversité des essais permet de modéliser le comportement à différentes échelles. Le premier teste seulement l'interaction entre connecteur et béton. Le deuxième permet de déduire des propriétés structurelles, notamment sur la capacité des connecteurs à reprendre le cisaillement hors-plan, et à empêcher le flambement de la plaque comprimée. Les essais de flexion sur dalle permettent de comprendre et tester la capacité d'une dalle à résister au poinçonnement. L'essai en compression-cisaillement permet de représenter le chargement que pourrait voir un mur de cisaillement lors d'un séisme, et donc permet de répondre aux problématiques de voilement des plaques d'acier.

a) Des essais de cisaillement de connecteur : le pushout

(1) Etudes expérimentales

Des dispositions ont été prises par l'Eurocode 4 (Comité Européen de Normalisation, 2006) pour normaliser l'essai *pushout*. Il s'agit d'un essai permettant d'obtenir les propriétés des connecteurs, qui est recommandé lorsque leurs dimensions dépassent celles qui sont couvertes par la norme. Les plans reproduits en Figure I-5 sont issus de l'Eurocode 4 Annexe B. Dans cet essai, huit connecteurs sont testés en même temps sur deux plaques de béton. Le résultat principal du *pushout* est une courbe effort-glissement, où le glissement désigne le déplacement du profilé, sur laquelle la résistance caractéristique et la capacité de glissement sont mesurées.

Des exemples de *pushout* avec des goujons ont été publiés dans (An & Cederwall, 1996), et (Shim et al., 2004). Les modes de défaillance de la connexion sont illustrés en Figure I-6 : soit le connecteur arrive à rupture en cisaillement (a), soit un unique goujon arrache le béton qui l'entoure (b). En (c), le béton se fend sous l'action du goujon. Le dernier mode de défaillance présenté en Figure I-6 (d)

correspond à l'arrachement de la partie cisaillée du béton, et ne peut pas être testé par le *pushout* à cause de sa géométrie. C'est un mode de rupture qui est rencontré dans les structures SCS en flexion, par exemple dans (Sener et al., 2016), où les goujons agissent en groupe, et font rompre le béton collectivement.

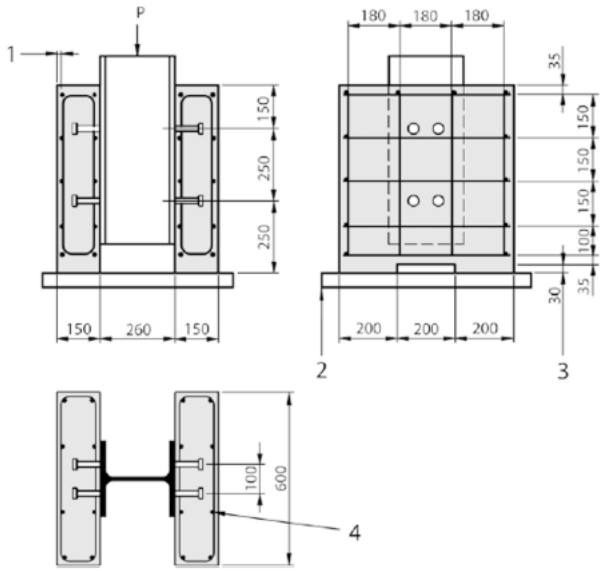


*Figure I-5 : Schéma de l'essai de poussée de connecteur (*pushout*) issu de l'Eurocode 4 (Comité Européen de Normalisation, 2006)*

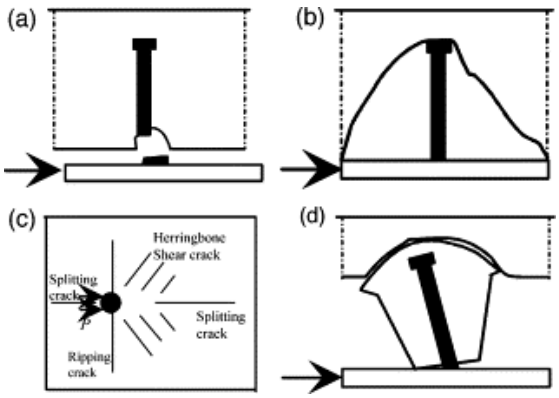


Figure I-6 : Modes de ruines identifiés par (Shim et al., 2004). (a) Rupture du connecteur, (b) rupture de l'enrobage du goujon, (c) rupture en fendage, (d) rupture par effet de groupe en cisaillement

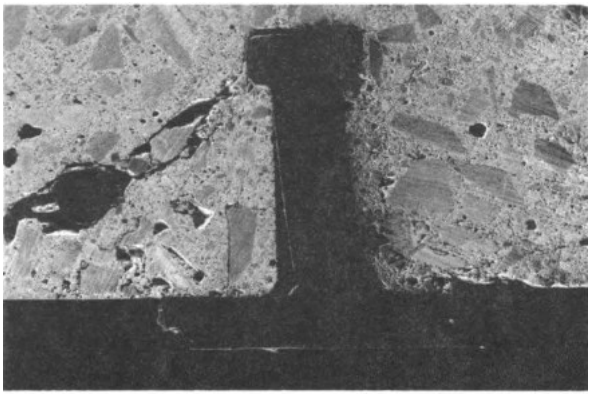


Figure I-7 : Illustration du mode de ruine (b) dans un contexte expérimental (Ollgaard et al., 1971)

Des courbes typiques d'effort-glissement obtenues avec des essais *pushout* sur goujon sont disponibles en Figure I-8. Suivant les rigidités relatives des éléments, la rupture du goujon peut être plus ou moins fragile. Les résultats expérimentaux montrent que lorsque le béton présente de meilleures performances, la rupture du goujon devient plus soudaine (An & Cederwall, 1996; Shim et al., 2004). Cet effet est dû à une plus importante mobilisation du cisaillement de l'interface entre le profilé et les goujons, au niveau de la soudure, par le fait que le béton résiste mieux aux efforts de compression. Plus de déformations s'accumulent ainsi dans l'acier, et la rupture est rapide.

Pour les connecteurs en C, en J et autres connecteurs dissymétriques, l'essai *pushout* au sens de l'Eurocode (Comité Européen de Normalisation, 2006) est modifié. La dalle de béton est placée au centre, et les aciers sont situés de part et d'autre (Liew & Sohel, 2009; Yousefi & Ghalehnovi, 2017).

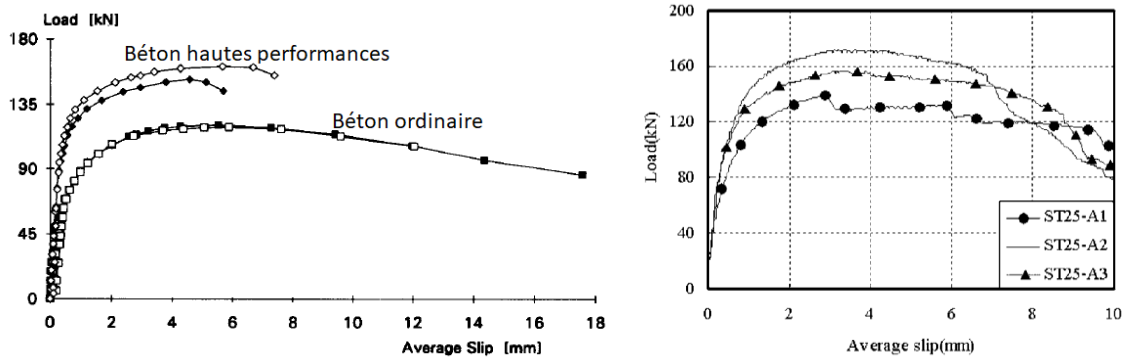


Figure I-8 : Courbes effort-glissement typiques dans un essai pushout (An & Cederwall, 1996; Shim et al., 2004)

En 1971, une revue des essais de poussée de connecteurs avec béton normal et béton léger est publiée (Ollgaard et al., 1971). Dans cette étude, les auteurs font une analyse des contributions des paramètres des essais à partir d'essais de la littérature, et formulent un modèle exponentiel permettant de prédire la courbe effort-glissement. Celui-ci est écrit en équation 1. Il fait intervenir la charge reprise par un connecteur P_{Rd} et le glissement δ (en pouces). Initialement, l'expression de P_{Rd} ne fait intervenir que la charge reprise par le béton, mais les développements modernes l'expriment par le minimum entre la résistance du béton et celle de l'acier, comme à l'équation 2.

$$P(\delta) = P_{Rd}(1 - \exp(-18\delta))^{\frac{2}{5}} \quad 1$$

$$P_{Rd} = \min(P_{Rd,c}, P_{Rd,s}) \quad 2$$

La résistance du béton $P_{Rd,c}$ à l'action du goujon est identifiée par un modèle à puissance selon l'équation 3 (Ollgaard et al., 1971).

$$P_{Rd,c} = 1{,}106 A_s f_c^{0,3} E_c^{0,44} \quad 3$$

Où E_c désigne le module d'élasticité du béton (en ksi) et f_c sa résistance en compression (en ksi). Pour l'identification de $P_{Rd,c}$, la quantité $f_c^{0,5} E_c^{0,5}$ est comprise entre 90 et 170 ksi, ce qui correspond à un intervalle de résistance en compression $f_c \in [15,\ 41]$ MPa, si la relation de l'Eurocode 2 entre le module de Young et la résistance en compression est utilisée (Comité Européen de Normalisation, 2005).

Cette loi est ensuite simplifiée en arrondissant les exposants à 0,5, malgré la perte de précision (1,7%) qui sera jugée acceptable (Ollgaard et al., 1971), ce qui fait apparaître une racine carrée. Ainsi, la charge maximale que le béton peut reprendre est approximativement proportionnelle à $\sqrt{f_c E_c}$. L'équation finale est donnée en équation 4.

$$P_{Rd,c} = 0{,}5\ A_s \sqrt{f_c E_c} \quad 4$$

Pour référence, l'Eurocode 4 (Comité Européen de Normalisation, 2006) et l'AISC 360-16 (AISC, 2016) reprennent une formule sensiblement équivalente à celle de l'équation 4, issue des travaux de (Ollgaard et al., 1971). Pour l'AISC 360-16, la formule I8-1 est identique, mais l'Eurocode 4 est plus strict, car le coefficient est plus faible, et prend en compte la perte de ductilité des goujons courts. Même dans le cas général où la longueur du goujon excède cinq fois son diamètre, le coefficient de l'Eurocode 4 est $0{,}29 \times 4/\pi = 0{,}37$ au lieu de 0,5 (Comité Européen de Normalisation, 2006).

La résistance de l'acier est identifiée dans les normes par l'équation 5 (AISC, 2016; Comité Européen de Normalisation, 2006).

$$P_{Rd,s} = a A_{gouj} f_{ug} \quad 5$$

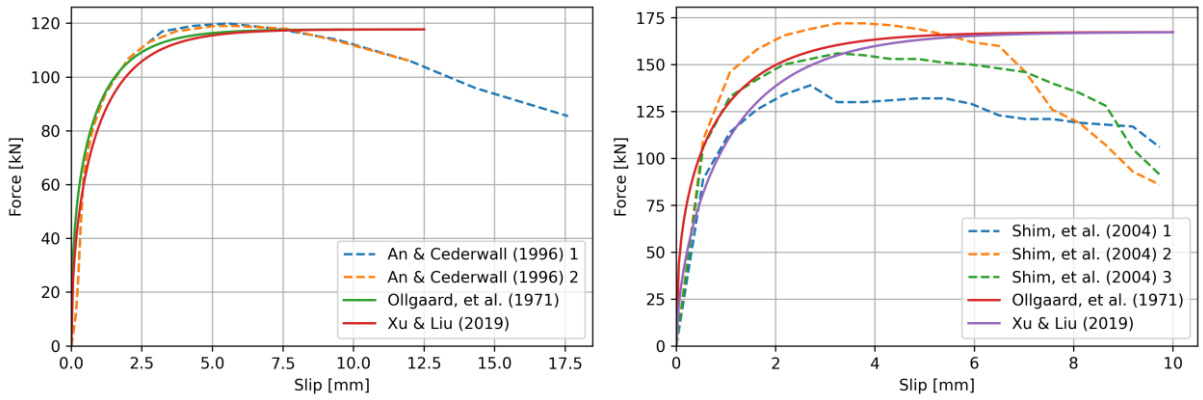
Où a est un coefficient égal à $0{,}8$ dans le cas de l'Eurocode 4 (Comité Européen de Normalisation, 2006), et 1 dans le cas de l'AISC 360-16 (AISC, 2016).

Le modèle exponentiel de l'essai *pushout* en équation 1 a été modifié en ajoutant une estimation de la rigidité initiale (Xu & Liu, 2019). Sa nouvelle expression est donnée en équation 6 et fait intervenir le paramètre γ calculé à l'aide de l'équation 7. Dans ces expressions, E_c est exprimé en en MPa, δ est le glissement en mm, et d_g est le diamètre des goujons en millimètres.

$$P(\delta) = P_{Rd}(1 - \exp(-0{,}648\delta))^{\gamma} \quad (6)$$

$$k_s = \begin{cases} 5 \cdot 10^{-5} \dfrac{E_c^{1,3}}{d_g} P_{Rd} & \text{si } k_s \leq 4{,}5P_{Rd} \\ 4{,}5P_{Rd} & \text{sinon} \end{cases} \quad (7)$$

$$\gamma = -0{,}475 \ln\left(\frac{0{,}2k_s}{P_{Rd}}\right)$$



(a) (b)

Figure I-9 : Comparaison des lois de (Ollgaard et al., 1971) et *(Xu & Liu, 2019) avec les essais expérimentaux de (a) (An & Cederwall, 1996) et (b) (Shim et al., 2004)*

Les deux lois issues de (Ollgaard et al., 1971; Xu & Liu, 2019) sont comparées en Figure I-9 avec les essais expérimentaux de (An & Cederwall, 1996) et (Shim et al., 2004). Dans les deux cas, les lois empiriques et les essais sont en bonne concomitance. La pente initiale de la loi issue d'Ollgaard n'est pas ajustée par rapport aux paramètres matériaux et est donc surestimée pour les deux essais. Pour celle de Xu & Liu, la loi est légèrement plus souple, ce qui permet de mieux reproduire la rigidité initiale expérimentale.

(2) Études numériques

Pour simuler les résultats expérimentaux, de nombreuses propositions de modélisations par éléments finis ont été faites. Dans (Nguyen & Kim, 2009), des essais pushout ont été reproduits avec un modèle construit sur Abaqus (Dassault Systèmes, 2006), avec une modélisation explicite de l'interaction entre le goujon et le béton. Le modèle de béton est le *Concrete Damage Plasticity* (CDP). Les armatures y sont parfaitement plastiques, et l'acier des goujons a un comportement plastique bilinéaire. Une zone cohésive est ajoutée entre le profilé et les goujons pour prendre en compte la plasticité en cisaillement. La rupture du goujon est gérée en ajoutant un endommagement calculé avec la déformation plastique cumulée au modèle élasto-plastique des aciers.

La Figure I-10 présente une comparaison des courbes force-glissement expérimentales et numériques. Les résultats correspondent, mais les auteurs mentionnent que certains paramètres numériques ont été calés pour coïncider avec les expériences, ce qui rend la démarche de simulation peu prédictive.

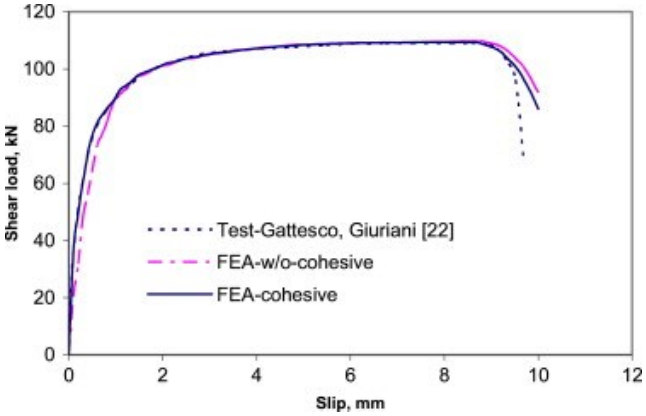


Figure I-10 : Comparaison des résultats numériques obtenus par (Nguyen & Kim, 2009) par rapport aux résultats expérimentaux de (Gattesco & Giuriani, 1996)

(J.-B. Yan, 2015) tente de caractériser la réponse des connecteurs en J à partir des essais expérimentaux de (J. Yan et al., 2014). Les hypothèses de simulation sont similaires à celles des études précédentes (modèle CDP pour le béton, écrouissage isotrope-cinématique pour l'acier). Le traitement de l'interaction béton-acier est effectué en utilisant des relations de non-pénétration dans le sens normal aux plans de contact, et de frottement dans le sens tangentiel, avec un coefficient de 0,4. Pour simplifier le travail de maillage des connecteurs en J, ceux-ci sont modélisés par deux barres droites, et leur interaction est représentée par un élément ressort non linéaire, dont la loi est identifiée par un test de traction sans béton. La Figure I-11 donne un exemple de la modélisation des connecteurs.

Les résultats obtenus par (J.-B. Yan, 2015) sont affichés en Figure I-12. L'adéquation entre les comportements expérimentaux observés et les comportements obtenus par éléments finis est bonne pour la majorité des échantillons testés, comme observé pour la courbe PN1 (Figure I-12 (a). Cependant, certains modes de défaillance ne sont pas retrouvés. C'est par exemple le cas de l'échantillon PU2 où la défaillance expérimentale se fait par fendage du béton, les connecteurs séparent le volume de béton en deux, alors que la simulation reproduit une défaillance du connecteur en cisaillement.

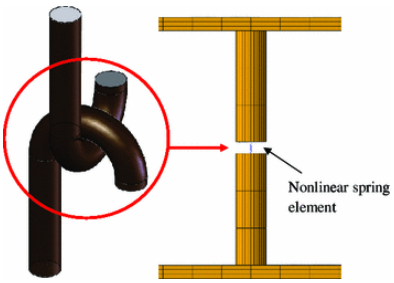


Figure I-11 : Modélisation du connecteur en J chez (J.-B. Yan, 2015)

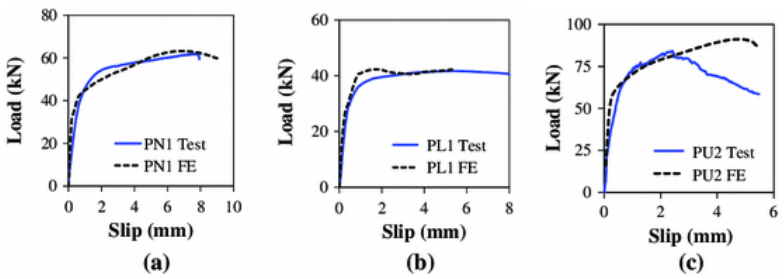


Figure I-12 : Résultats numériques de (J.-B. Yan, 2015) sur quelques exemples de pushout

Pour aider au développement d'une simulation de poutres SCS avec une connexion goujonnée (Calixte, 2021), les résultats expérimentaux de (Shim et al., 2004) ont été reproduits avec le logiciel Cast3M (CEA, 2024). La méthode employée reprend ce qui a été appliqué dans (Nguyen & Kim, 2009) avec une zone cohésive en cisaillement au niveau de la soudure des goujons. Le modèle de béton utilisé est le modèle de Mazars (Mazars, 1986) modifié pour la régularisation en traction. La Figure I-13 compare les courbes effort-glissement obtenues avec les essais expérimentaux.

Le modèle de Mazars, comme la plupart des modèles à endommagement, pose des problèmes de localisation de l'endommagement et de rupture à énergie nulle pour les éléments raffinés. Une régularisation en traction est introduite avec une loi d'endommagement inspirée de la loi de traction

(Feenstra & De Borst, 1996a). Pour la loi de compression, le problème est contourné en introduisant une dépendance des paramètres liés à la compression à la taille des éléments (Calixte, 2021; Calixte et al., 2023). Un bon recalage permet de faire dépendre le comportement post-pic à la taille des éléments, au prix de la dépendance d'une partie du comportement pré-pic à la taille des éléments.

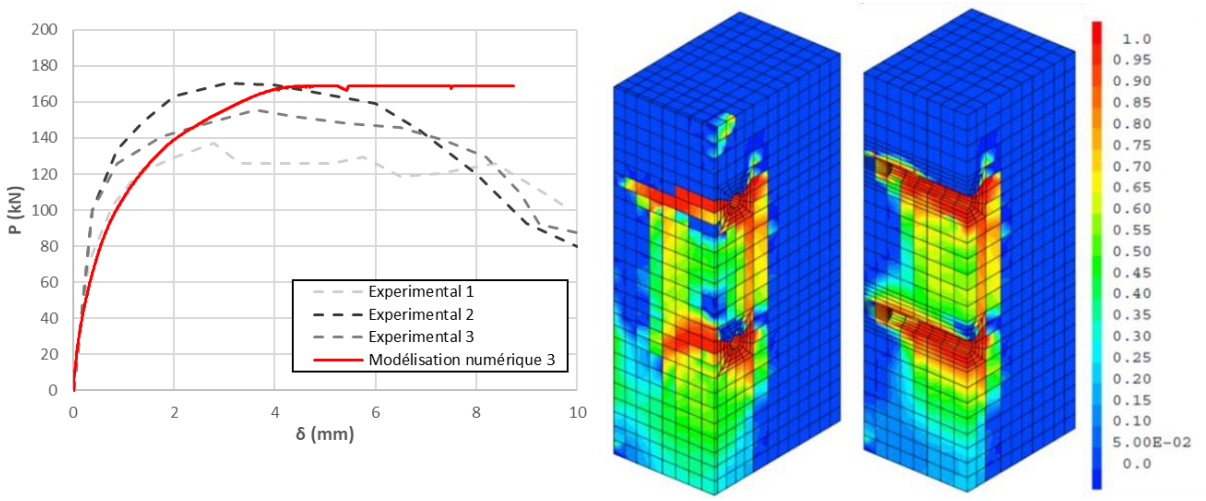


Figure I-13 : Résultats effort-glissement obtenus dans (Calixte, 2021), et figures d'endommagement (maillage entier et coupe au milieu des goujons)

Une simulation des connecteurs de type « corrugated-strip » de (Yousefi & Ghalehnovi, 2017) a été proposée dans (Yousefi & Ghalehnovi, 2018). La modélisation du béton repose sur le modèle CDP développé dans Abaqus. L'acier est modélisé avec un modèle élasto-plastique à écrouissage mixte cinématique et isotrope. Aucun traitement spécial n'a été effectué pour représenter la soudure, car la défaillance recherchée apparaît dans le béton. Les contacts entre béton et acier sont modélisés par des conditions de non-pénétration dans la direction normale au plan du contact. De même que pour (J. Yan et al., 2014), une friction dans les directions tangentielles est considérée, mais avec un coefficient de friction égal à 0,2. Des résultats d'effort-glissement sont disponibles en Figure I-14.

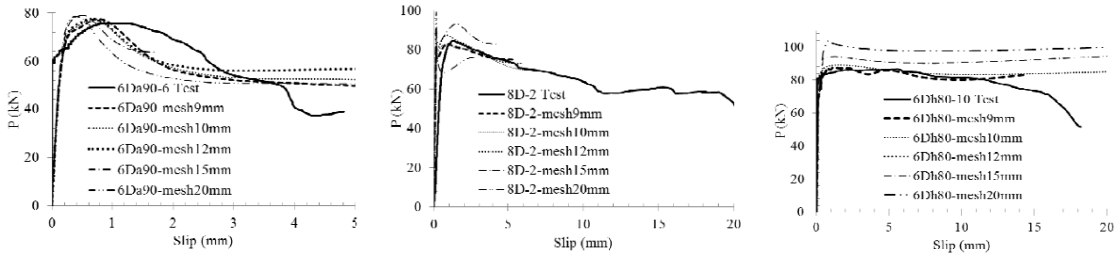


Figure I-14 : Coubes effort-glissement obtenues par (Yousefi & Ghalehnovi, 2018), pour plusieurs géométries et plusieurs raffinements de maillage

Les courbes affichées en Figure I-14 présentent une dépendance au maillage. Sur la dépendance au maillage, les auteurs font le commentaire que certains éléments sont fortement déformés avec les maillages grossiers, ce qui mène à des différences entre les résultats expérimentaux et les résultats numériques. Les autres différences entre les simulations et les essais sont attribuées à une augmentation non maîtrisée de l'énergie cinétique pendant la plastification des aciers, ainsi qu'à une mauvaise représentation des hétérogénéités du béton. Enfin, les auteurs notent que la modélisation de la soudure est simpliste, ce qui peut avoir des effets sur la distribution finale.

b) *Des essais sur poutre*

(1) Système Bi-steel (TM Corus)

Dans les études fondatrices (H. Bowerman & Pryer, 1998; Tomlinson et al., 1990), les structures SCS sont principalement testées en flexion. Cet essai permet de solliciter la poutre SCS selon presque tous ses modes de fonctionnement, à l'exception du cisaillement dans le plan :

- cisaillement des connecteurs ;
- cisaillement hors-plan ;
- mise en tension/compression des plaques.

Pour le développement d'un guide de conception du Bi-Steel® (Wright et al., 1991a), des études expérimentales ont été menées (Oduyemi & Wright, 1989; Wright et al., 1991b). Ces études ont concerné des échantillons soumis à un chargement de pushout, ainsi que des poutres soumises à une flexion 4-points. Dans les premières études, la connexion était réalisée en utilisant à la fois des goujons courts et des goujons longs en chevauchement. La campagne expérimentale concerne 18 poutres, avec des arrangements différents de goujons, et d'épaisseurs de plaques.

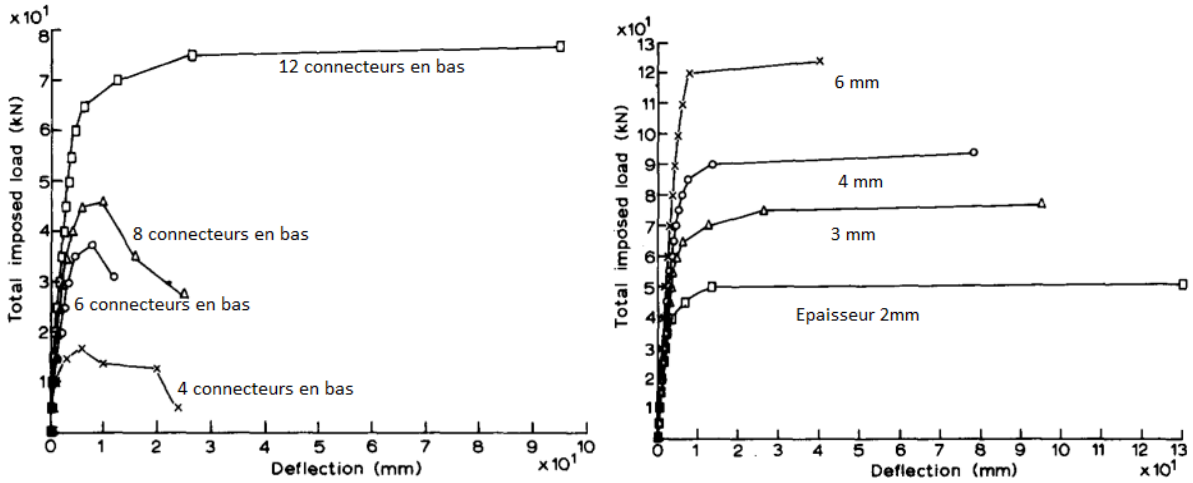


Figure I-15 : Résultats expérimentaux obtenus par (Oduyemi & Wright, 1989) en variant la connexion (à gauche) et en variant la quantité d'aciers en traction

Des courbes effort-flèche typiques obtenues dans (Oduyemi & Wright, 1989) sont affichées en Figure I-15. Les résultats de droite montrent la défaillance ductile due à l'atteinte de la limite de plasticité en traction de la plaque inférieure. Plus la plaque est épaisse (en gardant une connexion adéquate), plus la capacité portante est importante. Lorsque le mode de rupture provient de la rupture en cisaillement des connecteurs, indicateur d'une connexion trop faible, le mode de rupture devient fragile.

Dans (Wright et al., 1991a), les résultats précédents sont extrapolés pour fournir les premières consignes de conception des poutres SCS. Après la publication de nouvelles recommandations pour la construction en Bi-Steel® (H. G. Bowerman et al., 1999), des études expérimentales et numériques sont mises en œuvre dans le cadre de la thèse de N. Foundoukos (Foundoukos, 2005). Son étude expérimentale concerne 18 poutres SCS avec uniquement des connecteurs traversants, sous chargement de flexion 3 points. Les plaques de compression avaient une épaisseur de 10 ou 12 mm pour éviter leur flambement. Les configurations testées visent à reproduire tous les modes de défaillance qui peuvent être rencontrés dans le SCS, sauf le flambement des plaques :

- atteinte du plateau plastique dans les plaques tendues ;
- rupture par cisaillement des connecteurs ;
- rupture en traction dans les connecteurs ;
- rupture en cisaillement dans le béton.

Concernant la défaillance par plastification des plaques tendues, les fortes déformations supportées par la plaque tendue mènent à la rupture en cisaillement des connecteurs. De la même manière, il est montré que la ruine de la poutre arrive préférentiellement par l'interaction de plusieurs modes de rupture simultanés. Lorsqu'un composant est en défaillance, les efforts sont redistribués vers d'autres membres de la structure. Ceux-ci reprennent les efforts supplémentaires selon un mode pour lequel ils ne sont pas conçus, ce qui mène à leur défaillance (Xie et al., 2007).

Ainsi, pour que le SCS soit ductile, il doit être conçu de manière à assurer la plastification de la plaque tendue en flexion (Xie et al., 2007). Il est alors recommandé de dimensionner la poutre de sorte que le chargement nécessaire pour atteindre la plastification des plaques d'acier soit au plus égal aux deux tiers du chargement aboutissant à la rupture de tout autre élément structurel.

Côté numérique, une modélisation aux éléments finis en 2D a été proposée pour le système Bi-Steel dans (Tomlinson et al., 1990). La simulation est faite à partir d'un maillage de quadrilatères quadratiques pour le béton. Les plaques sont modélisées par des éléments linéiques reliés au béton par des éléments d'accroche qui représentent les goujons. Le système de connexion étant des goujons longs superposés, il peut y avoir des treillis d'armature dans la poutre, qui sont modélisés par des éléments 1D accrochés au volume de béton. La conclusion de l'étude numérique est que les simulations sont correctes par rapport aux résultats expérimentaux. Une cartographie des fissures dans un élément SCS est disponible en Figure I-16.

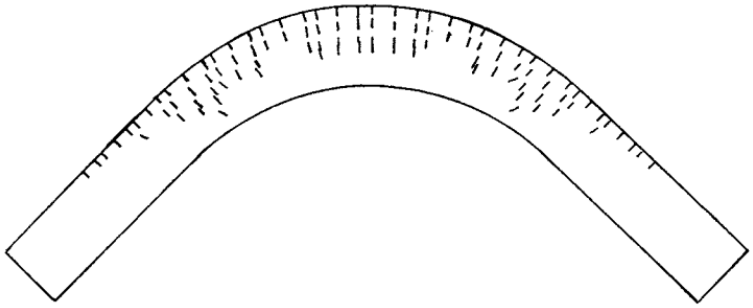


Figure I-16 : Distribution de fissures présentée dans (Tomlinson et al., 1990)

De même, la thèse de N. Foundoukos propose une modélisation 2D d'un panneau Bi-Steel (Foundoukos, 2005). A cause de la modélisation en deux dimensions, il y est noté que la géométrie des connecteurs n'est pas bien représentée. Le modèle de contact unilatéral (non pénétration) a été retenu pour simuler l'interaction acier-béton, car celui-ci permet de modéliser le frottement. Le solveur explicite d'Abaqus (Dassault Systèmes, 2001) est choisi pour améliorer la convergence, et le modèle de béton est le modèle fragile « brittle cracking material ». Les résultats obtenus sont cohérents avec les résultats expérimentaux, sauf pour les déformations dans les plaques.

(2) Connexion mixte tirants-goujons

(a) Etudes expérimentales

En dehors du système Bi-Steel®, de nombreuses études expérimentales et numériques ont été publiées pour caractériser le comportement des structures SCS sur le cas expérimental d'une poutre soumise à un chargement de flexion.

22 poutres de géométries, matériaux et connecteurs différents sont testées dans (J.-B. Yan, Liew, et al., 2015). Parmi les connecteurs testés, on retrouve les connecteurs en J, en angle, à double goujons et en U câblés. Les matériaux proposés comprennent un béton ordinaire, des bétons légers et des bétons fibrés à hautes performances. Les géométries utilisées font varier l'épaisseur des plaques, la longueur de flexion, et l'espacement entre les connecteurs.

Quatre types de défaillances sont constatées dans (J.-B. Yan, Liew, et al., 2015). La première concerne la rupture des connecteurs en tension-cisaillement avec séparation du béton et de l'acier. Elle survient majoritairement sur les connecteurs qui possèdent une mauvaise résistance à l'arrachement : les connecteurs en angle (Figure I-17 (a)) et en U câblés (voir Figure I-17 (b)), dont le câble peut rompre. Le comportement effort flèche associé à ce mode de rupture est fragile. La deuxième défaillance provient de la rupture ductile des connecteurs en cisaillement, et est illustré en Figure I-17 (c). Les deux derniers modes de défaillance illustrés en Figure I-17 (d) et (e) sont associés au béton, respectivement par propagation de fissures en cisaillement et en flexion.

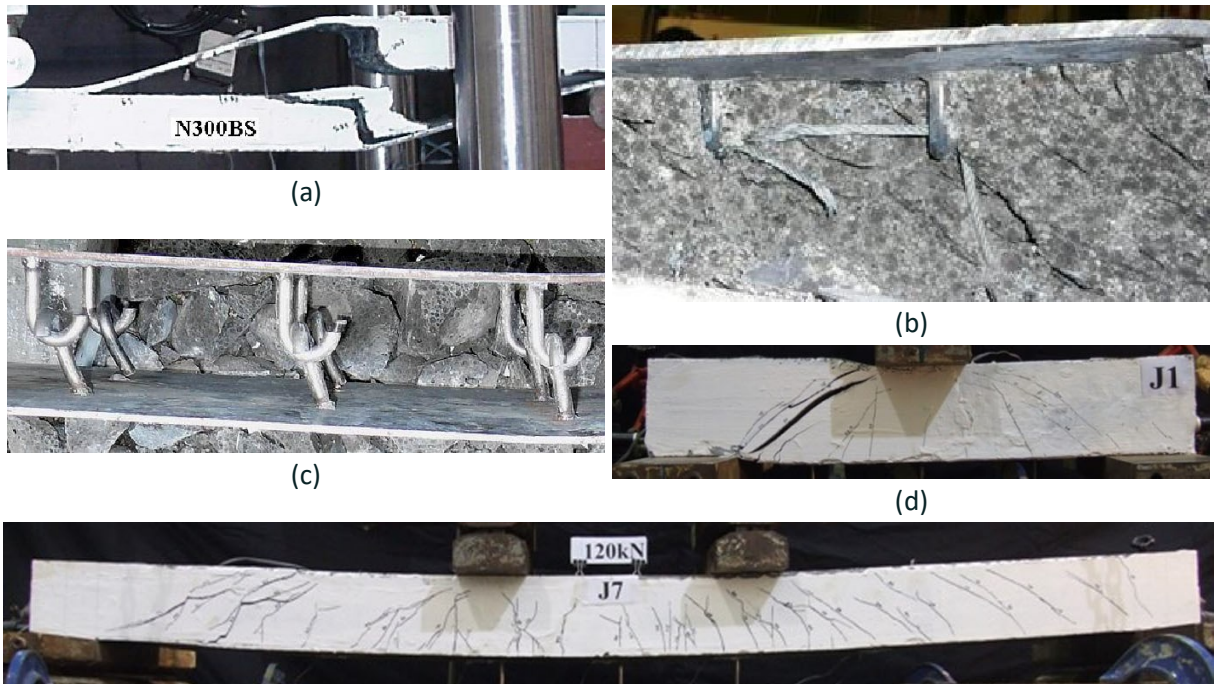


Figure I-17 : Modes de rupture identifiés dans (J.-B. Yan, Liew, et al., 2015), (a) en arrachement des connecteurs C, (b) en rupture des câbles, (c) en rupture par cisaillement, (d) en rupture par effort tranchant dans le béton, et (e) en rupture par flexion

Ainsi, pour obtenir un bon comportement d'une poutre SCS, il est nécessaire d'avoir une résistance suffisante des connecteurs à l'arrachement, ce qui élimine les connecteurs câblés et les connecteurs en angle (J.-B. Yan, Richard Liew, et al., 2015). La résistance du béton joue aussi un rôle dans les performances de la poutre, parce que le béton résiste mieux aux efforts de traction et de cisaillement, notamment lorsque des fibres y sont incluses.

Pour le nucléaire, les équipes sous la direction d'Amit H. Varma cherchent à comprendre la capacité en cisaillement de poutres SCS sans renforcement transversal (Sener et al., 2016). Dans le SCS, les tirants jouent le même rôle que les cadres d'armature du béton armé pour la reprise des efforts tranchants, mais les auteurs expliquent que certaines structures peuvent avoir des sections où les tirants sont trop espacés. Ainsi, les tirants ne participent pas toujours à la reprise de l'effort tranchant, car il peut exister des diagonales à 45° qui n'ont pas d'intersection avec un tirant.

Quatre poutres SCS sans tirants et de tailles diverses sont testées (Sener et al., 2016). Une poutre supplémentaire avec un degré de connexion plus faible (droite de la Figure I-18) est testée pour comprendre l'influence du degré d'action composite sur le comportement final. En ce qui concerne les distributions de fissures (Figure I-18), les spécimens à action composite complète partagent le même mode de défaillance : une fissure part de la fissure d'effort tranchant vers la zone au-dessus des

goujons, et arrache le béton autour des goujons. Cette défaillance rappelle la Figure I-6 (d). Pour la poutre avec action composite partielle, la rupture est atteinte par cisaillement des goujons.

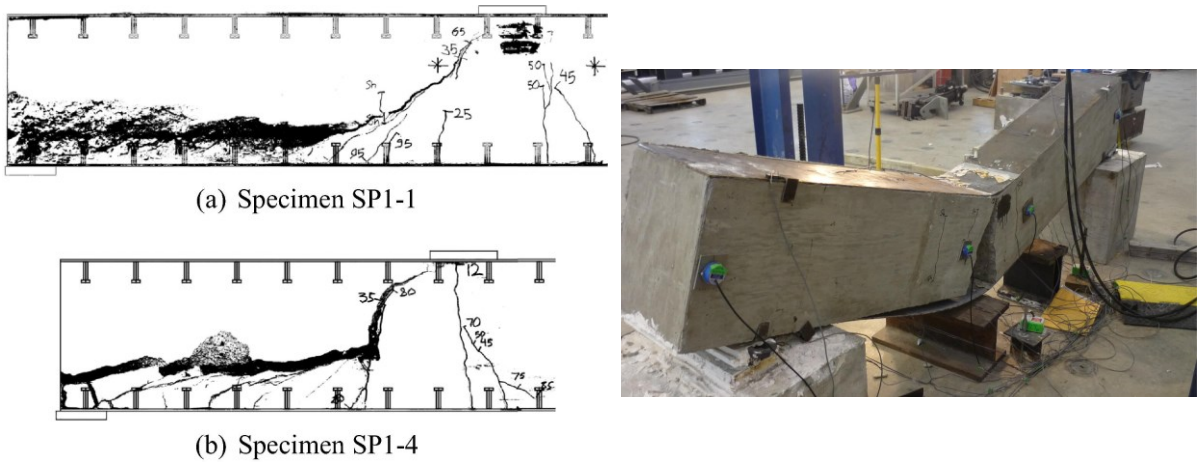


Figure I-18 : Chemins de fissuration obtenus par (Sener et al., 2016) sur deux poutres de longueur différente avec action composite complète (à droite) et avec action composite partielle (à gauche)

(b) Etudes numériques

Une simulation des poutres SCS de (Sener et al., 2016) est proposée dans la même étude. Les poutres sont reproduites en trois dimensions, avec une représentation implicite des goujons. Le modèle de béton retenu dans cette étude est le modèle « *Brittle cracking model* » d'Abaqus, car le modèle CDP n'a pas mené à une bonne représentation des bielles de compression. Les plaques d'acier sont modélisées par des éléments coques à intégration réduite pour éviter le phénomène de verrouillage en cisaillement, avec une loi à écrouissage cinématique. Enfin, comme indiqué dans (Zhang et al., 2014), les connecteurs sont représentés par des éléments 1D accrochés au béton. La représentation du comportement non linéaire de la connexion est gérée par un élément 0D calé sur la loi d'Ollgaard (Ollgaard et al., 1971), qui relie les éléments poutre avec la plaque d'acier.

Les résultats numériques obtenus par (Sener et al., 2016) sont affichés en Figure I-19. On constate une bonne correspondance avec les résultats expérimentaux, sauf pour le modèle CDP à endommagement isotrope (courbe magenta en Figure I-19 (a)) qui ne reproduit pas correctement les bielles de compression.

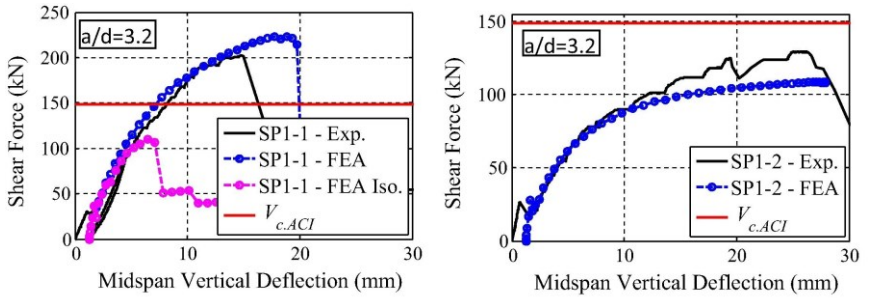


Figure I-19 : Comparaison des résultats expérimentaux et numériques obtenus par (Sener et al., 2016)

Les poutres SP1-1 et SP1-2 ont été modélisées dans (Calixte, 2021; Calixte et al., 2022), où tous les organes de la poutre sont maillés en 3D. Des conditions de non-pénétration sans friction sont mises en place dans la simulation pour représenter le contact entre l'acier et le béton. La tête des goujons n'est pas représentée explicitement dans le maillage, mais une adhérence entre le béton et le goujon est considérée au bout du goujon. Comme dans (Nguyen & Kim, 2009) et comme pour ses essais de

cisaillement de connecteur, une surface cohésive plastique est placée entre les goujons et les plaques d'acier.

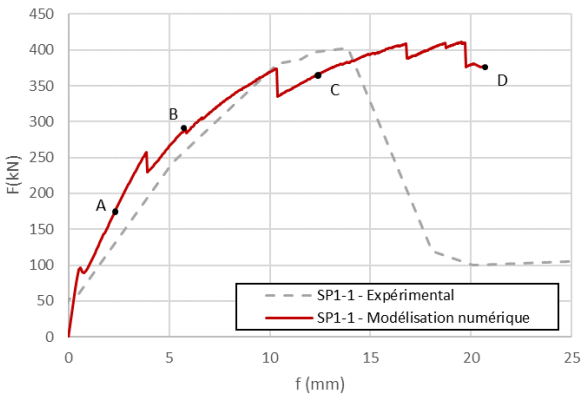


Figure I-20 : Comparaison de la réponse numérique dans (Calixte, 2021) avec la poutre SP1-1 de (Sener et al., 2016)

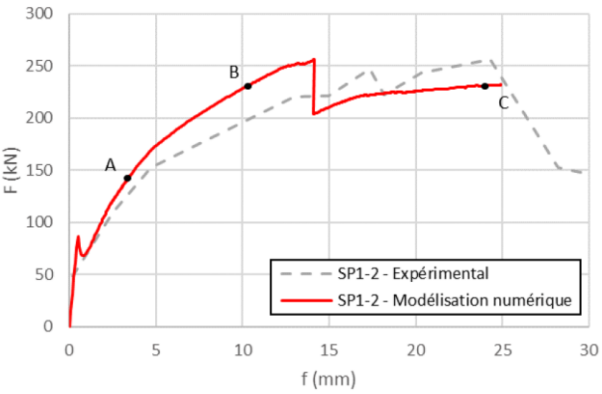


Figure I-21 : Comparaison de la réponse numérique dans (Calixte, 2021) avec la poutre SP1-2 de (Sener et al., 2016)

Comme pour son étude sur le *pushout* (Calixte, 2021), le modèle de béton utilisé est le modèle de Mazars (Mazars, 1986) modifié pour la régularisation de la loi de traction, avec calibration des paramètres A_c et B_c pour approcher l'énergie de fissuration en compression. Les résultats effort-flèche sont comparés avec les résultantes expérimentales en Figure I-20 et Figure I-21. Pour les deux poutres, les résultats jusqu'à la rupture expérimentale sont en bonne adéquation. Cependant, pour le cas de la poutre SP1-1, malgré l'adoucissement dans le modèle de béton, il n'y a pas de rupture due au cisaillement du bloc de béton autour des goujons. Dans le cas de la poutre SP1-2, la rupture expérimentale provient de celle des goujons en cisaillement. Le modèle de la soudure est une plasticité en cisaillement sans endommagement, donc le modèle considéré ne peut pas reproduire cette rupture.

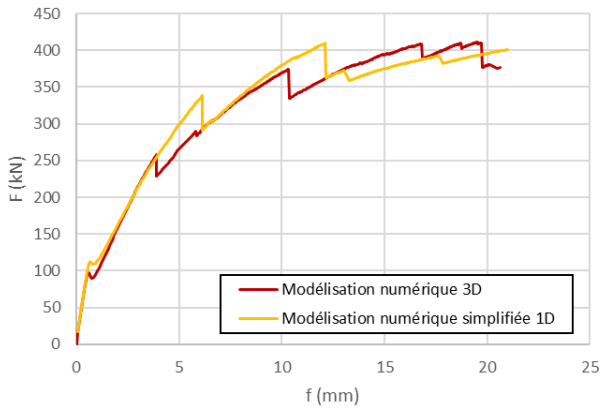


Figure I-22 : Comparaison des courbes effort-flèche obtenues avec la modélisation numérique 3D et la modélisation numérique 1D utilisant la loi de (Ollgaard et al., 1971)

Dans une seconde partie de sa thèse, un changement de modèle est effectué pour exploiter la même technique que (Sener et al., 2016; Zhang et al., 2014) et baisser le coût numérique de simulation : les goujons sont représentés par des éléments 1D poutre, avec une loi d'Ollgaard à la soudure (Ollgaard et al., 1971). La Figure I-22 démontre l'efficacité et la représentativité de cette méthode comparée à la méthode tridimensionnelle, car les résultats effort-flèche sont sensiblement identiques.

c) Des essais sur dalle sous impact ou chargement concentré

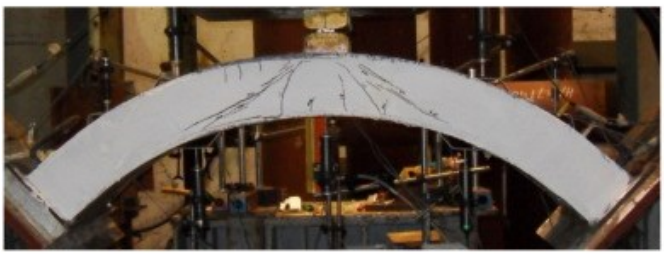
Parmi les essais sur dalles SCS, les essais publiés par Yan et Liew sont emblématiques des essais sur dalle (Sohel & Liew, 2014; J.-B. Yan, Wang, et al., 2016; J.-B. Yan & Liew, 2016). L'étude de (J.-B. Yan,

Richard Liew, et al., 2015) sur des dalles courbes évalue la pertinence des SCS pour la construction de plateformes offshores, en cherchant quel mode de rupture est retrouvé avec du béton léger sous chargement concentré, représentatif de l'action de la banquise en cas de choc avec une plateforme offshore. Les dalles ont une connexion par goujons doubles superposés. La masse volumique du béton vaut 1 400 kg/m^3, et sa résistance en compression se situe entre 30 et 60 MPa, selon l'échantillon.

Avec la géométrie utilisée (poutres courbes), il est montré que la résistance du béton a une forte influence sur la capacité à résister au chargement. Une répartition typique des fissures due au poinçonnement sur la poutre est illustrée en Figure I-23. Une autre conclusion est que l'espacement des connecteurs joue aussi un rôle pour la reprise de l'effort tranchant, car les goujons recousent les fissures d'effort tranchant.



(a) Beam BS1



(b) Beam BS2

Figure I-23 : Illustration des fissures obtenue avec une dalle courbe, par (J.-B. Yan, Richard Liew, et al., 2015)

Après la qualification des poutres à connecteur en J (*J-hooked connector*) dans (Liew & Sohel, 2009; J.-B. Yan, Liew, et al., 2015), des études similaires sont menées dans (J.-B. Yan, Liu, et al., 2016) en remplaçant les connecteurs goujons superposés par des paires de connecteurs en J. Pour reproduire les conditions de l'océan Arctique, les poutres sont refroidies à -80°C. Les performances sont légèrement supérieures en matière de ductilité et de capacité portante par rapport aux dalles à goujon superposés (J.-B. Yan, Richard Liew, et al., 2015). Ces améliorations sont attribuées à l'interaction plus rigide entre les connecteurs en J qu'entre deux goujons superposés.

Une simulation des dalles SCS courbes à goujons superposés de (Shukry & Goode, 1990) est proposée dans (Huang & Liew, 2015). Cette étude critique l'usage d'éléments poutres pour modéliser les goujons, comme réalisé dans (Kalfas et al., 1997) et (Lam & El-Lobody, 2005). Les auteurs reconnaissent les avantages par rapport au coût d'une modélisation 3D (Sener et al., 2016), mais la complexité de l'interaction entre le béton et les goujons est ignorée.

Ainsi, de la même manière que pour (J. Yan et al., 2014) sur les essais de cisaillement de connecteurs en J, l'interaction d'une paire de goujons est modélisée par deux goujons alignés, simplifiés en retirant la tête, et reliés par un ressort non linéaire au niveau de leur extrémité. La rigidité de celui-ci est estimée *via* un test d'arrachement réalisé sur une paire de connecteurs (J.-B. Yan, 2012). Les parties en béton et en acier sont reliées par des conditions de non-pénétration couplées à un frottement paramétré par un coefficient $\mu = 0{,}4$. Des courbes effort-flèche sont illustrées en Figure I-24. Les résultats numériques (noir) correspondent de manière satisfaisante avec les résultats expérimentaux

(rouge) jusqu'aux pics, avec une erreur d'au plus 10% sur les efforts maximaux et une bonne représentation des modes de rupture. Cependant, le comportement post-pic des simulations est généralement assez peu en adéquation, car la fragilité est parfois surestimée, ou alors des efforts résiduels existent dans la réponse post-pic.

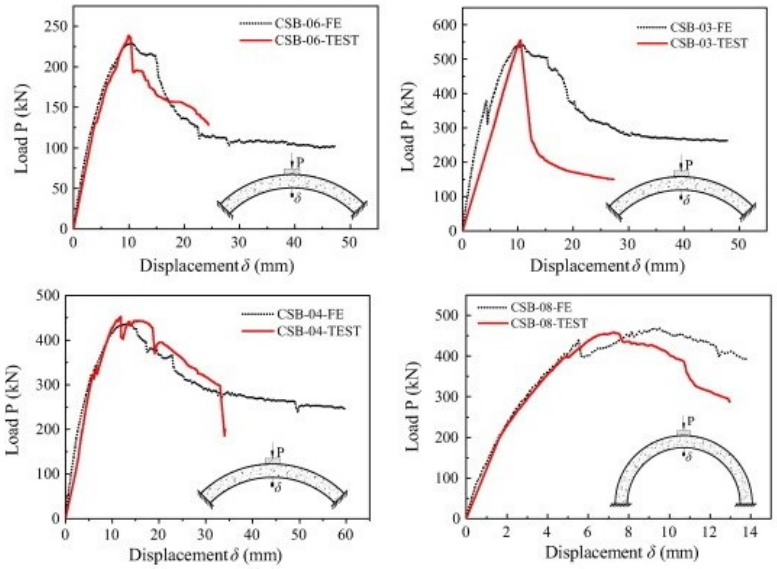


Figure I-24 : Comparaison des courbes effort-flèche numériques et expérimentales obtenues par (Huang & Liew, 2015)

Les simulations précédentes ont ensuite été développées dans (J.-B. Yan, 2015), en utilisant des connecteurs J-hook à la place des paires de connecteurs superposés. A nouveau, la géométrie complexe est remplacée par deux connecteurs sans tête alignés, reliés par un ressort non linéaire identifié avec un essai de traction réalisé sur une paire de connecteurs sans béton. Des améliorations sont constatées sur la correspondance entre les simulations et les résultats expérimentaux. Des erreurs subsistent et sont attribuées à une mauvaise identification de certains paramètres concernant le béton, comme l'énergie de fissuration.

d) Des essais sur mur SCS

Une revue des essais réalisés sur des murs SCS note que le SCS présente de nombreux avantages concernant les performances de la structure (Mo et al., 2021). La liaison entre le béton et les plaques d'acier permet un fonctionnement composite, qui améliore le comportement par rapport à celui de ces éléments pris indépendamment (Anwar Hossain & Wright, 2004b, 2004a).

Les nombreux essais expérimentaux montrent que la structure fait preuve d'une ductilité et de capacités portantes excellentes, que ce soit en cisaillement dans le plan, en compression, ou pour un chargement mêlant les deux (Akiyama et al., 1991; Clubley et al., 2003; Nie et al., 2013; Ozaki et al., 2004; Usami et al., 1995).

Pour des chargements monotones en cisaillement, les essais expérimentaux (Ji et al., 2013; Link & Elwi, 1995) permettent d'identifier quatre étapes dans le processus de rupture :

- propagation de fissures en tension ;
- début de la plastification des plaques ;
- atteinte du pic de résistance ;
- défaillance du béton en compression et arrachement des plaques d'acier.

D'autres essais en dynamique montrent que les modes de défaillance sont équivalents lorsque le sens du cisaillement est alterné, comme pour un chargement sismique. Si la capacité de la structure en cisaillement dans le plan diminue en chargement dynamique, elle reste tout de même excellente et

est d'autant plus importante que les plaques sont de forte épaisseur (Choi et al., 2014). Cependant, il est identifié que lorsque l'épaisseur des plaques augmente, l'action composite devient plus faible et est dominée par le comportement de l'acier. En outre, la dissipation d'énergie est importante grâce à la ductilité introduite par l'emploi des connecteurs, lorsqu'il y a bonne action composite entre les membres.

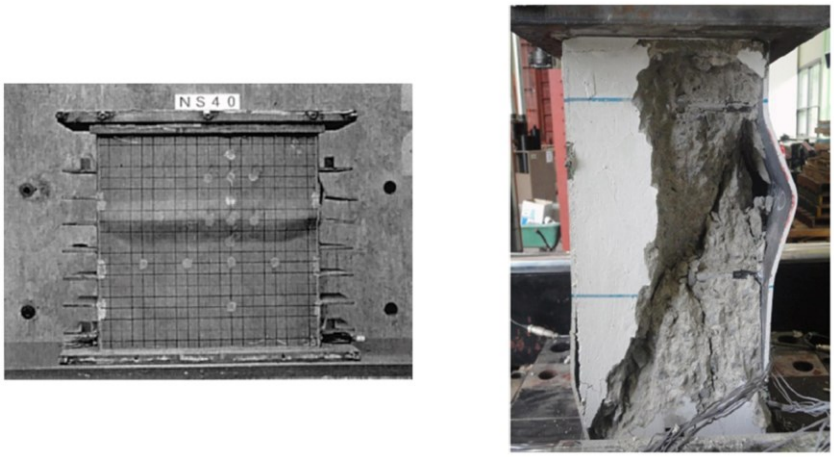


Figure I-25 : Mode de flambement des plaques obtenu par (Takeuchi et al., 1998) et (Choi et al., 2014)

Les murs SCS sont principalement connus pour leurs performances en flexion, notamment pendant la reprise des efforts latéraux dus au vent (Sener et al., 2015; Seo et al., 2016). Leur forte rigidité fait qu'ils sont peu sujets au flambement global de la structure. Les plaques d'acier sont cependant sensibles au flambement local en compression, entre les connecteurs (voir Figure I-25), ou au voilement en cisaillement (Akiyama et al., 1991). Ainsi, il est recommandé de limiter le rapport entre l'espacement entre connecteurs et l'épaisseur de plaques (Akiyama et al., 1991). La valeur maximale de ce rapport fait intervenir la formule du flambement critique d'Euler, le module de rigidité de l'acier E_s et sa contrainte de plastification f_y, mais le coefficient de proportionnalité fait encore débat (Yang et al., 2016; Zhang et al., 2020).

e) Conclusion sur les études mécaniques sans défauts

Cette partie a abordé les études qui ont été réalisées pour caractériser le comportement mécanique des structures SCS. Celles-ci permettent de tester le comportement à plusieurs échelles :

- l'interaction connecteur-béton (essai de cisaillement de connecteur) ;
- les effets structurels sous chargement de flexion, sur poutre ou sur dalle ;
- les effets structurels sous chargement de cisaillement dans le plan.

Les modes de défaillance des SCS ont pu être identifiés à partir des essais qui ont été réalisés :

- défaillance du béton en cisaillement (dans le plan, hors-plan) ;
- défaillance des connecteurs ;
- défaillance par instabilité locale des plaques (flambement en flexion, voilement en cisaillement) ;
- défaillance par poinçonnement.

Parallèlement aux essais, la communauté scientifique a cherché à développer des stratégies de simulation permettant de reproduire les résultats expérimentaux et les modes de rupture. Depuis les années 2000, les avancées de l'informatique ont permis de produire des simulations toujours plus complexes, d'abord en 2D, puis en 3D. Les études numériques sont désormais capables de simuler le comportement des SCS avec un degré de précision important. Les connecteurs ont d'abord été maillés

par des éléments poutre accrochés au béton, puis ils ont été simulés par un maillage 3D avec des conditions de non-pénétration vis-à-vis du béton.

Pour une simulation incluant des défauts de bétonnage, il est évident que la première méthode consistant à utiliser des éléments 1D poutre et un superélément calé sur loi d'Ollgaard (Ollgaard et al., 1971) n'est pas acceptable, car cette modélisation élimine l'interaction connecteur-béton pour la mettre dans le superélément. A la place, il est nécessaire de développer une simulation des goujons en 3D, avec une mécanique de contact. De plus, l'influence de la modélisation de la tête du connecteur est un sujet qui peut être intéressant, notamment en cas de présence de défauts, car celle-ci fournit un ancrage dans le béton. Avant d'y introduire des défauts, il sera nécessaire de valider les simulations qui seront développées pour s'assurer de leur représentativité. Cela passera par une comparaison avec les essais expérimentaux de la littérature scientifique.

2. Réponses de la communauté scientifique à la problématique des défauts

La problématique du défaut de bétonnage dans la structure est rarement traitée dans la littérature. Les premiers travaux reconnaissent que la qualité du béton (principalement son ouvrabilité) et des réservations dans l'acier pour laisser s'échapper l'air sont essentielles pour assurer le bon fonctionnement des SCS (H. Bowerman & Chapman, 2002). Il y est suggéré que de l'eau peut se séparer du béton, et faire apparaître des poches non bétonnées derrière l'acier. Dans les structures modernes, on constate qu'il existe des défauts de délaminage détectables par impact de marteau sur les plaques (R. Liu et al., 2021). La littérature scientifique se concentre principalement sur ceux-ci, en particulier sur leur détection, mais l'évaluation de leurs conséquences mécaniques est rarement traitée, et ce, d'autant plus pour les défauts situés plus profondément dans le béton.

Si la possibilité des défauts est reconnue dès la mise sur le marché du système *Bi-Steel®*, elle n'est que peu traitée dans le cadre des communications de Corus. Certains documents fournis pour la conception du Bi-Steel® font mention que les procédures de mise en place du béton devraient prévenir l'apparition de poches d'air (H. Bowerman & Chapman, 2002). Des contrôles aux ultrasons sont proposés, mais cette démarche concerne principalement la vérification que le béton encore frais a bien atteint un certain niveau lors du coulage, plutôt que de vérifier son intégrité.

Concernant le *Bi-Steel®*, l'usage du béton pompable est recommandé, ainsi que le perçage de trous de faible diamètre (6 mm) dans les plaques (H. Bowerman & Chapman, 2002). La présence de béton frais derrière les plaques est démontrée par un échappement de coulis à travers les trous, qui peuvent alors être rebouchés. Ces points témoignent de l'absence de délaminage entre les plaques et le béton. Cependant, ils ne permettent pas de conclure quant à la qualité du bétonnage derrière la plaque.

La problématique du défaut est principalement traitée depuis que des ouvrages mettent en œuvre le SCS dans des structures de plus grande ampleur, plus propices à la mise en œuvre de techniques de détection dans un contexte réaliste. Parmi les défauts de bétonnage qui sont rencontrés dans les SCS, on retrouve :

- des bulles d'air entraînées dans le béton ;
- des poches de granulats dues à la ségrégation du béton lors du coulage ;
- la perte d'adhérence à l'interface béton-acier (*debonding*).

a) Méthodes de contrôle non destructif

Le Tableau I-2 résume huit grandes familles de méthodes de contrôle non destructif candidates pour une application au SCS. La plupart des méthodes proposées permettent de détecter avec succès des délaminages, parfois d'assez faible taille, car leur détection est celle qui est la plus aisée.

Tableau I-2 : Méthodes de contrôle non destructif disponibles et potentialité d'application aux SCS

Nom de la méthode	Type de défaut recherché et taille	Applicabilité au SCS	Références
Ultrasons	Délaminages Fissures d'ouverture > 1 mm	Possible, mais consomme beaucoup de produit et la mesure est très locale, sauf en utilisant des lasers. Peu efficace pour les fissures	(Fülöp et al., 2022) (Rucka, 2018) (Asanuma et al., 2006)
Radar à pénétration de sol	Délaminages, fissures, eau dans le béton	Impossible, car les plaques d'acier réfléchissent la propagation des ondes radio	(Fülöp et al., 2022)
Impact-écho	Délaminages $d \geq 5$ mm	Possible, mais nécessite du personnel qualifié, ou un algorithme de reconnaissance	(R. Liu et al., 2021)
Dispersion d'ondes de surface	Délaminages	Possible	(Chen, Ren, et al., 2024; Chen, Xue, et al., 2024)
Méthode infrarouge	Délaminages	Possible, mais assez sensible aux perturbations	(Matovu et al., 2016)
Modes de vibration d'une poutre	Retrait de goujons	Testée uniquement sur des poutres mixtes, mais la détection de la zone défectueuse est possible	(Dilena & Morassi, 2003; Morassi & Rocchetto, 2003)
Radiographie aux rayons X	Fissures > 1 mm, délaminages, ségrégation > 10 cm	Possible, mais très lente, et possède une portée limitée	(Fülöp et al., 2022) (Charkas et al., 2023)
Diffusion de neutrons	Délaminages, humidité, vides	Possible mais très lente Capable de mesurer en transmission et réflexion	(Xi & Geng, 2021) (Otake et al., 2017; Seki et al., 2017)

Les défauts situés plus en profondeur sont nécessairement plus compliqués à détecter, car les plaques d'acier bloquent de nombreux signaux qui pourraient être transmis : ultrasons, ondes radio, impacts, infrarouges, … Même pour une radiographie à rayons X, une source de forte puissance est nécessaire pour avoir de bonnes images, et, comme pour la détection par diffusion de neutrons, les mesures sont peu industrialisables car très longues.

b) *Effets mécaniques des défauts de bétonnage à plusieurs échelles*

Dans l'optique de nourrir les options de modélisation des défauts, cette partie abordera les effets mécaniques des défauts de bétonnage à plusieurs échelles. Tout d'abord, l'effet d'un défaut comportement local du béton est exploré à l'aide de tests sur des échantillons à l'échelle du volume élémentaire représentatif. En second lieu, les effets structurels de la présence locale d'un défaut seront examinés. Enfin, les méthodes utilisées pour la prise en compte des défauts dans les simulations par éléments finis seront détaillées.

(1) Effets des défauts sur le comportement du béton

Dans (Cui et al., 2020), des études expérimentales sont menées pour caractériser l'influence d'un défaut analogue à une fissure sur le comportement du béton. Les éprouvettes testées sont des cubes

de béton d'une longueur de 150 mm soumises à un chargement de compression. Le défaut est créé en insérant des feuilles de mica de plusieurs tailles à des angles variés pendant le coulage.

Les résultats indiquent que la résistance en compression f_c et la déformation au pic ε_{pic} diminuent quand la taille du défaut augmente, en particulier si l'angle du défaut approche 45°. Un défaut de 900 mm² n'a pas d'impact significatif, alors qu'un défaut de 12 150 mm² (54 % de la surface du cube testé) peut faire perdre jusqu'à 50% de la résistance en compression, voire 80% s'il est orienté à 45°. Lorsque le défaut est incliné, les fissures initialement verticales s'inclinent, car la rupture en extension se transforme en rupture en cisaillement.

Une étude expérimentale semblable tente de comprendre l'impact d'une préfissure sur la résistance en compression (Nakamura et al., 2018). Elle se distingue par la géométrie élancée des échantillons, qui supprime le frettage de la zone du milieu. Des échantillons cylindriques et parallélépipédiques sont soumis à un chargement de fendage selon un ou deux axes orthogonaux pour provoquer l'apparition d'une ou deux pré-fissures. Des éprouvettes supplémentaires sont construites avec une pré-fissure formée par une tôle ondulée en papier, en plastique ou en caoutchouc.

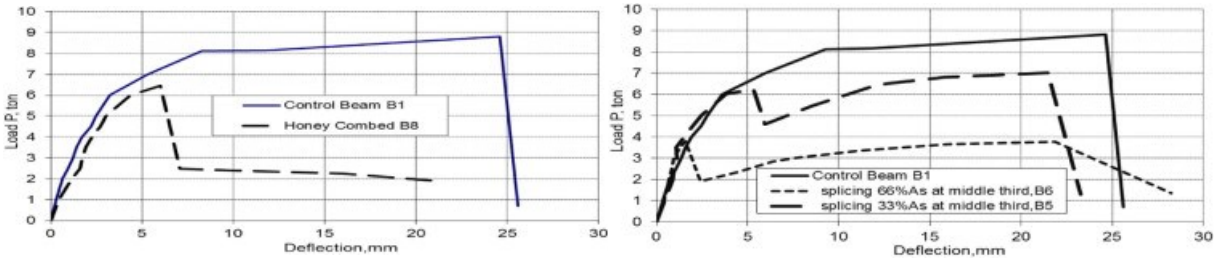
Les résultats expérimentaux sont similaires entre les fissures « naturelles » produites par le chargement de fendage et les fissures « artificielles » dues à l'insertion de la séparation lors du coulage. L'analyse des résultats montre que les paramètres qui influencent la résistance finale sont l'ouverture de fissure maximale w_{max}, le diamètre des granulats d_{gra} et la résistance en compression initiale f_c. De plus, il est montré qu'au-delà d'une valeur d'ouverture de fissure, il n'y a plus d'effet pénalisant sur la résistance Les conséquences néfastes de la présence de défauts de ségrégation sur le comportement du béton sont évaluées dans (Omar, 1998) par des études expérimentales et un modèle numérique. Deux méthodes sont utilisées pour représenter un défaut de ségrégation dans un cadre expérimental. Dans les deux méthodes, le défaut de ségrégation est représenté par une zone avec une forte proportion de vides. La première repose sur l'ajout de billes de polystyrène au béton, car ce matériau est très peu rigide et de taille intermédiaire entre le sable et les granulats. Il remplit des espaces qui seraient occupés par la pâte de ciment, et provoque une diminution de la résistance du béton et de sa rigidité. La deuxième méthode consiste à retirer les fines de la pâte de ciment et à compacter très légèrement le béton, par exemple en compactant à la main. Les essais qui ont été réalisés sur des cubes fabriqués par la seconde méthode révèlent que la diminution de la résistance du béton peut atteindre 70 % et que la déformation au pic devient plus faible, ce qui traduit un endommagement plus rapide.

(2) Effets structurels

Les effets structurels des défauts sont rarement caractérisés par la communauté scientifique, car la représentativité des expériences est difficile à établir. Dans (Elrakib & Arafa, 2012), parmi les défauts testés, les nids de granulats ont eu le plus fort impact sur les propriétés mécaniques de la poutre. La Figure I-26 présente les effets des deux pires défauts de l'étude : les nids de granulats et une longueur de recouvrement trop faible dans les barres d'armature. Avec les nids de granulats, la ductilité est diminuée de 60 % et la capacité portante de 22 %. Avec le protocole expérimental adopté, les nids de granulats sont obtenus en compactant le béton à la main, donc ils sont présents sur la poutre dans son intégralité. Il y a donc un mauvais transfert de contraintes entre le béton et les armatures sur toute leur longueur, plutôt qu'à un endroit localisé.

Deux défauts sont considérés dans (Ismail et al., 2001) : des fissures générées par un chargement mécanique, et des « nids de granulats » créés par l'inclusion de blocs de mortier préfabriqués comprenant des billes de polystyrène. Leurs effets sur les propriétés modales sont testés sur des poutres en béton armé. Avec le pire des défauts de ségrégation, il est montré que le module de rigidité EI peut être diminué de moitié. La même approche est utilisée dans (Monajemi et al., 2015) au niveau de la représentation des défauts de ségrégation. Malgré la forte proximité géométrique et matériau

avec l'étude précédente (Ismail et al., 2001), les conséquences mécaniques sont plus modérées, car les modules de rigidité ne sont diminués que de 10 à 13 %. Il est à noter qu'un plus grand nombre de capteurs sont disposés sur la poutre, ce qui a permis d'avoir une estimation de la position du défaut.

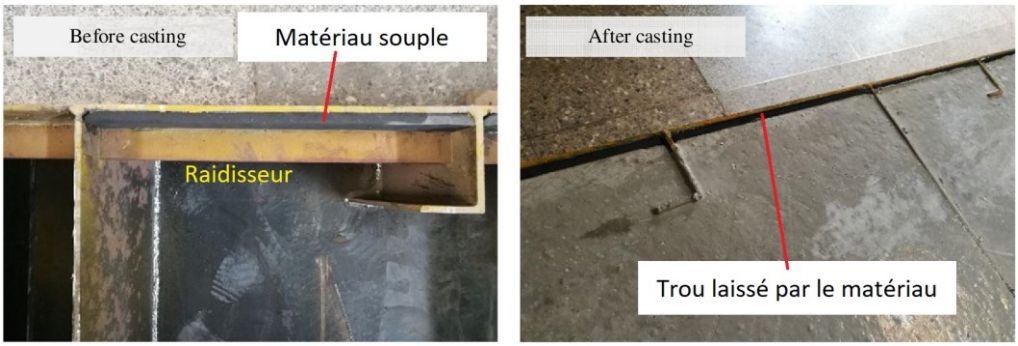


(a) (b)

Figure I-26 : Deux exemples de défauts testés par (Elrakib & Arafa, 2012), (a) défaut de ségrégation, (b) défaut de recouvrement d'armatures

Dans le SCS, des expériences menées sur des poutres utilisant des connecteurs en C cherchent à déterminer l'influence d'un délaminage entre le béton et la plaque comprimée (Guo et al., 2019). Des photos des poutres SCS étudiées sont affichées en Figure I-27. Les plaques sont raidies dans le sens longitudinal de la poutre, et les plaques sont reliées entre elles par une âme métallique. Le délaminage est modélisé par l'inclusion d'un matériau beaucoup plus souple entre l'acier comprimé et le béton.

Dans cette étude, les échantillons W1, W3 et W4 possèdent une géométrie d'acier équivalente, mais avec des délaminages croissants entre 0 et 10 mm. Le mode de défaillance pour ces trois poutres est identique, avec un flambement progressif de la plaque comprimée, et la reprise par le béton des efforts de compression perdus, jusqu'à sa défaillance, ou la défaillance d'un autre membre de la poutre. Les résultats affichés en Figure I-28 montrent que la sévérité du délaminage initial a peu d'impact sur la capacité portante et sur la ductilité de la poutre, sauf pour le plus sévère (10 mm). Cet effet est dû aux éléments raidisseurs qui sont soudés sur la plaque comprimée qui empêchent le flambement.



(a) (b)

Figure I-27 : Photos des poutres SCS étudiées (a) avant coulage du béton, (b) après coulage (Guo et al., 2019)

Après les expériences sur les échantillons de matériau (Omar, 1998), des défauts de ségrégation sont introduits dans des poutres en flexion 4-points. La fabrication des défauts repose sur le même principe que pour les éprouvettes : une zone est séparée du reste de la poutre par de fines plaques métalliques, puis du béton mal compacté y est inséré. Les plaques métalliques sont ôtées avant le durcissement pour assurer une interface béton sain-défaut réaliste. Les défauts sont insérés à plusieurs hauteurs sur la section considérée, toujours dans la zone cisaillée de la poutre. Leur géométrie est variée pour comprendre leur influence sur le comportement à l'état ultime.

Il est montré que les défauts n'ont pas d'influence significative sur les fissures dans la partie à moment constant. A l'inverse, les performances à l'effort tranchant sont clairement affectées par les défauts, avec un impact prononcé de la position verticale du défaut, la pire étant le milieu de la hauteur de la

poutre. Les fissures diagonales apparaissent plus vite à cause des défauts, mais les armatures de cisaillement peuvent permettre de diminuer leur influence.

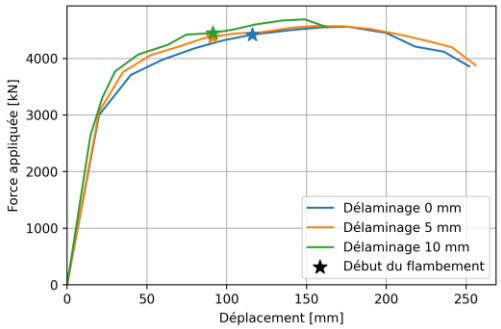


Figure I-28 : Courbes effort-flèche obtenues dans (Guo et al., 2019), avec plusieurs configurations d'acier et de défaut

(3) Prise en compte des défauts dans les simulations

Dans le domaine des simulations, les défauts peuvent être pris en compte explicitement. Il s'agit alors de retirer des éléments du maillage du solide étudié. Une deuxième méthode consiste à considérer que les défauts sont petits devant la taille du maillage et d'homogénéiser les propriétés du matériau étudié à l'emplacement du défaut. Cette modélisation est nommée « implicite », car il n'y a pas d'effet de redirection des contraintes autour d'un vide.

Des simulations d'un échantillon de béton bitumineux à partir de mesures obtenues par tomographie aux rayons X prennent en compte la microstructure du matériau dans le maillage (H. Wang et al., 2018). La structure est un cylindre comprenant un mélange de granulats, de bitume et d'air. L'air est représenté explicitement par des trous dans le maillage. L'éprouvette numérisée est soumise soit à un chargement de fendage, soit de compression uniaxiale. La présence des vides et des granulats modélisés de manière explicite provoque des hétérogénéités dans le champ de contraintes calculé, mais les simulations donnent des résultats comparables avec les résultats expérimentaux.

La représentation explicite du défaut est aussi adoptée dans (Erarslan, 2019), qui cherche à comprendre les mécanismes de rupture dans une éprouvette de fendage après l'apparition de la fissure centrale. Une pré-fissure est insérée dans le maillage en maillant autour de ses lèvres, et le chargement de fendage est appliqué pour comprendre comment se passe la transition entre fissure stable et instable. Des valeurs du facteur d'intensité des contraintes sont déduites pour décrire les différentes phases de la propagation des fissures.

La méthode de représentation directe des défauts est appliquée dans (Chen et al., 2018) pour comprendre la propagation d'ondes acoustiques dans un tube cylindrique rempli de béton (CFST – *concrete filled steel tube*) avec un défaut de ségrégation. La structure étudiée est un mélange de béton frais et de granulats avec des zones de transition entre pâte de ciment et granulats. Plusieurs configurations de microstructures au hasard sont considérées. En plaçant des émetteurs et récepteurs piézoélectriques dans le tube avant le coulage du béton, la présence d'un défaut de ségrégation a une influence mesurable sur les niveaux d'énergie de la décomposition du signal en ondelettes. Selon les résultats de simulation, il est possible de détecter le défaut, donc une remédiation peut être mise en place.

Pour simuler des défauts dans un matériau, une dépendance des propriétés matériau à la position est introduite (Gutiérrez & de Borst, 1999) sur deux simulations : une bande infinie en cisaillement, et une plaque en bi-traction. La méthode appliquée diffère de celle de (Carmeliet & de Borst, 1995), dans laquelle un pré-endommagement avait été introduit pour simuler les hétérogénéités du matériau, selon un tirage par méthode de Monte-Carlo. Ici, trois paramètres matériau sont soumis à des lois

normales : le module d'élasticité initiale, le module d'écrouissage et la contrainte au seuil de non-linéarité. La modélisation des défauts est donc implicite, car les paramètres du matériau sont représentés par des variations douces. Un algorithme de descente de gradient est alors appliqué pour trouver les répartitions de défauts qui mènent à une probabilité de défaillance maximale.

Concernant les SCS, la littérature n'inclut généralement pas de simulations prenant en compte les défauts, en raison des questions sur la représentativité de ces défauts dans les simulations. Pour aller plus loin, il sera donc nécessaire de s'appuyer sur les méthodes proposées ci-dessus afin d'inclure des défauts dans des structures SCS de complexité croissante.

I.C. Conclusion de l'état de l'art

Dans cette première partie, une revue de la littérature a permis de dégager l'état de l'art des connaissances concernant les structures SCS. Après presque 50 ans de développements, les comportements obtenus avec ces structures sont bien connus : les plaques d'acier donnent une excellente rigidité, une mise en place aisée, et reprennent les efforts que le béton ne peut reprendre, au jeune âge comme en fonctionnement. La connexion permet de lier mécaniquement le béton avec l'acier, et apporte de la ductilité à la structure. Le béton homogénéise et répartit les contraintes en permettant leur transfert entre les deux plaques. Il alourdit la structure et prévient les instabilités.

Les SCS présentent de nombreux avantages pratiques. Sur chantier, ils permettent une grande vitesse de construction par leur modularité, et rendent la structure étanche. Ces points ont motivé leur utilisation dans des projets de grande envergure, comme la Tour Rainier Square à Seattle, le tunnel immergé reliant Shenzhen à Zhongshan, ou le réacteur nucléaire AP1000. En outre, le bon comportement vis-à-vis de l'impact, qui empêche l'écaillement du béton en face tendue, et la possibilité de placer plus d'acier que ce que les codes de calcul autoriseraient sont recherchées par les concepteurs des ouvrages soumis à des chargements exceptionnels.

Ces avantages viennent au prix de la quantité d'acier qui est généralement surdimensionnée par rapport à la quantité réellement nécessaire, et par le fait que la main d'œuvre sur chantier doit être plus qualifiée. De plus, les SCS sont très rigides par rapport à la possibilité de modifier les plans de l'ouvrage pendant le chantier. Cet inconvénient peut s'avérer être un frein pour certains ouvrages où des arrangements sont nécessaires par rapport aux plans initiaux.

Depuis leur apparition, les SCS ont beaucoup évolué. La connexion a d'abord été faite avec de la résine époxy appliquée avant le coulage du béton, puis elle a été faite au moyen de connecteurs mécaniques. Le système Bi-Steel® est le premier à avoir été commercialisé, mais n'a pas rencontré un franc succès par manque de dispositions réglementaires, les régulateurs ne voyant pas l'intérêt de légiférer sur une structure non utilisée. Récemment, les grands ouvrages qui tirent profit des SCS sont l'AP1000 et la Tour Rainier Square. Le SCS sous son architecture SpeedCore est maintenant libre de droit, ce qui encourage la construction de nouveaux édifices.

Depuis les années 2000, le nombre d'études qui sont publiées pour évaluer les SCS a fortement augmenté. Les travaux de recherche évaluent leur pertinence vis-à-vis du séisme, développent de nouveaux connecteurs pour améliorer la facilité d'assemblage, testent dans des conditions différentes, et développent des moyens expérimentaux pour qualifier les SCS au plus près des conditions réelles :

- essai de cisaillement de connecteur ;
- flexion sur une poutre ;
- essai sur dalle ;
- essai sur mur de cisaillement sous chargement sismique.

Les modes de défaillance identifiés sont alors les suivants :

- fissures dans le cœur de béton en cisaillement hors-plan ;
- défaillance de la connexion en cisaillement ou en traction ;
- flambement de la plaque comprimée ;
- plastification d'une des plaques ;
- voilement des plaques sous cisaillement avec écrasement du béton derrière.

Les défauts sont une problématique qui a été identifiée très tôt, principalement les défauts d'interface en délaminage. Ce sont les plus faciles à mesurer, mais selon certaines études, leur impact mécanique n'est pas identifié comme préjudiciable.

Les défauts internes au béton sont beaucoup plus difficiles à mesurer, car les plaques d'acier bloquent de nombreux signaux sur lesquels les méthodes de contrôle non destructif s'appuient pour faire les mesures : ultrasons, ondes radio, … Les méthodes les plus prometteuses semblent être les techniques de radiographies aux rayons X et aux neutrons.

Cependant, même si un défaut est détectable par une méthode de contrôle non destructif, il faut garder à l'esprit que sa réparation restera complexe. En effet, les plaques d'acier sont très rigides, et leur continuité est essentielle pour garantir un bon transfert des efforts. Découper à travers pour réparer le béton, puis souder à nouveau une plaque par-dessus est probablement faisable, mais doit être justifié par la gravité du défaut qui est constaté derrière. Pour évaluer cela, des études mécaniques sur les impacts des défauts, de délaminage ou plus profonds (ségrégation, entraînement d'air) sont nécessaires. En effet, de telles études mécaniques sont très rares, et les conclusions du peu qui ont été réalisées doivent être reproduites.

Certaines études expérimentales montrent que la présence de défauts peut avoir un fort impact sur la résistance en compression et sur la ductilité du béton à l'échelle du matériau. Quelques études identifient le fait que la présence des défauts peut favoriser la propagation de fissures à l'échelle de la structure. Elles identifient toutefois que la présence des armatures atténue les conséquences des défauts.

Cependant, ces études ne sont pas spécifiquement taillées pour le SCS. En effet, dans le SCS, s'il n'y a pas d'armatures, par impossibilité de faire passer les treillis de barres entre les tirants, ceux-ci remplissent le rôle des armatures de cisaillement. La question de l'influence des défauts sur le comportement structurel des SCS reste ouverte, principalement parce qu'il existe des zones de concentration de contraintes dans le SCS : les goujons.

Deux méthodes sont employées pour simuler les défauts à des échelles différentes. D'une part, il est possible de représenter les défauts et la variabilité du matériau par une variation aléatoire des propriétés du matériau, avec une longueur de corrélation plus ou moins forte. Cette méthode pose des questions quant à la représentativité du choix de la longueur de corrélation, ainsi que des lois suivies par les distributions des défauts. D'autre part, les défauts et hétérogénéités peuvent être représentés explicitement dans le maillage considéré, mais cela nécessite d'avoir une discrétisation spatiale importante pour approximer le défaut suffisamment précisément. Cette méthode a l'avantage de fournir une redirection des contraintes autour des défauts considérés, ce qui pourrait avoir une meilleure représentativité. Ainsi, en s'appuyant sur les études mécaniques à l'échelle du matériau et sur les méthodes de modélisation déjà développées, il est nécessaire de pouvoir monter d'une échelle, et comprendre les impacts des défauts à l'échelle de la structure.

Cette première partie met en évidence le manque de données expérimentales ou numériques sur les impacts mécaniques des défauts de bétonnage dans les structures SCS. Les sections suivantes s'appuieront sur les stratégies de simulation des essais de cisaillement de connecteur présentées ici, en particulier au niveau de la modélisation de l'interaction connecteur-goujon. Une partie des essais

pushout expérimentaux mentionnés dans cette partie seront utilisés comme cas-tests de validation et évalueront la précision des modèles numériques développés.

En s'inspirant des méthodes appliquées dans la littérature pour la simulation des défauts dans des structures générales, des défauts seront intégrés dans le modèle de *pushout* sain qui sera développé dans la partie suivante. Les stratégies mises en place traiteront à la fois des défauts de ségrégation et des défauts comprenant des vides dans la matrice. Selon l'échelle du défaut étudié, la méthode utilisée pourra être directe (représentation du défaut dans le maillage), soit indirecte (variation des propriétés du modèle de matériau).

Chapitre II : Ars *simulationis*, construction d'un modèle objectif pour la simulation de l'interaction connecteur-béton

La construction d'une maquette numérique permettant de simuler des structures SCS à grande échelle se fait en plusieurs étapes. Les SCS impliquent un nombre important de connecteurs, dont l'interaction avec le béton est un processus complexe, aussi, un essai de taille réduite est nécessaire pour valider une simulation visant à la modéliser. Le modèle numérique développé dans cette partie porte sur la simulation d'un essai de cisaillement de connecteur (le *pushout*).

Pour représenter la dégradation mécanique du béton, de nombreuses familles de modèles ont été proposées :

- les méthodes à endommagement (Kachanov, 1958) ;
- les *smeared-crack model* (Rashid, 1968) ;
- les méthodes à remaillage, dites de mécanique de la rupture linéaire-élastique (*linear-elastic fracture mechanics*) (Ingraffea & Saouma, 1985) ;
- les méthodes des éléments finis étendues (*extended finite element analysis*) (Melenk & Babuška, 1996).

A partir de ces familles, de nombreux modèles ont été proposés pour la reproduction du comportement du béton et de sa non-linéarité, parfois en combinant de l'endommagement à de la plasticité (Alfarah et al., 2017; Cicekli et al., 2007; Feenstra & De Borst, 1996b; Lubliner et al., 1989; Richard et al., 2010). Lorsqu'ils sont employés sur des structures complexes, certains de ces modèles très sophistiqués présentent cependant des difficultés par rapport à la convergence du modèle après le début de la non linéarité. En outre, l'identification des paramètres de ces modèles est parfois loin d'être évidente, et se fonde sur des tests extensifs à réaliser sur des éprouvettes de béton. En pratique, les études expérimentales qui impliquent du béton testent généralement sa résistance à la compression, parfois sa résistance en traction et son module de rigidité, mais ne précisent pas plus par rapport à d'autres paramètres (déformation au pic de contrainte, taux d'adoucissement, énergie de fissuration, coefficient de Poisson, *etc.*).

Ici, la mécanique de l'endommagement, et plus particulièrement le modèle de Mazars (Mazars, 1986) est sélectionnée pour la simulation du béton : c'est un modèle simple, avec peu de paramètres et robuste. Il est implanté sur le logiciel de calculs par éléments finis Cast3M (CEA, 2024), qui est choisi ici pour effectuer les simulations. Il est modifié en y introduisant la loi de traction issue de (Feenstra & De Borst, 1996b) pour assurer une régularisation énergétique en traction. Les performances attendues du modèle de béton incluent la possibilité de simuler correctement le comportement à l'échelle du connecteur, qui est un prérequis pour la simulation des structures SCS à plus grande échelle.

Deux cas expérimentaux sont retenus pour ce chapitre (An & Cederwall, 1996; Shim et al., 2004), car les connecteurs qu'ils comportent ont des tailles différentes, mais classiques dans le cadre des SCS. La stratégie de modélisation de l'essai *pushout* appliquée dans (Calixte, 2021) sera reprise dans les simulations de ce chapitre. Elle comprend notamment une surface cohésive, qui est placée à l'interface entre les connecteurs et le reste du volume d'acier pour représenter la rupture de la soudure en cisaillement.

Dans une première partie, la dépendance au maillage sera mise en évidence sur la simulation d'un essai de cisaillement de connecteur (Shim et al., 2004) malgré la régularisation du modèle de béton en traction. Pour lever les problèmes d'objectivité, le modèle de Mazars sera modifié pour régulariser la

loi de compression. Le nouveau modèle obtenu sera ensuite appliqué sur une série de cas-tests de complexité croissante pour tester son efficacité dans la levée de la dépendance au maillage. Enfin, il sera employé dans la reproduction numérique de deux essais de cisaillement de connecteurs, ce qui démontrera sa représentativité dans le cadre des SCS.

Les post-traitements mis en œuvre dans le cadre de ce travail sont obtenus avec le logiciel Cast3M (CEA, 2024) et avec la bibliothèque *Matplotlib* pour afficher les courbes (Hunter, 2007).

II.A. Mise en évidence de la dépendance au maillage en compression dans un essai de cisaillement de connecteur

1. Modèles de Mazars existants

a) *Modèle Mazars Original*

Le modèle de Mazars (Mazars, 1986), appelé « Mazars O » dans la suite, est un modèle à endommagement isotrope. Il a été développé pour une application dans la simulation des structures en béton. La loi de comportement fondamentale du modèle de Mazars est écrite en équation 8, elle relie le tenseur des contraintes $\underline{\underline{\sigma}}$ au tenseur des déformations $\underline{\underline{\varepsilon}}$ par la variable d'endommagement d et le tenseur d'élasticité $\underline{\underline{\underline{\underline{E}}}}$.

$$\underline{\underline{\sigma}} = (1-d)\underline{\underline{\underline{\underline{E}}}}\,\underline{\underline{\varepsilon}} \qquad 8$$

La variable d'endommagement d est calculée à l'aide de la déformation équivalente de Mazars $\tilde{\varepsilon}$, dont l'expression est précisée en équation 9. Les variables $\varepsilon_{I,II,III}$ sont les déformations principales calculées à chaque point de Gauss. La fonction partie positive $\langle\cdot\rangle_+$ permet de ne garder que les valeurs positives des déformations principales, avec H la fonction échelon de Heaviside.

$$\tilde{\varepsilon} = \sqrt{\langle\varepsilon_I\rangle_+^2 + \langle\varepsilon_{II}\rangle_+^2 + \langle\varepsilon_{III}\rangle_+^2}$$
$$\langle x\rangle_+ = H(x)\cdot x = \begin{cases} x & \text{si } x > 0 \\ 0 & \text{sinon} \end{cases} \qquad 9$$

La déformation équivalente est une mesure de l'état d'extension du béton au niveau du point de Gauss où la loi de comportement est calculée. En traction uniaxiale sans confinement, sur un seul élément, $\tilde{\varepsilon}$ est égale à la déformation ε_I, car les deux autres déformations sont négatives. En compression uniaxiale, ε_I est négative et les deux déformations $\varepsilon_{II,III} = -\nu\varepsilon_I$ sont positives par effet Poisson, ce qui résulte en une déformation équivalente égale à $\tilde{\varepsilon} = -\sqrt{2}\nu\varepsilon_I$. Grâce à l'asymétrie de la valeur de déformation équivalente entre la compression et la traction, il est possible de reconstruire une certaine anisotropie en traction-compression.

La fonction de charge est notée f. Elle représente la déformation équivalente maximale au cours du chargement, avec une valeur minimum égale au seuil d'endommagement ε_{d0}. L'évolution de l'endommagement est déterminée par le passage de f d'une valeur négative à une valeur positive. L'endommagement est alors ajusté pour garantir que $f = 0$ et $\dot{f} = 0$. L'expression de f est précisée en équation 10, en utilisant une variable κ permettant d'enregistrer le maximum de déformation équivalente. La valeur initiale de κ est $\kappa(0) = \varepsilon_{d0}$.

$$f(\tilde{\varepsilon}, \kappa) = \tilde{\varepsilon} - \kappa(d) \qquad 10$$

L'endommagement est calculé en utilisant l'équation 11. Deux fonctions d_t et d_c permettent de décrire l'endommagement en compression et en traction. Les coefficients α_t et α_c traduisent la mixité

de l'état de contrainte entre traction et compression, et « mélangent » les endommagements en fonction de celui-ci. Les coefficients $\alpha_{t,c}$ sont calculés à l'aide de l'équation 12.

$$d = \alpha_t d_t + \alpha_c d_c \qquad 11$$

$$\alpha_t = \frac{\sum_{I=1}^{3} \langle \varepsilon_{tI} \rangle_+ \varepsilon_I}{\tilde{\varepsilon}^2} \quad ; \quad \alpha_c = 1 - \alpha_t \qquad 12$$

Le calcul des ε_{tI} repose sur l'état de contrainte élastique $\underline{\underline{\sigma_e}}$ obtenu à partir de l'état initial $\underline{\underline{\varepsilon_i}}$ et de l'incrément de déformation $\underline{\underline{d\varepsilon}}$ en équation 13.

$$\underline{\underline{\sigma_e}} = \underline{\underline{\underline{E}}} : \left(\underline{\underline{\varepsilon}}_i + \underline{\underline{d\varepsilon}} \right) \qquad 13$$

Le tenseur des contraintes principales en traction $\underline{\underline{\sigma_{e,t}}}$ est défini par l'équation 14. Pour son calcul, la partie positive décrite en équation 9 est appliquée aux contraintes principales élastiques calculées en équation 13.

$$\underline{\underline{\sigma_{e,t}}} = \begin{bmatrix} \langle \sigma_{e,I} \rangle_+ & 0 & 0 \\ 0 & \langle \sigma_{e,II} \rangle_+ & 0 \\ 0 & 0 & \langle \sigma_{e,III} \rangle_+ \end{bmatrix} \qquad 14$$

Le tenseur des contraintes principales en traction est converti sous la forme du tenseur des déformations principales en extension à l'aide de la loi de Hooke et donne le tenseur $\underline{\underline{\varepsilon_t}}$. Ses coordonnées principales ε_{tI} sont utilisées pour le calcul de α_t en équation 12. En traction pure, $\alpha_t = 1$ et $\alpha_c = 0$, alors qu'en compression pure, $\alpha_t = 0$ et $\alpha_c = 1$. Pour un cas de cisaillement, le comportement final est un mélange entre les comportements en traction et en compression. Les valeurs de α_t et α_c sont alors comprises entre 0 et 1, suivant la répartition de compression et de traction.

Les variables d'endommagement d_t et d_c sont exprimées dans la version originale du modèle de Mazars par l'équation 15 (Mazars, 1986). Elles utilisent les paramètres $A_{t,c}$ et $B_{t,c}$ qui permettent de régler la forme du comportement contrainte-déformation en traction et en compression. Des comportements différents en traction pure ou en compression pure sont obtenus en modifiant leur valeur.

$$\begin{cases} d_t = 1 - \dfrac{(1 - A_t)\varepsilon_{d0}}{\kappa} - A_t \exp\left(-B_t(\kappa - \varepsilon_{d0})\right) \\ d_c = 1 - \dfrac{(1 - A_c)\varepsilon_{d0}}{\kappa} - A_c \exp\left(-B_c(\kappa - \varepsilon_{d0})\right) \end{cases} \qquad 15$$

Les paramètres $A_{t,c}$ et $B_{t,c}$ peuvent être obtenus à partir de paramètres matériau en utilisant les hypothèses notées en équation 16 :

- la contrainte en traction pour une déformation infinie doit être égale à une contrainte résiduelle notée f_{resi} ;
- la contrainte maximale de compression vaut f_c, et doit être atteinte à la déformation ε_c en compression uniaxiale.

Un paramètre de fragilité en traction i_b est introduit pour caractériser le comportement en traction. Ses valeurs sont comprises entre 0 et 1. Les expressions des paramètres $A_{t,c}$ et $B_{t,c}$ résultant de ces hypothèses sont écrites en équation 17.

Les paramètres matériau nécessaires sont : la contrainte résiduelle f_{resi}, la contrainte maximale de traction f_t, l'indice de fragilité i_b, le seuil d'endommagement ε_{d0}, la résistance en compression f_c, le

module de Poisson ν, le module de rigidité initiale E et la déformation au pic de contrainte en compression ε_c. Ces paramètres peuvent être identifiés à l'aide de l'Eurocode 2 (Comité Européen de Normalisation, 2005). Le paramètre ε_c est identifié à l'aide du paramètre ε_{c1} de l'Eurocode. Le seuil d'endommagement est généralement obtenu par le rapport f_t/E afin de placer la contrainte maximale en traction à la déformation ε_{d0}.

$$\lim_{\kappa \to +\infty} \sigma_t = f_{resi} \quad ; \quad \max_{\varepsilon \in [0,+\infty[} \sigma_c(\varepsilon) = f_c = \sigma(\varepsilon_c) \tag{16}$$

$$A_t = 1 - \frac{f_{resi}}{f_t} \quad ; \quad B_t = \frac{1 + i_b}{\varepsilon_{d0}}$$

$$A_c = \frac{B_c\left(\varepsilon_{d0} - \frac{f_c\sqrt{2}\nu}{E}\right)}{B_c\varepsilon_{d0} - \exp(B_c\varepsilon_{d0} - 1)} \quad ; \quad B_c = \frac{1}{\sqrt{2}\nu\varepsilon_c} \tag{17}$$

L'application du modèle de Mazars sur un élément cubique de taille 1 m donne les comportements de traction et de compression affichés en Figure II-1. Les paramètres utilisés ici sont : $f_{cm} = 48$ MPa, $E = 35$ GPa, $f_t = 3{,}5$ MPa, $\nu = 0{,}2$, $f_{resi} = 0$, $i_b = 0{,}5$, et $\varepsilon_{d0} = f_t/E = 1 \cdot 10^{-4}$. La déformation au pic de compression est identifiée par le paramètre ε_{c1} de l'Eurocode 2 (Comité Européen de Normalisation, 2005) dont l'expression est donnée en équation 18. Avec les paramètres précédents, il vaut $2{,}3 \cdot 10^{-3}$.

$$\varepsilon_{c1} = 0{,}7\, f_c^{0{,}31} \leq 2{,}8 \cdot 10^{-3} \tag{18}$$

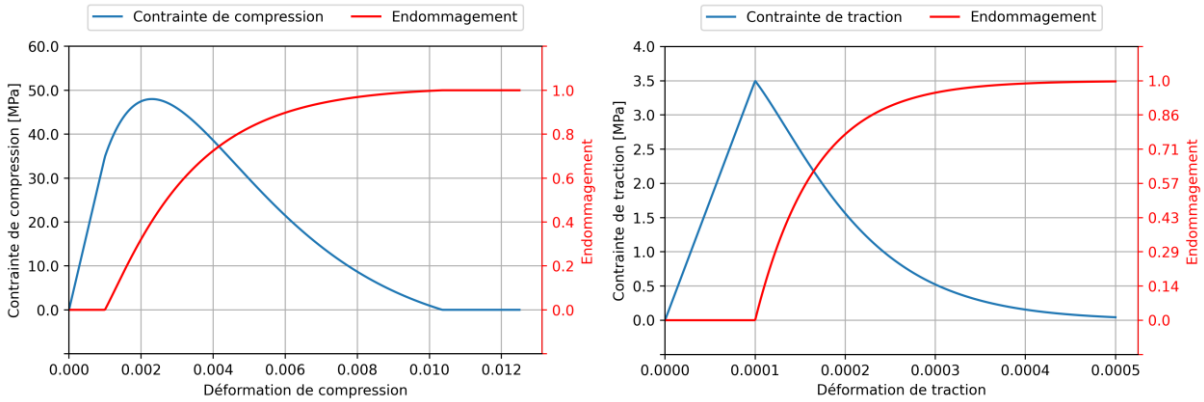


Figure II-1 : Courbes contrainte-déformation en compression et en traction obtenues avec le modèle de Mazars (Mazars, 1986)

b) Modèle de Mazars RT

Les modèles adoucissants mènent à des problèmes de rupture à énergie nulle pour les maillages infiniment raffinés (Hillerborg et al., 1976). Lors de l'adoucissement d'une bande d'éléments en série, un élément peut suivre deux trajets de chargement. Soit son endommagement augmente, soit il suit une décharge élastique, sans s'endommager L'intégralité des déformations inélastiques finit par être localisée dans un seul élément. L'énergie consommée par l'adoucissement d'un élément est proportionnelle à son volume et à l'intégrale de son comportement contrainte-déformation. Si celle-ci est constante, il en résulte une fragilité d'autant plus importante que l'élément est petit, ce qui mène à une dépendance de la réponse globale au maillage.

Pour résoudre ce phénomène d'inobjectivité de la simulation par rapport au maillage, il est nécessaire de prendre en compte l'énergie de fissuration du matériau dans son comportement adoucissant. Cette problématique est traitée de plusieurs manières dans la littérature :

- modification de la loi d'endommagement à partir de l'adoucissement en supposant qu'une seule fissure traverse un seul élément (Hillerborg et al., 1976) (régularisation dite « énergétique ») ;
- introduction d'une variable équivalente moyennée sur plusieurs éléments (Pijaudier-Cabot & Bažant, 1987) ;
- introduction d'équations supplémentaires dans la formulation pour diffuser l'endommagement (Giry et al., 2011; Peerlings et al., 2001) ;
- introduction de gradient dans la formulation, ou modèles à champ de phase (Ambrosio & Tortorelli, 1990; Peerlings et al., 1996, 2000)
- introduction de nouveaux degrés de liberté dans les éléments pour décrire les discontinuités (Brancherie & Ibrahimbegovic, 2009; Melenk & Babuška, 1996).

Les régularisations dites énergétiques consistent en la modification des paramètres du matériau vis-à-vis de la taille caractéristique des éléments pour garantir qu'une énergie de fissuration constante est dissipée dans les éléments au cours de l'adoucissement. Cette approche est très simple et est celle qui requiert le moins de modifications dans un code de calcul, car elle revient seulement à entrer un champ de propriétés matériau fonction de la taille de chaque élément. Cette approche n'élimine pas la localisation, mais celle-ci n'impacte généralement plus le comportement global. La dépendance du comportement local (déformations, répartition de l'endommagement) persiste dans la simulation.

Les régularisations dites non locales introduisent soit une dépendance de la variable équivalente (ici, la déformation équivalente de Mazars $\tilde{\varepsilon}$ dans l'équation 9) aux éléments voisins (régularisation par moyenne), soit des équations supplémentaires que cette variable doit satisfaire (régularisation dite de Helmholtz ou à gradient). En outre, les méthodes à moyenne introduisent une longueur caractéristique associée à la taille du voisinage d'un élément, dans lequel des interactions entre points de Gauss sont calculées.

Les méthodes non locales entraînent l'allongement du temps de calcul à cause du degré de raffinement minimal introduit par la longueur caractéristique. Par exemple, la taille des éléments est généralement limitée au tiers de la longueur caractéristique (Haidar et al., 2003). En outre, les équations supplémentaires nécessitent du temps processeur pour être résolues. Enfin, les méthodes non locales ont été critiquées pour la dépendance qu'elles introduisent entre deux parties du maillage qui sont séparées par une fissure (Jirásek et al., 2004). Si cette critique est au moins partiellement résolue en introduisant la variable d'endommagement dans la norme utilisée pour calculer les distances entre deux points (Desmorat et al., 2015; Desmorat & Gatuingt, 2007), appliquer cette méthode contraint à déterminer le voisinage de chaque point de Gauss à chaque étape du calcul, ce qui peut être une étape très coûteuse.

Ici, les applications visées sont des structures où la géométrie mène à de fortes variations dans les tailles de maille. Une méthode de régularisation robuste est nécessaire, mais elle doit être économe en coût de calcul et peu intrusive. Pour ces raisons, la méthode énergétique est sélectionnée pour sa capacité à amoindrir la dépendance au maillage sans coût de calcul prohibitif.

Dans le cadre de ce travail, la dissipation est égale à l'énergie requise pour passer d'un élément sain à un élément endommagé . Une expression de l'énergie dissipée par un élément jusqu'à un déplacement u_f est donnée à l'équation 19 et est illustrée par la Figure II-2. Les paramètres utilisés sont la rigidité initiale k de l'élément dans la direction de chargement, la fonction d'endommagement d et S la surface de l'élément.

$$G_f(u_f) = \frac{1}{S}\left(\int_0^{u_f} F(u)du - \frac{F(u_f)}{2k\left(1-d(u_f)\right)}\right) \qquad 19$$

La définition de l'énergie de fissuration correspondante est donnée à l'équation 20. Il s'agit de l'intégrale du comportement contrainte-déplacement pour un déplacement allant jusqu'à la rupture de l'élément. L'intégrale inclut la partie élastique et la partie adoucissante. Un changement de variable permet de faire apparaître la longueur caractéristique de l'élément h, qui est une estimation de la taille de l'élément dans le sens du déplacement au cours de l'adoucissement.

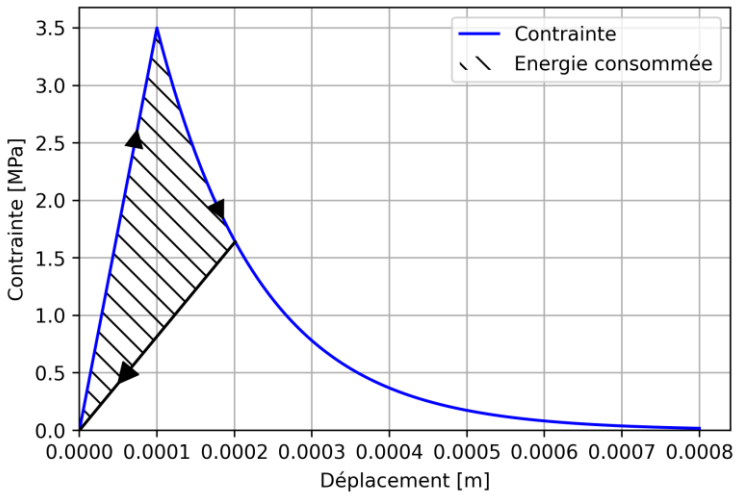


Figure II-2 : Méthode de calcul de l'énergie de fissuration à plusieurs stades de dégradation

$$G_{ft,c} = \frac{1}{S}\int_0^{\pm\infty} F du = \int_0^{\pm\infty} \sigma du = h\int_0^{\pm\infty} \sigma d\varepsilon \qquad 20$$

Conformément à l'équation 20, la loi de traction du modèle de Mazars O est classiquement modifiée pour prendre en compte l'énergie de fissuration. La nouvelle loi adoptée pour l'endommagement en traction est issue des travaux publiés dans (Feenstra & De Borst, 1996b), et est écrite en équation 21. Pour cette loi, les paramètres matériaux nécessaires sont la résistance en traction f_t, l'énergie de fissuration en traction G_{ft}, et le module de rigidité initiale E. La valeur la plus simple de la longueur caractéristique est $h = \sqrt[3]{V}$ en 3D et $h = \sqrt{S}$ en 2D, où S et V sont respectivement la surface et le volume de l'élément. Pour les éléments quadratiques, la valeur de h doit être réduite, car la localisation peut se faire dans un volume plus petit qu'un seul élément (Jirásek & Bauer, 2012). Par exemple, pour les éléments quadratiques avec deux points de Gauss, la longueur caractéristique doit être divisée par deux. Pour des éléments à trois points de Gauss, elle doit être multipliée par $13/18$.

Les expressions précédentes de la longueur caractéristique conviennent le mieux quand les éléments ne sont pas trop déformés, c'est-à-dire qu'ils sont encore cubiques ou carrés. Si ce n'est pas le cas, des expressions plus sophistiquées de la longueur caractéristique existent (Červenka et al., 2018; Jirásek & Bauer, 2012; Oliver, 1989). Cependant, elles sont intrusives par rapport au code de calcul aux éléments fins, car il faudrait modifier les procédures de calcul des lois de comportement.

$$d_t = 1 - \frac{\varepsilon_{d0}}{\kappa}\exp\left(-B_t(\kappa - \varepsilon_{d0})\right)$$
$$\text{où : } \varepsilon_{d0} = f_t/E \quad ; \quad B_t = \frac{f_t h}{\left(G_{ft} - f_t\varepsilon_{d0}h/2\right)} \qquad 21$$

Le comportement contrainte-déplacement résultant de l'équation 21 est affiché en Figure II-3. A gauche, le comportement est affiché pour un élément grossier, alors que le comportement de droite est donné pour un élément plus petit. Dans les deux cas, les paramètres du béton valent $E = 35$ GPa, $G_{ft} = 100$ N/m, $f_t = 3{,}5$ MPa et $\varepsilon_{d0} = 1 \cdot 10^{-4}$. Dans la figure de droite, la partie élastique est

beaucoup plus petite, car un déplacement faible est suffisant pour avoir une déformation équivalente égale à ε_{d0}. L'énergie absorbée dans la partie élastique est donc plus faible, mais est compensée par l'adoucissement plus lent, qui absorbe presque toute l'énergie.

Une limite est atteinte pour les éléments les plus grossiers lorsque l'énergie absorbée par la partie élastique dépasse l'énergie de fissuration G_{ft}. La taille critique au-delà de laquelle l'énergie élastique dépasse l'énergie de fissuration est explicitée en équation 22 (Bažant & Oh, 1983). Elle correspond à la valeur qui annule le dénominateur en équation 21. Avec des paramètres communs pour le béton, la taille critique est située entre 10 cm et 1 m. Par exemple, avec $G_{ft} = 100$ N/m, $f_t = 3{,}5$ MPa et $\varepsilon_{d0} = 1 \cdot 10^{-4}$, la taille critique vaut 57 cm.

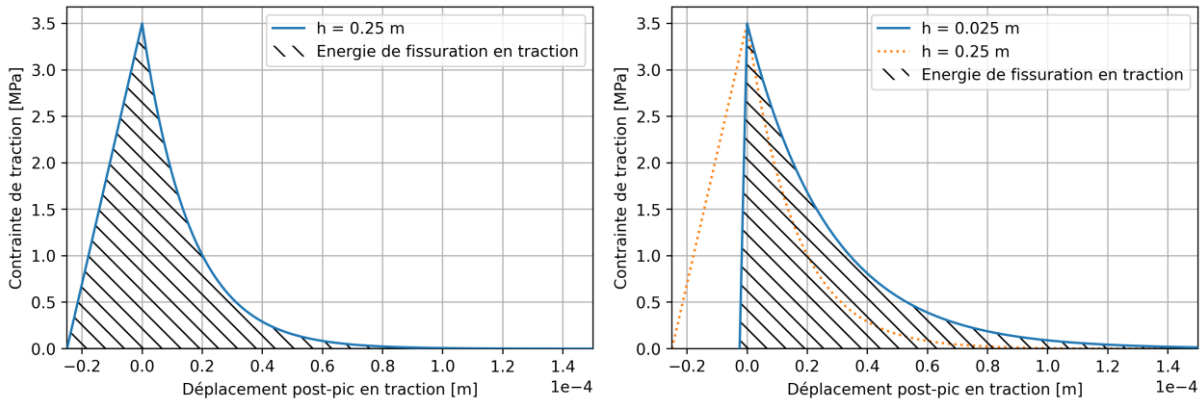


Figure II-3 : Comportements contrainte-déplacement de deux cubes de taille différente

$$h_{crit} = \frac{2G_{ft}}{f_t \varepsilon_{d0}} = \frac{2G_{ft}E}{f_t^2} \qquad 22$$

Pour des éléments légèrement plus fins que h_{crit}, le comportement est très fragile, car B_t prend des valeurs importantes. Pour des éléments plus grossiers, B_t deviendrait négatif. Deux méthodes sont proposées dans la littérature pour résoudre ces problèmes.

Comme exposé dans (Bažant & Oh, 1983), la définition de l'énergie de fissuration est débattue et peut prendre de nombreuses formes. En modifiant la définition de l'énergie de fissuration pour ne prendre en compte que la partie adoucissante du modèle, l'expression de B_t est simplifiée vers celle de $B_{t,s}$ en équation 23, car le dénominateur ne prend en compte que l'énergie de fissuration, sans avoir à lui retrancher l'énergie stockée dans la partie élastique. Cette nouvelle expression de B_t n'a alors plus de limite de taille pour les éléments.

$$B_{t,s} = \frac{f_t h}{G_{ft}} \qquad 23$$

Une autre méthode aussi proposée dans (Bažant & Oh, 1983) consiste à supposer que le comportement des éléments les plus grossiers est très fragile après le pic, et la résistance en traction est ajustée pour que le dénominateur de l'équation 21 soit à la limite de passer à une valeur négative. Dans (Bažant & Oh, 1983), il est proposé de réduire la résistance en traction avec l'équation 24, en prenant une rupture fragile après le pic.

$$f_{t,nouveau} = \sqrt{\frac{2EG_{ft}}{h}} \qquad 24$$

En pratique, et pour éviter des effets de falaise après avoir franchi le seuil d'endommagement ε_{d0}, il est possible de supposer une valeur maximale pour B_t et d'ajuster la résistance en traction du béton si celle-ci est dépassée. Ces étapes reviennent à résoudre l'équation du second degré écrite en équation 25. Son discriminant est toujours strictement supérieur à 1, et sa seule racine positive est notée $f_{t,pos}$.

$$\frac{B_t}{2E} f_t^2 + f_t - \frac{B_t G_{ft}}{h} = 0$$
$$\Delta = 1 + \frac{2B_t^2 G_{ft}}{Eh} \quad ; \quad f_{t,pos} = E \cdot \frac{-1 + \sqrt{\Delta}}{B_t h} \qquad 25$$

Le graphique de la Figure II-4 montre la valeur de B_t selon la méthode employée pour lever les problèmes de dénominateur nul, avec une comparaison avec la formulation originale en équation 21. Les paramètres du béton sont identiques aux paramètres précédents : $E = 35$ GPa, $G_{ft} = 100$ N/m, $f_t = 3{,}5$ MPa et $\varepsilon_{d0} = 1 \cdot 10^{-4}$. La formulation originale mène à une asymptote verticale à 57,1 cm, où B_t passe d'une valeur positive à une valeur négative, alors que le dénominateur de l'équation 21 s'annule.

La formulation établie dans l'équation 25 est représentée par la courbe orange de la Figure II-4. La valeur de B_t y est limitée à une valeur exemple $B_{t,max} = 10^5$. La taille d'élément pour laquelle le facteur de décroissance exponentielle B_t atteint sa valeur maximale est $h = 50{,}1$ cm. Au-delà, la résistance en traction est réduite pour garantir la bonne dissipation d'énergie.

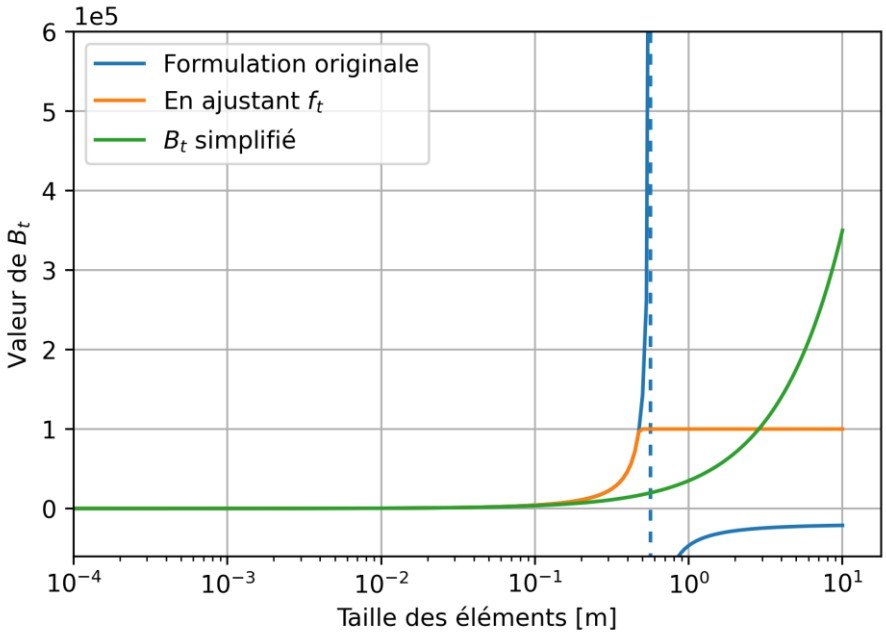


Figure II-4 : Valeur de B_t en fonction de la taille des éléments

La formule de B_t simplifiée (équation 23) est affichée sur la courbe verte dans la Figure II-4. Les valeurs prises par celle-ci deviennent significativement différentes de celles de l'équation 21 lorsque la taille de l'élément dépasse environ 10 cm. En deçà de cette taille, les trois formules donnent des résultats équivalents, car l'énergie élastique est très faible devant l'énergie absorbée par l'adoucissement. Ce phénomène est illustré en Figure II-5, car pour un élément de faible taille, les trois courbes sont superposées. Pour un élément de plus grande taille (droite de la Figure II-5), selon la définition de l'énergie de fissuration, les B_t sont différents, ce qui mène à un rythme d'adoucissement modifié. L'énergie de fissuration obtenue avec la définition simplifiée mène à une énergie semblable à celle des

petits éléments, car la simplification qui mène à l'équation 23 revient à ignorer l'énergie élastique, laquelle est négligeable pour les petits éléments. Ainsi, la partie hachurée en rouge est grossièrement semblable à celle hachurée en noir. La courbe bleue montre la limitation de f_t qui est mise en place pour garantir la positivité du dénominateur et la bonne dissipation de l'énergie. Dans ce cas, B_t a été limité à 10^5. Pour le graphe de droite, la formulation originale de B_t n'est pas montrée, car elle mène à $B_t < 0$. Dans la suite, les tailles prises pour les éléments permettent d'utiliser l'expression simplifiée de B_t de l'équation 23.

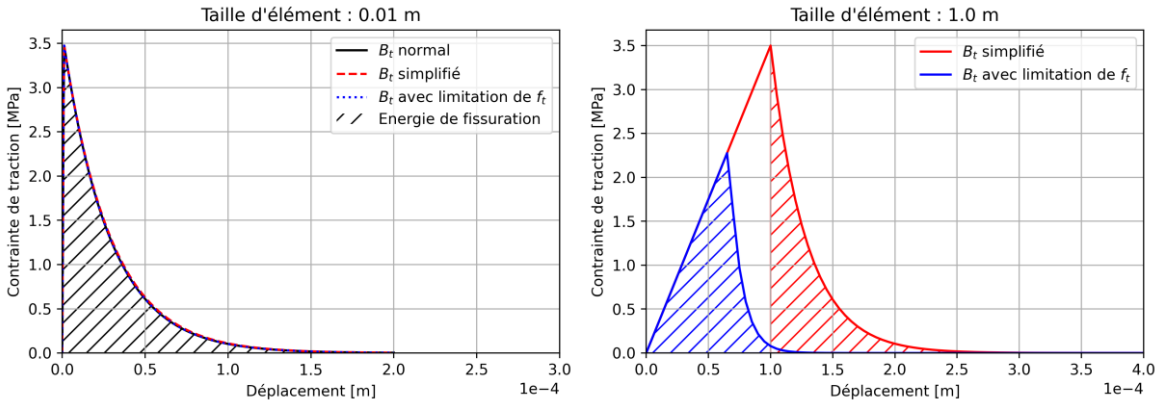


Figure II-5 : Comportements contrainte-déplacement pour deux tailles d'éléments

c) Autres améliorations proposées pour le modèle de Mazars

Une modification de la loi de combinaison de l'endommagement écrite en équation 11 introduit le paramètre β (Pijaudier-Cabot et al., 1991). Elle vise à éviter la rupture en cisaillement du béton autour des barres d'armature. L'équation 26 montre la modification qui consiste à mettre β en exposant des α_t et α_c.

$$d = \alpha_t^\beta d_t + \alpha_c^\beta d_c \qquad 26$$

L'amélioration en cisaillement n'a d'effets que lorsque le chargement est en cisaillement. En effet, lorsque l'état de contrainte est purement en traction (même selon plusieurs axes), α_t vaut 1. Elevé à la puissance β, α_t^β prendra la même valeur. De même, en compression pure, $\alpha_c^\beta = 1$. En cisaillement, les valeurs de α_t et α_c sont comprises dans l'intervalle ouvert $]0,1[$. Par exemple, dans le cas d'un cisaillement où les contraintes principales $\sigma_I = -\sigma_{II}$, $\alpha_t = 1/(1+\nu) \approx 0{,}83$ et $\alpha_c = \nu/(1+\nu) \approx 0{,}17$. Lorsque $\beta > 1$, les valeurs de α_t et α_c élevées à la puissance β sont strictement inférieures à leur valeur initiale. On a donc le résultat général de l'équation 27.

$$\text{En cisaillement} : d_\infty = \alpha_t^\beta + \alpha_c^\beta < 1 \qquad 27$$

Lorsqu'un élément est fortement déformé en cisaillement, les lois d'endommagement en traction et en compression tendent vers 1, donc l'endommagement tend vers la valeur de l'équation 27. L'amélioration-β permet donc de saturer l'endommagement à une valeur plus faible que 1, ce qui laisse une rigidité à l'élément. Par exemple pour le cas précédent, avec une valeur $\beta = 1{,}06$, on a $\alpha_t^\beta \approx 0{,}824$ et $\alpha_c^\beta \approx 0{,}150$, donc l'endommagement ne peut dépasser la valeur $d_{max} = 0{,}974$. Pour des éléments fortement cisaillés comme les éléments de béton dans lesquels les armatures sont placées, l'amélioration en cisaillement permet d'éviter leur rupture, car l'endommagement est saturé.

Une amélioration en bi-compression est proposée dans (Davenne et al., 1989) pour reproduire plus fidèlement le comportement du béton confiné (Kupfer et al., 1969). Lorsque l'état de contrainte est en compression, sans traction selon une autre direction principale, il est possible de réduire la déformation équivalente $\tilde{\varepsilon}$ en utilisant l'équation 28.

$$\tilde{\varepsilon}_{new} = \gamma \times \tilde{\varepsilon} \qquad 28$$

La valeur de γ utilisée dans l'équation 28 est détaillée à l'équation 29. Les $\sigma_{c,I}$ correspondent aux valeurs négatives des contraintes principales, c'est-à-dire aux contraintes de compression. Le facteur γ peut être vu comme le quotient entre la somme des trois coordonnées du vecteur contrainte de compression d'une part et de sa norme d'autre part. Par inégalité triangulaire, la norme d'un vecteur est toujours inférieure à la norme de ses coordonnées, donc le facteur γ est inférieur à 1.

$$\gamma = -\frac{\sqrt{\sum_{I=1}^{3} \sigma_{c,I}^2}}{\sum_{I=1}^{3} \sigma_{c,I}} \leq 1 \quad ; \text{où } \sigma_{c,I} = \langle \sigma_I \rangle_- \qquad 29$$

Lorsqu'il est utilisé dans l'équation 28, pour un même état de déformation, la nouvelle déformation équivalente est réduite. Les variables d'endommagement sont donc réduites, et l'état de contrainte obtenu par l'équation 8 est plus important, ce qui traduit une amélioration du comportement. En compression uniaxiale, le numérateur et le dénominateur sont égaux, donc le facteur γ est égal à 1. Lorsque le chargement est en cisaillement, l'amélioration par γ n'est pas activée, car il existe au moins une contrainte de traction.

2. Application à l'essai de cisaillement de connecteur

Le modèle de Mazars RT est appliqué à la simulation de l'essai de cisaillement de connecteur de (Shim et al., 2004). Le montage expérimental est composé d'un profilé H de dimensions similaires au profilé américain W 10x10x49, de huit goujons soudés au profilé et de deux dalles de béton coulées autour des goujons. Les dimensions des éléments principaux de l'essai sont résumées dans le Tableau II-1. Le schéma en Figure II-6 donne les dimensions des éléments extérieurs de l'essai pushout considéré.

Les paramètres des matériaux peuvent être retrouvés dans le Tableau II-2. Ceux du béton sont identifiés à partir de la résistance en compression grâce aux modèles empiriques de l'Eurocode 2 (Comité Européen de Normalisation, 2005).

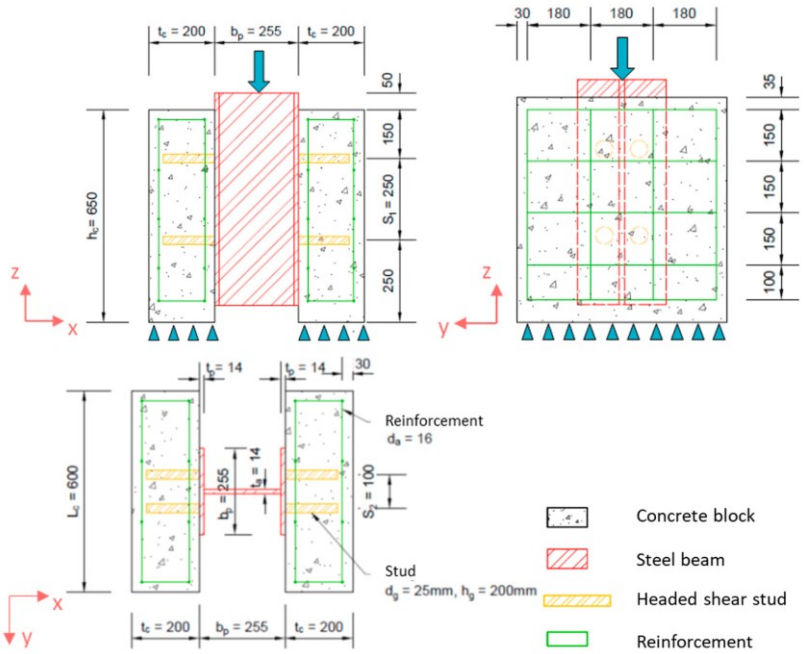


Figure II-6 : Dimensions de l'essai pushout de (Shim et al., 2004), adapté par (Calixte, 2021)

Tableau II-1 : Dimensions des goujons

Diamètre	Longueur (avec tête)	Diamètre de tête	Longueur de tête
25 mm	155 mm	38 mm	11 mm

Tableau II-2 : Paramètres matériaux de l'essai pushout adaptés de (Shim et al., 2004)

Béton	**Résistance en compression f_c**	**Module de Young E**	**Coefficient de Poisson ν**	**Résistance en traction f_t**	**Energie de fissuration en traction G_{ft}**
	35,3 MPa	32,1 GPa	0,2	3,23 MPa	150 N/m
–	**Seuil de plasticité σ_y**	**Module de Young E**	**Coefficient de Poisson ν**	**Module d'écrouissage H**	–
Acier de construction	235 MPa	210 GPa	0,3	9 GPa	–
Goujons	426 MPa	210 GPa	0,3	9 GPa	–

Le maillage adopté est affiché en Figure II-7. Il est réduit à un quart de maillage en exploitant les symétries du montage expérimental pour diminuer le temps de simulation. Le maillage et ses densités locales sont choisis de manière à assurer une densité continue là où c'est possible, et en conservant des éléments à six faces partout.

Des éléments 1D ayant une formulation uniaxiale sont placés dans le maillage pour représenter les barres d'armature. Une condition d'accrochage parfait est prise pour la modélisation de l'interaction barre d'armature – béton. Tout comme pour (Calixte, 2021; Calixte et al., 2023), les goujons sont représentés de manière explicite dans le maillage. Les interactions entre goujon et béton sont modélisées par des contacts sans frottement, suivant la direction normale au plan du contact. De plus, tout comme pour (Nguyen & Kim, 2009), la tête est modélisée explicitement dans le maillage, avec une condition de contact.

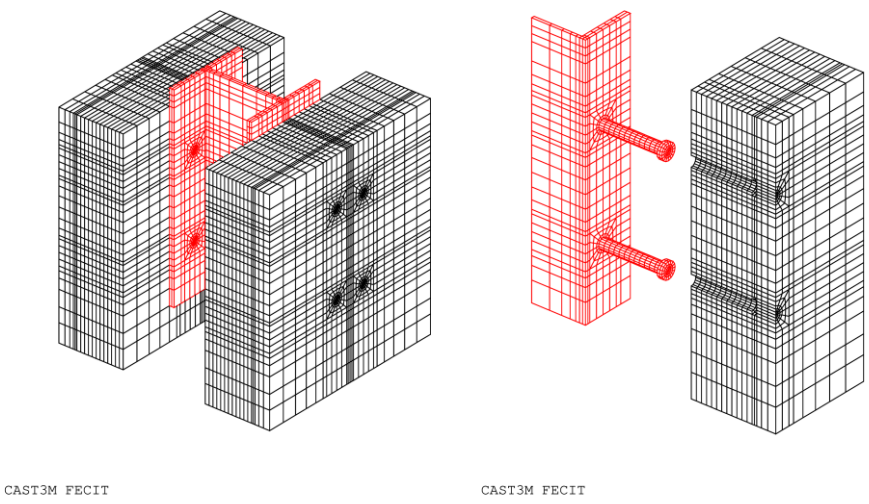


Figure II-7 : Maillage adopté sur le pushout complet (gauche) et coupe du béton sur un quart (droite)

A cause de la géométrie de l'essai pushout et de son mode de chargement, le comportement de l'acier en cisaillement au niveau de l'interface entre l'acier du profilé et du goujon est critique pour le succès de la modélisation. Une dépendance au maillage est observée dans (Calixte, 2021; Nguyen & Kim, 2009), et des maillages très raffinés sont nécessaires pour avoir une représentation correcte. Pour lever le besoin d'un maillage trop raffiné, il a été suggéré d'ajouter une zone cohésive plastique d'épaisseur nulle, qui relie le maillage du profilé H à celui des goujons par l'intermédiaire d'éléments 0D. Le seuil de contrainte pour l'apparition de la non-linéarité est calculé à l'aide de la formule de l'Eurocode 4 décrivant la force maximale transmissible par un connecteur dans l'acier (Comité Européen de Normalisation, 2006), qui est détaillée en équation 5. Chaque élément 0D est affecté d'une pondération adaptée pour prendre en compte les surfaces des éléments qui le jouxtent.

Pour le béton, le modèle adopté est dans un premier temps le modèle de Mazars RT rapporté dans la partie II.A.1.b). Les volumes d'acier et de barres d'armature sont représentés par un modèle élasto-plastique à écrouissage cinématique.

Pour le premier jeu de simulations, une étude de dépendance au maillage est réalisée. Le maillage le plus grossier est affiché à droite de la Figure II-7 dans sa version coupée au niveau de l'axe des goujons. Les maillages raffinés sont obtenus en multipliant les densités d'éléments par un facteur égal à 1,5 dans le maillage intermédiaire et 2 dans le cas du maillage le plus raffiné.

Les éléments choisis pour cette étude sont des éléments cubiques linéaires. Les maillages ainsi produits possèdent respectivement 11 090, 30 564 et 76 655 nœuds. Les paramètres de compression du béton sont obtenus en utilisant l'équation 17 : $A_c = 1{,}49$ et $B_c = 1\,770$. Le seuil de non-linéarité ε_{d0} ($\varepsilon_{d0} = 1{,}01 \cdot 10^{-4}$) et le champ de B_t sont calculés par l'équation 21. Avec les constantes de matériau du Tableau II-2, le paramètre B_t prend les valeurs données en Figure II-8.

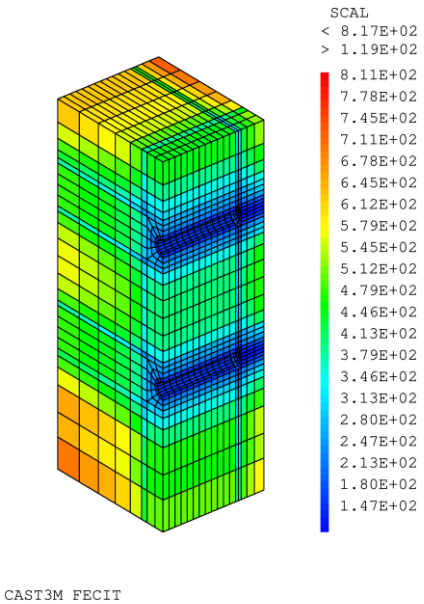


Figure II-8 : Valeurs du champ de B_t dans l'essai (Shim et al., 2004)

Les conditions aux limites sont appliquées sur le volume de profilé et sur le volume de béton. Le déplacement vertical est empêché sur la surface en bas de la dalle, et le déplacement vertical dû à l'action du vérin est imposé en haut du profilé. Des conditions supplémentaires sont appliquées pour bloquer les rotations et pour empêcher les mouvements de corps rigides.

La Figure II-9 présente l'évolution de l'effort appliqué en fonction du glissement. Le glissement correspond au déplacement du profilé par rapport aux dalles de béton. Par rapport aux résultats

expérimentaux, les résultats numériques sont de mauvaise qualité et montrent tous une très forte dépendance au maillage. La rigidité initiale des simulations semble correcte jusqu'à un effort appliqué de 75 kN. Passé ce point, les trois simulations s'écartent des résultats expérimentaux, parce que les éléments directement en-dessous des goujons atteignent la contrainte maximale en compression et adoucissent excessivement. Dans le cas des deux maillages grossier et intermédiaire, l'effort appliqué augmente d'abord légèrement avec une certaine reprise de rigidité jusqu'à 130 kN, puis le résultat du maillage x1,5 entre en rupture. Les efforts appliqués sur le modèle avec le maillage grossier continuent à augmenter, mais ceux-ci ne sont pas suffisants pour bien représenter la réponse expérimentale.

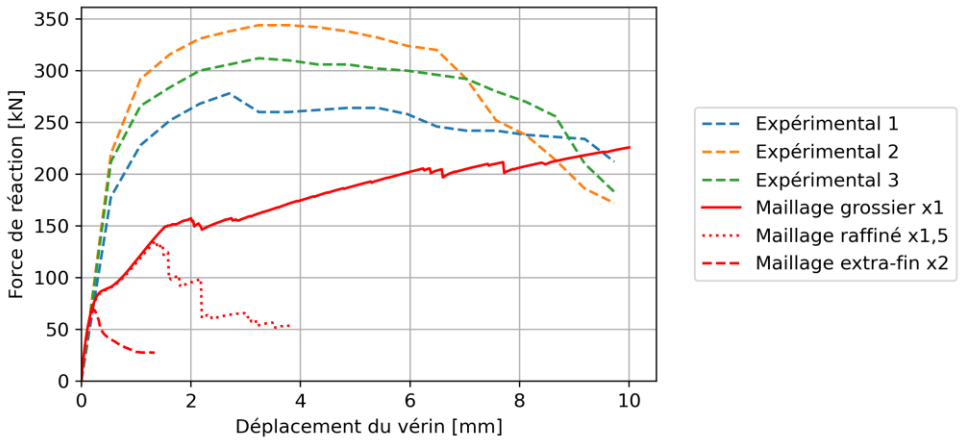


Figure II-9 : Résultats de l'application du modèle Mazars RT sur le cas-test du pushout (Shim et al., 2004)

La Figure II-10 présente les cartes d'endommagement associées aux courbes effort-glissement de la Figure II-9. Le modèle grossier se distingue par le fait que l'endommagement n'a pas propagé sur l'ensemble de la longueur du goujon. Ce résultat explique l'absence de rupture claire sur sa courbe effort-glissement. Pour les simulations sur les maillages plus fins, l'endommagement est plus présent, mais il se concentre dans les éléments les plus proches des goujons.

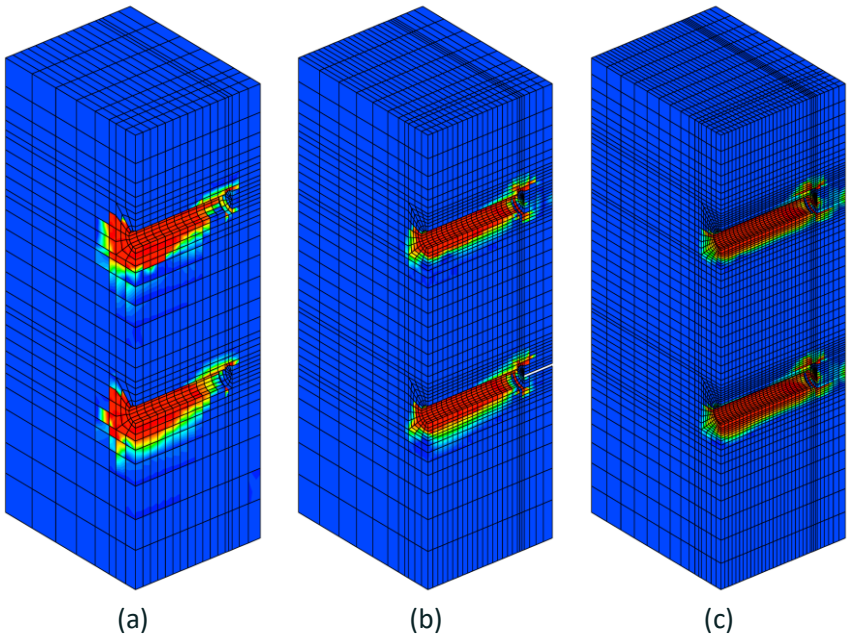


Figure II-10 : Cartes d'endommagement obtenues avec le modèle Mazars RT, (a) maillage grossier, (b) maillage raffiné, (c) maillage extra-fin

Les éléments ayant le plus d'influence sur la réponse utilisant le modèle de Mazars RT sont les éléments de béton situés au plus près des goujons. Ce sont ceux dans lesquels l'endommagement se localise au fur et à mesure que le maillage est raffiné. Ces éléments ne peuvent être soumis qu'à des chargements compressifs, car les relations entre connecteurs et béton ne prennent pas en compte d'adhérence ou de frottement. Ainsi, le comportement en compression est à mettre en cause, car celui-ci n'a pas encore fait l'objet d'un traitement pour empêcher la localisation de l'endommagement dans les éléments les plus raffinés.

II.B. Modification du modèle de Mazars RT vers le modèle Mazars RTC pour la régularisation en compression

La fissuration du béton est généralement due aux déformations d'extension. C'est pourquoi les efforts de régularisation se sont concentrés sur la loi de traction plutôt que de compression. Cette approche est valide dans la plupart des cas, car les structures en béton armé sont généralement soumises à la fissuration en traction ou en cisaillement avant que la limite de compression ne soit atteinte. Cependant, la partie précédente met en évidence un cas où les sollicitations en traction et en cisaillement sont faibles comparativement à la sollicitation en compression. Il est donc nécessaire de développer une méthode de régularisation pour la loi de compression du modèle de Mazars.

1. Prise en compte de l'énergie de fissuration en compression

L'énergie de fissuration en compression est un concept très débattu dans la communauté scientifique. La rupture en compression est un phénomène complexe, avec des propagations de fissures selon différents modes, dont certains ne sont pas uniquement dus à la compression (Červenka et al., 2018). De fait, la mesure de l'énergie de fissuration est délicate, car il s'agit de s'assurer que tous les biais expérimentaux sont contrôlés et éliminés. La complexité de sa mesure explique pourquoi elle est rarement mesurée dans le cadre expérimental, sauf dans les contributions qui visent à la quantifier spécifiquement (Alfarah et al., 2017; Lertsrisakulrat et al., 2001; Nakamura & Higai, 2001; Oliver, 1989). Parmi les travaux qui la quantifient et identifient des modèles empiriques, la relation explicitée en équation 30 est choisie pour sa simplicité (Nakamura & Higai, 2001).

$$G_{fc} = 8{,}8\sqrt{f_c} \qquad 30$$

A cause des biais expérimentaux, certains auteurs proposent de ne compter que l'énergie dépensée pour la fissuration du béton jusqu'à ce que la force résiduelle ne soit plus égale qu'à 10 % (Lertsrisakulrat et al., 2001), 20 % (Nakamura & Higai, 2001), ou 33 % (Rokugo & Koyanagi, 1992) de la résistance en compression. En effet, dans ces travaux, la fin du chargement est associée à des changements de mode de rupture dus à des effets structurels, par exemple à cause du frettage aux appuis, ou lorsque les fissures dévient, donc les valeurs de l'énergie qui sont mesurées cherchent à éliminer de tels effets.

Pour les simulations réalisées dans (Calixte, 2021; Calixte et al., 2023, 2023), l'énergie de fissuration est prise en compte en effectuant un recalage des paramètres A_c et B_c du modèle de Mazars. A partir de sept calculs du comportement d'un cube de longueur l_e variant entre 1 mm et 25 mm, des paramètres A_c et B_c étaient obtenus par itérations successives jusqu'à converger sur un jeu de paramètres permettant de respecter l'énergie de fissuration pour chaque longueur l_e. L'équation 31 explicite le calcul de l'énergie de fissuration adoptée, avec h la longueur caractéristique de l'élément (égale à l_e dans un cas cubique), ε_c la déformation au pic de contrainte de compression, et $\varepsilon_{33\%}$ la déformation lorsque la contrainte a redescendu à 33 % de la résistance en compression (Jansen & Shah, 1997). Les termes de droite dépendant de f_c proviennent de l'ajout d'un triangle élastique partant de f_c et au retranchement du triangle élastique en $f_c/3$. Le calcul de l'énergie de fissuration est illustré en Figure II-11.

$$G_{fc} = h\int_{\varepsilon_c}^{\varepsilon_{33\%}} \sigma(\varepsilon)d\varepsilon + h\frac{f_c^2}{2E} - h\frac{f_c^2}{18E} \quad 31$$

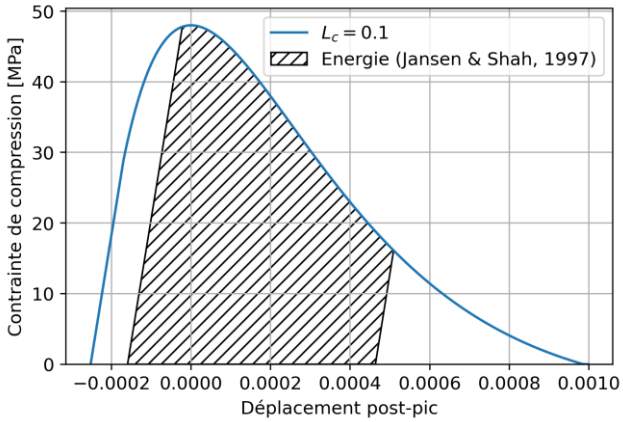


Figure II-11 : Energie de fissuration selon (Jansen & Shah, 1997) appliquée à la loi de compression du modèle Mazars RT pour l'identification de A_c et B_c (Calixte, 2021)

Un polynôme d'ordre 2 est ensuite calé sur les paramètres A_c et B_c qui ont été trouvés à l'étape précédente. Des résultats des courbes identifiées pour A_c et B_c sont reproduites en Figure II-12. Les boules bleues indiquent les longueurs caractéristiques qui ont servi de support pour l'identification du polynôme d'ordre 2. Il est donc montré que A_c et B_c doivent tous deux décroître vers 0 lorsque les éléments sont infiniment raffinés.

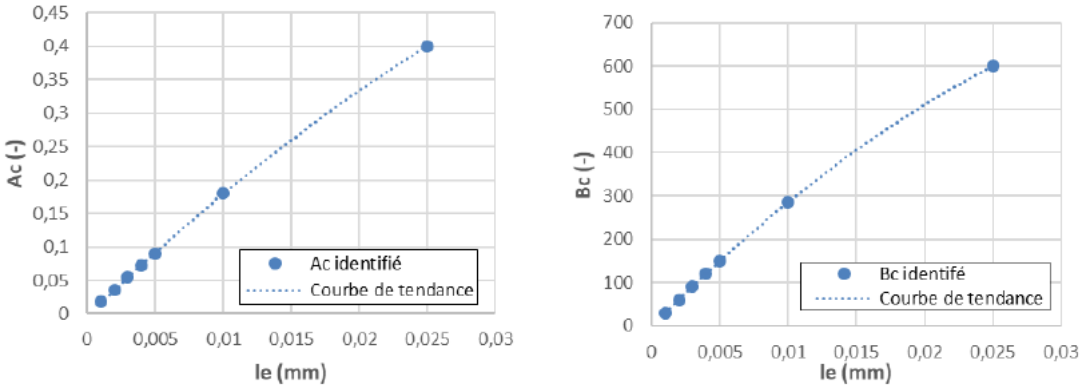


Figure II-12 : Recalage des paramètres A_c et B_c pour assurer une valeur constante de l'énergie de fissuration (Calixte, 2021)

$$\sigma\left(\varepsilon < -\frac{\varepsilon_{d0}}{\sqrt{2}\nu}\right) = E\left(-\frac{\varepsilon_{d0}(1-A_c)}{\sqrt{2}\nu} + \varepsilon A_c \exp\left(-B_c\left(\sqrt{2}\nu\varepsilon - \varepsilon_{d0}\right)\right)\right) \quad 32$$

$$\varepsilon_c = \frac{1}{B_c\nu\sqrt{2}} \quad 33$$

Pour le modèle de Mazars en compression uniaxiale, la relation entre la contrainte σ et la déformation post-endommagement ε est donnée en équation 32, ε_{d0} le seuil d'endommagement, ν le coefficient de Poisson, et (A_c, B_c) les paramètres de compression du modèle de Mazars O. A partir de cette loi, l'équation 33 explicite la déformation au pic de contrainte. Si B_c est variable dans le matériau pour conserver l'énergie de fissuration, l'équation 33 montre que le pic de contrainte n'apparaît pas toujours à la même déformation ε_c. De plus, ε_c augmente à mesure que les éléments sont raffinés. Le comportement pré-pic est donc influencé par la finesse des éléments. Dans le cadre de la définition de l'énergie de fissuration en équation 31, cela n'est pas problématique, car elle ne concerne que le

comportement post-pic. Cependant, il peut y avoir une forte consommation d'énergie avant le pic, si on adopte la définition en équation 20.

Enfin, en équation 32, on peut s'apercevoir que la limite de la contrainte pour des déformations importantes est égale à $f_t \cdot (1 - A_c)/(\sqrt{2}\nu)$, car $E\varepsilon_{d0} = f_t$. Il reste donc une contrainte résiduelle qui diffère selon la taille des éléments, qui vaut 6,85 MPa pour des éléments de longueur 25 mm, et pouvant atteindre 11,2 MPa pour des éléments de 1 mm, si on prend les constantes de matériau de l'essai (Shim et al., 2004).

Dans la suite, la définition de l'énergie de fissuration en compression retourne vers celle de l'équation 20. L'ensemble du comportement contrainte-déplacement sera intégré au lieu de s'arrêter à une fraction de la résistance en compression, car ces limites ne sont valides que dans un contexte expérimental, pour prendre en compte les changements de modes de rupture au cours de l'essai. Ces limites ne s'appliquent pas pour des éléments finis. En effet, dans l'hypothèse où l'essai était reproduit par éléments finis, le changement de mode de rupture surviendrait dans des éléments différents de ceux qui ont rompu en compression. En d'autres termes, la prise en compte d'effets structurels dans la mesure de l'énergie de fissuration n'a de sens qu'à l'échelle du volume élémentaire représentatif, et pas celle de l'élément fini. Ainsi, il n'y a pas besoin d'arrêter l'intégrale à $f_c/3$, ou une autre valeur, parce que cette précaution est essentiellement expérimentale et propre à la structure de l'essai.

2. Passage au modèle de Mazars RTC

La régularisation en compression présentée ici s'appuie en partie sur le travail proposé dans (Arruda et al., 2022). Tout comme pour le modèle Mazars RT implanté dans le code Cast3M (CEA, 2024) où la loi d'endommagement en traction était modifiée pour faire correspondre le comportement contrainte-déformation à la loi de (Feenstra & De Borst, 1996b), les lois d'endommagement sont modifiées, cette fois-ci en traction et en compression. La partie traction du modèle garde celle du modèle Mazars RT de la partie II.A.1.b).

La nouvelle loi d'endommagement en compression est exprimée en équation 34. Elle est découpée en quatre parties :

- une phase élastique, pour une déformation équivalente uniaxiale comprise entre 0 et κ_c ;
- une phase d'écrouissage positif jusqu'à atteindre f_c, adaptée du *Model Code 2010* pour le béton non linéaire (fib, 2012) entre $\kappa_{c,seuil}$;
- une descente linéaire entre ε_{c1} et ε_{cu} ;
- une phase rompue où l'endommagement est bloqué à 1 (ou à une valeur légèrement inférieure) après avoir atteint ε_{cu}.

$$d_c = \begin{cases} 0, \text{ si } \kappa_c \leq \kappa_{c,seuil} \\ 1 - \dfrac{(k\bar{\kappa}_c - \bar{\kappa}_c^2)}{1 + (k-2)\bar{\varepsilon}_c} \dfrac{f_c}{E\bar{\varepsilon}_c}, \text{ si } \kappa_c \leq \varepsilon_{c1} \\ 1 + \dfrac{k_1}{E} - \dfrac{k_2}{E\kappa_c}, \text{ si } \varepsilon_{c1} < \kappa_c \leq \varepsilon_{cu} \\ 1, \text{ si } \kappa_c > \varepsilon_{cu} \end{cases} \qquad 34$$

$$\text{où:} \quad \kappa_c = \kappa/\sqrt{2}\nu \quad \text{et} \quad \bar{\kappa}_c = \frac{\kappa_c}{\varepsilon_{c1}}$$

Dans l'équation 34, le paramètre κ_c est une mesure uniaxiale de la déformation équivalente en compression. Il s'agit de la déformation qui serait appliquée sur un cube équivalent à l'élément si le chargement était en compression uniaxiale. Le paramètre $\bar{\kappa}_c$ est un paramètre adapté du *Model Code 2010* (fib, 2012) et correspond à la position adimensionnée sur le segment $[0, \varepsilon_{c1}]$.

La loi de comportement de l'équation 34 est fondée sur les paramètres calculés à l'équation 35. Les paramètres k, k_1 et k_2 permettent de fixer les pentes, respectivement au début, durant la phase de pic, et pendant la descente. Le coefficient ε_{cu} contrôle la régularisation, car c'est celui qui dépend de l'énergie de fissuration en compression.

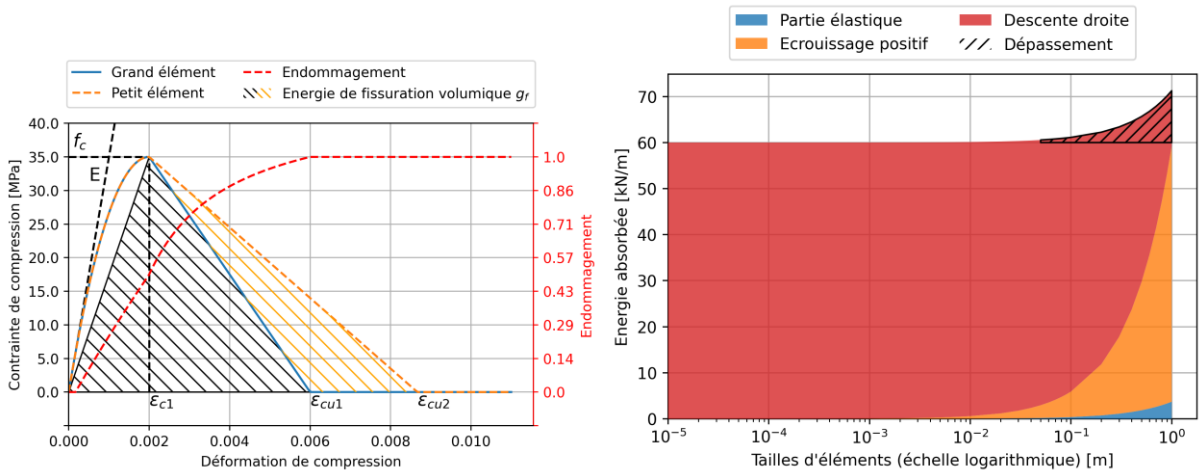
$$k_1 = \frac{f_c}{\varepsilon_{cu}-\varepsilon_{c1}}; k = \frac{1{,}05E\varepsilon_{c1}}{f_c}; k_2 = f_c + k_1\varepsilon_{c1}\ ; \varepsilon_{cu} = \frac{2G_{fc}}{hf_c} \qquad 35$$

Les paramètres du matériau nécessaires pour les équations 34 et 35 sont : E, le module de rigidité initiale du béton, f_c, la résistance en compression du béton, ν, le module de Poisson du béton, ε_{c1}, la déformation uniaxiale au pic de contrainte, G_{fc}, l'énergie de fissuration du béton, et h, la longueur caractéristique des éléments. Comme discuté en II.B.1, l'énergie de fissuration en compression est identifiée à partir de la résistance en compression, à l'aide de l'équation 30. Comme pour la partie II.A.1.a) avec le paramètre ε_c, la déformation au pic ε_{c1} est identifiée avec l'Eurocode 2 (Comité Européen de Normalisation, 2005).

Il est intéressant de noter que le comportement tel qu'écrit dans (Arruda et al., 2022) mène à un endommagement initial négatif. Généralement, ça ne pose pas de problème car les lois de comportement imposent que l'endommagement ne peut qu'augmenter, à partir d'une valeur initiale nulle. Ici, le paramètre $\kappa_{c,seuil}$ est introduit et évite l'apparition d'endommagement négatif. Il provient de la seconde racine de la partie 2 de la loi d'endommagement de l'équation 35. Son expression est explicitée en équation 36.

$$\kappa_{c,seuil} = \frac{0.05k\varepsilon_{c1}}{1.05 + k(k-2)} \qquad 36$$

Le comportement contrainte-déformation résultant de l'application de la loi d'endommagement est affiché en Figure II-13 a. Les valeurs des paramètres utilisés dans cette illustration sont volontairement non-représentatives d'un béton pour donner des tailles similaires à toutes les phases du modèle et permettre leur tracé sur la même échelle. Le calcul de l'intégrale de la loi de compression résultant de l'équation 34 pour estimer l'énergie de compression est réalisé en IV.E.Annexe A.



(a) (b)

Figure II-13 : (a) Courbe contrainte-déformation de compression et endommagement obtenus par le modèle Mazars RTC (Arruda et al., 2022), (b) répartition des énergies selon les phases du modèle en fonction de la taille de l'élément

Devant la complexité de son calcul, elle peut être simplifiée pour ne prendre en compte que le triangle défini par les sommets $(0,0)$, $(\varepsilon_{c1} \cdot h, f_c)$ et $(\varepsilon_{cu} \cdot h, f_c)$. Pour ne pas compliquer les notations sur la Figure II-13 a, il est illustré sur le comportement contrainte-déformation, qu'il suffit de multiplier par

la longueur caractéristique h. La Figure II-13 b illustre les conséquences de la simplification sur l'énergie réellement dissipée, qui est légèrement supérieure pour les éléments grossiers. Avec les paramètres matériau utilisés pour le tracé de la Figure II-1, l'énergie réellement dissipée au cours de la rupture d'un élément est supérieure à G_{fc} de 5 % lorsque sa taille dépasse environ 27 cm. Cette taille donne une marge suffisante pour les calculs qui seront présentés dans la suite pour appliquer l'expression simplifiée de l'énergie de fissuration.

3. Applications sur des cas-tests élémentaires

Dans cette partie, le modèle Mazars RTC développé en partie II.B.2 est testé sur des éléments cubiques de taille variable afin de le valider. Les comportements contrainte-déformation et contrainte-déplacement sont affichés en Figure II-14. Les paramètres matériaux sont identiques à ceux des cubes qui ont été présentés dans les parties II.A.1.a) et II.A.1.b), c'est-à-dire $E = 35\ \text{GPa}$, $G_{ft} = 100\ \text{N/m}$, $f_t = 3{,}5\ \text{MPa}$ et $\varepsilon_{d0} = 1 \cdot 10^{-4}$. Les paramètres de compression valent $f_c = 48\ \text{MPa}$, $\varepsilon_{c1} = 2{,}3 \cdot 10^{-3}$. L'énergie de fissuration en compression vaut $60\ \text{kN/m}$ (Nakamura & Higai, 2001).

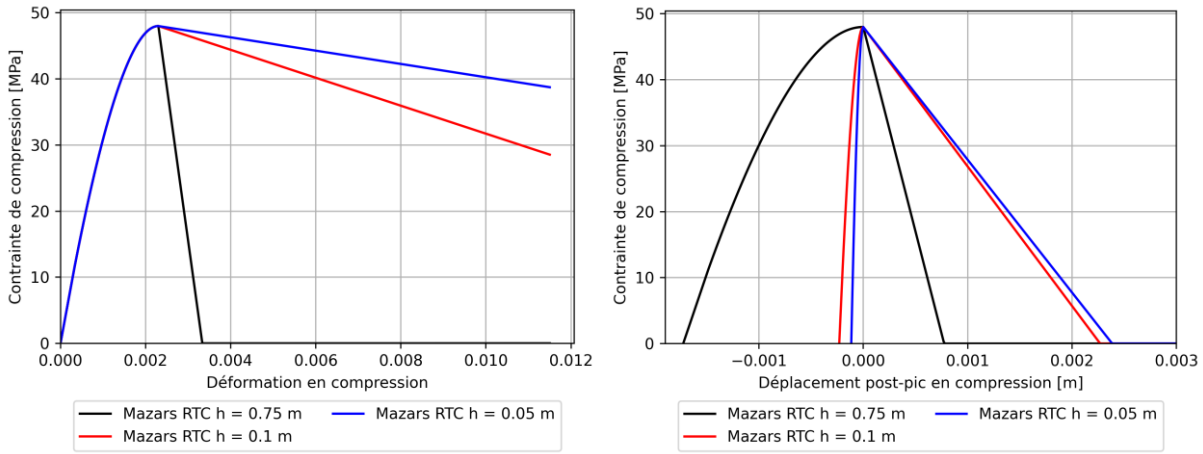


Figure II-14 : Modèle Mazars RTC sur trois cubes de longueur décroissante, (à gauche) en contrainte-déformation et (à droite) en contrainte-déplacement post-pic

Jusqu'au pic de contrainte, les comportements contrainte-déformation sont superposés, ce qui indique une bonne formulation du modèle. En effet, dans une bande d'éléments en série chargée en compression, la localisation n'arrive qu'après le pic de contrainte, car tous les éléments sont sujets à la même déformation jusqu'au pic. En ce qui concerne le comportement contrainte-déplacement, la Figure II-14 (droite) illustre l'énergie de fissuration qui reste constante, car l'aire sous la courbe est constante.

On remarquera que le modèle Mazars RTC est autant sujet aux problématiques de tailles maximales que le modèle Mazars RT. Cette problématique est visible sur la Figure II-14, car la partie décroissante pour l'élément le plus grand se rapproche de la verticale. Cette problématique arrive lorsque la taille des éléments dépasse la taille critique donnée en équation 37, obtenue en supposant ε_{cu} égal à ε_{c1}. Dans la suite, ce problème n'apparaît pas parce que les tailles critiques sont plus grandes que tous les éléments du maillage. Avec les paramètres du béton de cet exemple, la taille critique est égale à 1,25 m.

$$\text{Sans plateau} : h_{crit} = \frac{2G_{fc}}{f_c \varepsilon_1} \qquad 37$$

Pour valider le modèle sur des trajets plus complexes que la traction ou la compression uniaxiales, le cas-test de la sollicitation bi-axiale sur un élément est choisi, avec une comparaison avec des résultats expérimentaux (Kupfer et al., 1969). Ceux-ci ne font part que de la résistance en compression du

béton : 315 kp/cm² (30,9 MPa). La résistance en traction est déduite des graphes expérimentaux, à environ 2,8 MPa. Le reste des paramètres matériaux étant inconnu, ils sont identifiés avec les relations de l'Eurocode 2 (Comité Européen de Normalisation, 2005). Les constantes matériau du béton sont donc : $f_c = 30{,}9$ MPa, $E = 30{,}9$ GPa, $\varepsilon_{c1} = 2{,}03 \cdot 10^{-3}$, $\nu = 0{,}2$ et $f_t = 2{,}78$ MPa. La performance du modèle est validée avec la Figure II-15, qui affiche le point de rupture selon l'état de contrainte appliqué.

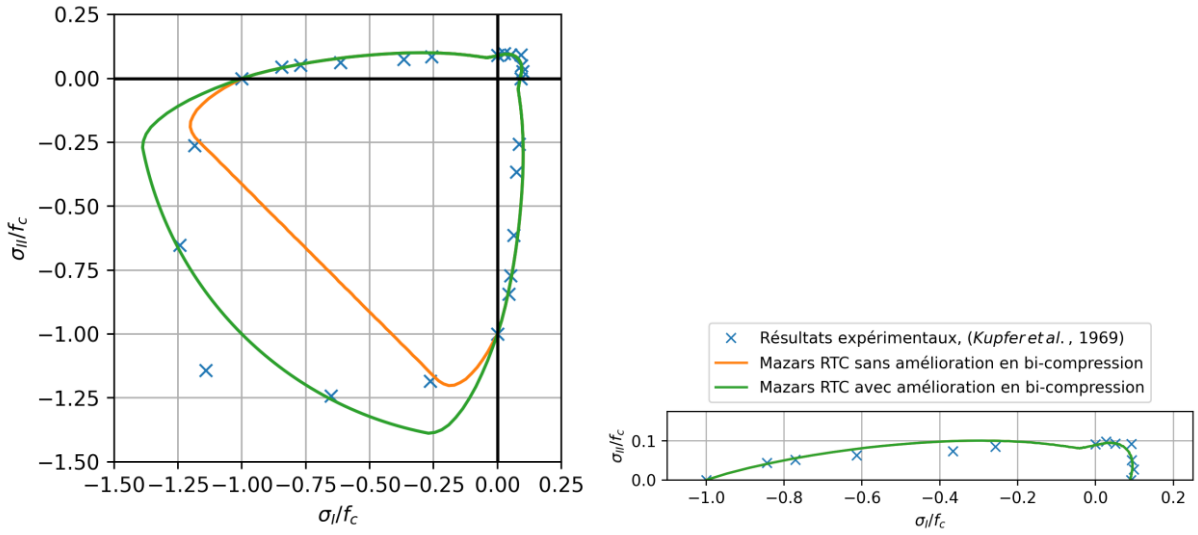


Figure II-15 : Surface de rupture associée au modèle Mazars RTC

Grâce à l'amélioration en bi-compression (Davenne et al., 1989), les résultats sont plus proches des résultats expérimentaux que le modèle initial. La déformation équivalente étant diminuée par multiplication avec le facteur γ, l'endommagement est réduit, ce qui augmente les contraintes. Autour de $\sigma_{II}/f_c = -0{,}25$, la surface de rupture prédit une contrainte supérieure à celle qui est mesurée dans (Kupfer et al., 1969). Ce phénomène est dû à la diminution trop rapide du facteur γ, car celui-ci ne devrait idéalement commencer à diminuer qu'après que le rapport des contraintes σ_{II}/σ_I dépasse ν. Cette valeur correspond au point où la déformation dans le sens de σ_{II} s'annule et change de signe, car sous un rapport de confinement inférieur à ν, σ_{II} est trop faible pour que ε_{II} soit négative. Lorsque la contrainte de compression σ_{II} augmente (en valeur absolue), il ne reste plus qu'une coordonnée principale d'extension, donc sans amélioration en bi-compression, la rupture intervient selon une droite. Grâce au facteur γ, la droite se transforme en arc de cercle.

Concernant le comportement en cisaillement et en bi-traction, le modèle reproduit les résultats expérimentaux avec un bon degré de fidélité. Le facteur γ n'intervient pas ici, car son activation dépend de l'absence de contraintes de traction, ce qui n'est pas le cas avec un cisaillement ou une bi-traction.

II.C. Application de la régularisation sur deux cas-tests représentatifs de la rupture structurelle en compression

Après avoir testé le modèle sur des cas-tests élémentaires, il est nécessaire de le valider sur des cas-tests représentatifs de cas d'usage concrets, faisant intervenir une rupture en compression exacerbée par le raffinement du maillage. C'est le cas pour une éprouvette entaillée soumise à une chargement de compression, testée dans (Desayi, 1977), et d'une poutre en béton armé (Péra, 1973).

1. Eprouvette entaillée (Desayi, 1977)

Le premier cas d'étude est une éprouvette entaillée à base carrée (Desayi, 1977). La pré-entaille est réalisée à partir d'une plaque d'épaisseur un quart de pouce et de longueur variable, placée à plusieurs angles dans les éprouvettes pendant le coulage. Les dimensions des éprouvettes sont retrouvées dans le Tableau II-3. L'étude est divisée en six groupes comportant six éprouvettes chacun. Au sein d'un même groupe, les éprouvettes partagent la même orientation de pré-fissure (entaille), et les mêmes constantes du matériau, mais diffèrent par la longueur des pré-fissures.

Tableau II-3 : Dimensions des éprouvettes entaillées (Desayi, 1977)

Hauteur	Longueur & Epaisseur	Longueur d'entaille	Largeur de fissure	Angle de fissure
12 pouces (30,48 cm)	6 pouces (15,24 cm)	0,5 ; 1 ; 1,5 et 2 pouces (1,3 ; 2,5 ; 3,8 et 5,1 cm)	0,25 pouces (0,63 cm)	30°, 45°, et 60°

Les données expérimentales disponibles dans (Desayi, 1977) concernent les courbes effort-déformation du groupe PD4 et les distributions de fissures du groupe PD5. Ces groupes concernent les éprouvettes ayant une orientation de pré-fissure de 60° pour le groupe PD4, et 45° pour le groupe PD5. Ces deux groupes sont donc choisis pour la reproduction des résultats expérimentaux. De plus, les résultats de la régularisation seront mesurés par rapport à la force de réaction maximale sur toutes les configurations expérimentales.

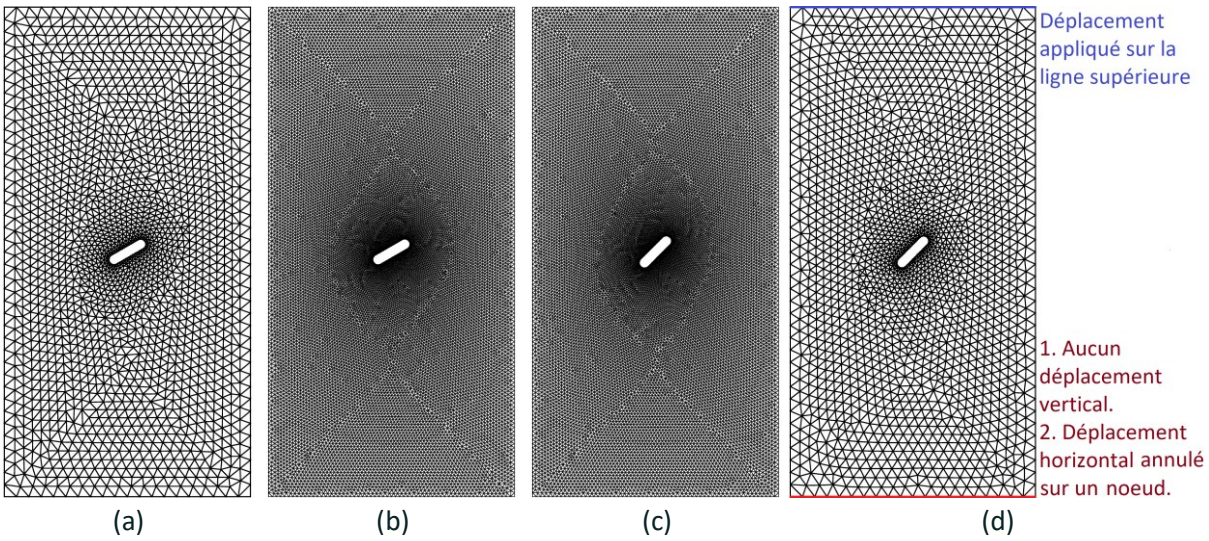


Figure II-16 : Exemples de maillages utilisés dans l'étude de raffinement de maillage, 60° x1 (a) et x3 (b) ; 45° x3 (c) et x1 (d).

L'intérêt de la régularisation en compression est démontré à l'aide d'une étude de dépendance au maillage portant sur les modèles Mazars RT et Mazars RTC. Vu la géométrie de l'éprouvette, la modélisation est faite en 2D. En partant d'un maillage de base, les densités sont multipliées par un

facteur commun selon le degré de raffinement souhaité. Ainsi, pour un maillage initial comportant 1 885 nœuds, ce nombre est porté à 16 995 pour le maillage x3, 47 089 pour le maillage x5, 188 008 pour le maillage x10 et 752 181 pour le maillage x20. Les éléments utilisés ici sont des éléments triangulaires linéaires. Quatre exemples de maillages utilisés et des conditions aux limites employées sont affichés en Figure II-16. Elles consistent en à l'application d'un déplacement vertical appliqué sur la ligne supérieure, tandis que le déplacement vertical est interdit sur la ligne inférieure. Une condition supplémentaire pour assurer la stabilité horizontale de la surface est ajoutée sur le nœud le plus proche de l'origine.

Les paramètres des matériaux sont identifiés à partir de la résistance en compression donnée dans (Desayi, 1977) et des relations de l'Eurocode 2 (Comité Européen de Normalisation, 2005). Chaque groupe d'éprouvettes possédait deux éprouvettes sans entaille, permettant de mesurer la résistance en compression du béton. Chaque groupe a donc une résistance en compression distincte. De plus, l'énergie de fissuration en compression est identifiée à l'aide de l'équation 30 (Nakamura & Higai, 2001). Les paramètres matériau sont résumés dans le Tableau II-4. Pour la géométrie considérée, il ne devrait pas y avoir d'éléments fortement cisaillés susceptibles de rompre prématurément. De plus, aucun renforcement d'acier n'est présent dans les éprouvettes, donc la correction en cisaillement n'est pas nécessaire et β est laissé à 1 (Pijaudier-Cabot et al., 1991), celle-ci ayant été développée principalement pour corriger la rupture d'éléments de béton cisaillés par une barre d'armature.

Tableau II-4 : Paramètres matériau de chaque groupe.

Groupe + Angle	Résistance en compression f_c [MPa]	Module de Young E [GPa]	Module de Poisson ν	Résistance en traction f_t [MPa]	Energie de fissuration en traction G_{ft} [N/m]	Energie de fissuration en compression G_{fc} [kN/m]
60°, PD4	25,3	29,0	0,2	2,0	130	44,3
45°, PD5	26,4	29,4		2,1		45,2
30°, PD6	24,6	28,8		1,9		43,6

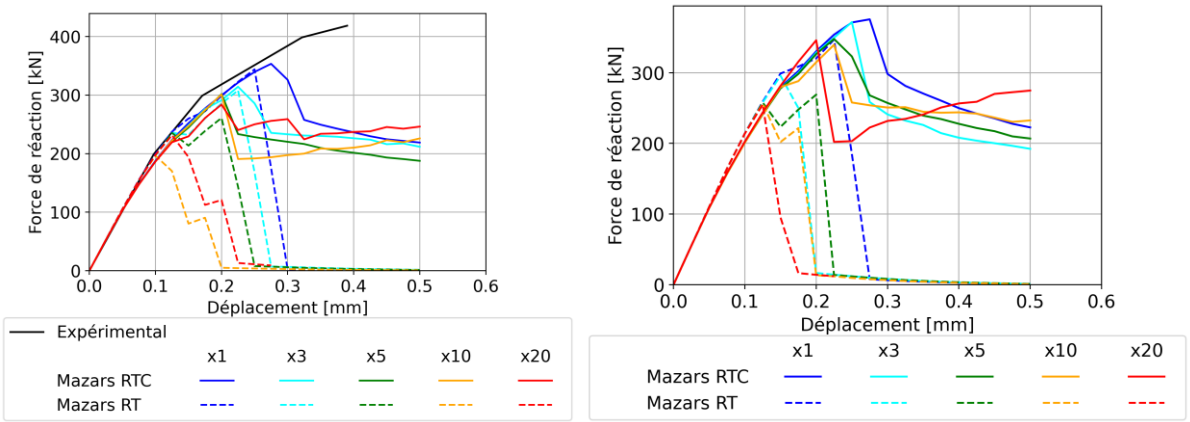


Figure II-17 : Courbes effort appliqué – déplacement sur deux éprouvettes ; $\alpha = 60°$ et $L_{fiss} = 1{,}5$ pouces (à gauche) ; $\alpha = 45°$ et $L_{fiss} = 1{,}0$ pouce (à droite)

Les résultats de courbes effort appliqué-déplacement sur les groupes PD4 et PD5 sont affichés en Figure II-17. Pour les deux groupes, sans régularisation en compression (courbes en pointillés), la rupture de l'éprouvette est franche, et elle survient de plus en plus tôt lorsque le maillage est raffiné. A l'inverse, avec le modèle Mazars RTC (courbes pleines), le comportement est amélioré, avec une dépendance moins forte des résultats vis-à-vis du maillage. Si le pic n'est pas rigoureusement atteint

au même point, la gamme des efforts atteints au début de l'adoucissement est plus resserrée pour les simulations utilisant le modèle Mazars RTC.

Les différences restantes peuvent être attribuées à des différences dans la génération du maillage, qui pourraient perturber les cheminements de fissuration. Les éléments choisis ici sont des éléments triangulaires pour faciliter la démarche de maillage, particulièrement pour le raffinement au niveau de la pré-fissure. D'une part, la solution locale reste encore dépendante au maillage (Jirásek & Grassl, 2008; Mosler & Meschke, 2004), ce qui peut avoir un effet du second ordre sur la solution globale. D'autre part, la longueur caractéristique est moins précise avec des éléments triangulaires qu'avec des éléments quadrilatéraux, ce qui peut avoir une influence sur le comportement post-pic.

Les cartes d'endommagement associées aux simulations à droite de la Figure II-17 ($\alpha = 45°$ et $L_{fis} = 1$ pouce) sont données en Figure II-18 et Figure II-19. Elles peuvent être comparées avec les profils de fissurations expérimentaux reproduits en Figure II-20, en particulier le deuxième en partant de la gauche, car cette éprouvette correspond au cas simulé ici. Il est important de noter que les éprouvettes qui sont simulées ici ne sont pas nécessairement toutes au même point dans leur chargement que les éprouvettes expérimentales de la Figure II-20, car le chargement expérimental a été arrêté après que les fissures se sont propagées sur une grande longueur, pour éviter de perdre le suivi des fissures. Cela peut expliquer pourquoi l'étendue de l'endommagement est plus importante dans les simulations que celle des fissures dans le cas expérimental.

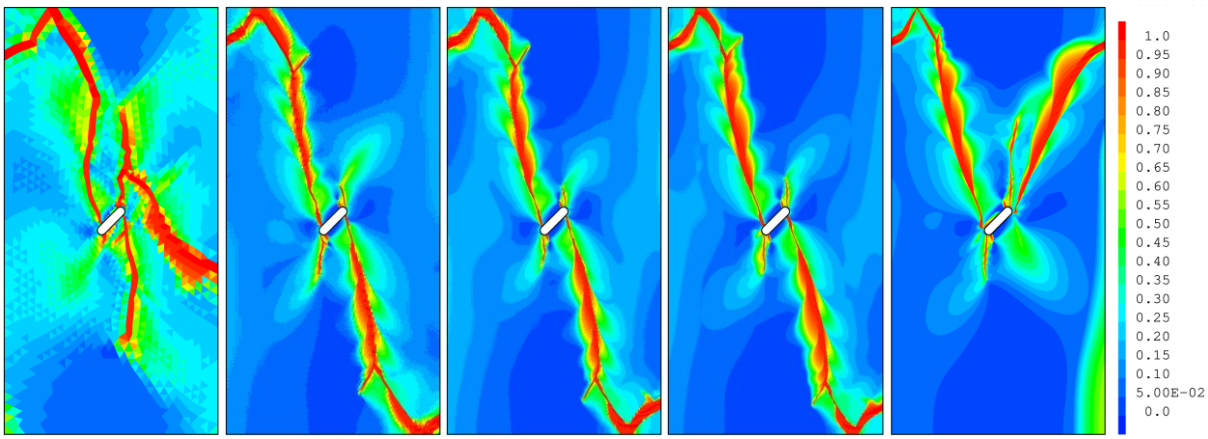


Figure II-18 : Cartes d'endommagement obtenues avec le modèle Mazars RT sur l'éprouvette du groupe PD5 avec une longueur d'entaille de 1 pouce ; maillage x1 (a), x3 (b), x5 (c), x10 (d), x20 (e)

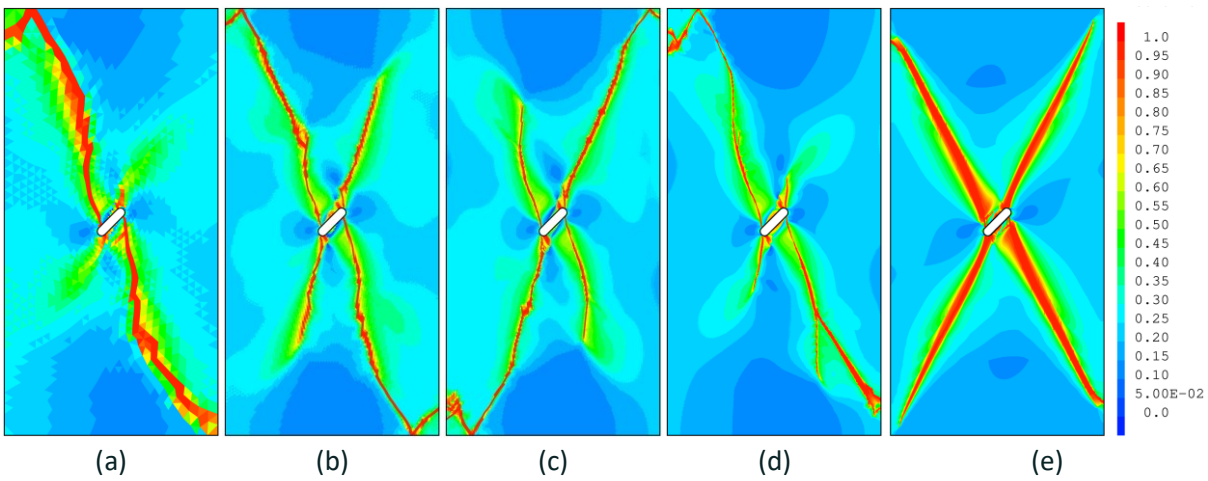


Figure II-19 : Cartes d'endommagement obtenues avec le modèle Mazars RTC sur l'éprouvette du groupe PD5 avec une longueur d'entaille de 1 pouce ; maillage x1 (a), x3 (b), x5 (c), x10 (d), x20 (e)

Ici, les cartes d'endommagement sont données pour le même déplacement appliqué (0,3 mm). Ce choix est fait pour avoir une référence commune permettant de comparer les simulations entre elles après le début de la localisation, et parce que les cartes d'endommagement ne progressent plus autant par la suite. En outre, il n'est pas possible de tracer les Figure II-18 et Figure II-19 au même instant que la Figure II-20. Les simulations sont exprimées pour un déplacement donné, alors que les photos des éprouvettes ont été prises après l'application d'une charge sur l'éprouvette, qui n'est pas atteinte dans les simulations.

Les cartes d'endommagement obtenues avec le modèle Mazars RT montrent de larges zones faiblement endommagées, avec d'autant moins d'endommagement que le maillage est raffiné. Pour les simulations utilisant le modèle Mazars RTC, l'endommagement est plus diffus, et la localisation dans une bande fine est plus marquée, à part pour le maillage le plus raffiné. L'endommagement diffus d'environ 0,2 indique que toute la surface de béton est sollicitée par le chargement en compression. Ce résultat montre comment la régularisation en compression permet de garder la force maximale plus constante, même avec le raffinement du maillage. En effet, dans les simulations avec Mazars RT, le faible endommagement montre que la plupart des éléments n'ont pas été sollicités suffisamment pour développer des contraintes importantes. Ainsi, grâce à la régularisation en compression, la localisation de l'endommagement dans une fine bande n'est pas synonyme de perte de contrainte maximale.

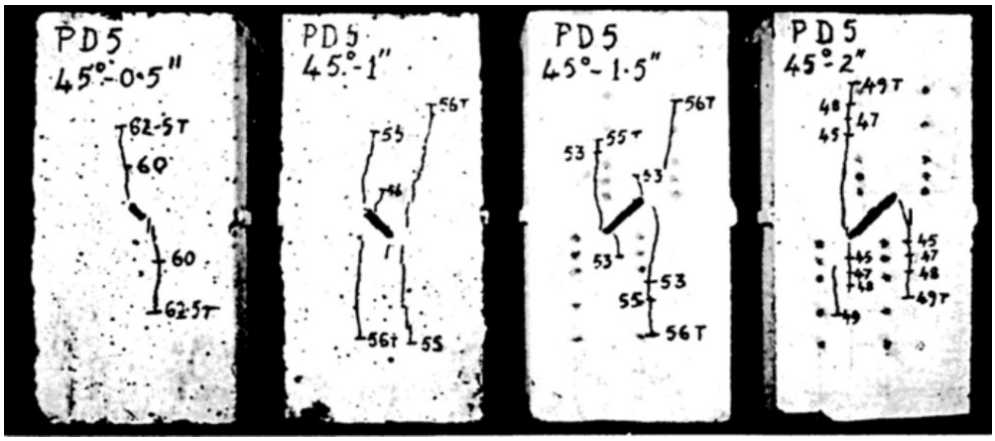


Figure II-20 : Profils de fissurations obtenus par (Desayi, 1977), longueurs de fissures allant de 0,5 à 2 pouces

Pour les simulations avec Mazars RTC et Mazars RT, la rupture de l'éprouvette survient lorsque la localisation de l'endommagement traverse toute la largeur de l'éprouvette. Elle est soudaine dans le cas des simulations avec Mazars RT (voir Figure II-17), avec une propagation très rapide de la zone endommagée. Avec Mazars RTC, après l'apparition des premières zones localisées, les fissures se propagent plus lentement. De plus, le modèle avec régularisation en compression permet d'obtenir une carte d'endommagement avec des formes plus proches des fissures expérimentales.

La Figure II-19 illustre la dépendance des résultats locaux au maillage qui reste présente, comme constaté dans (Jirásek & Grassl, 2008; Mosler & Meschke, 2004). En effet, malgré la régularisation en traction et en compression, les chemins de fissuration restent dépendants du maillage local, par cumul de deux effets : d'une part, l'orientation des mailles peut guider les fissures, et d'autre part, le trajet des fissures dépend de l'historique de chargement. Ainsi, plusieurs trajets de fissure sont possibles, bien qu'ils satisfassent tous la condition de convergence du solveur.

Enfin, les efforts maximaux en compression sont tracés en Figure II-21 pour tous les groupes d'éprouvette. Les gains d'objectivité par rapport au raffinement du maillage se retrouvent dans les plus faibles plages de variation de l'effort maximal obtenu avec le modèle Mazars RTC. En effet, l'écart

moyen entre l'effort maximal de la meilleure simulation et de la pire simulation passe de 92 kN à 44 kN. A l'exception de l'éprouvette à 30° et maillage grossier, les simulations avec le modèle Mazars RTC présentent systématiquement des efforts maximaux plus importants que les simulations avec le modèle Mazars RT. L'usage de Mazars RTC permet en outre de se rapprocher des résultats expérimentaux, mais ceux-ci doivent être relativisés. En effet, pour les éprouvettes avec une pré-fissure longue de 0,5 pouce et 1 pouce, l'effort maximal appliqué et la rigidité de l'éprouvette sont meilleurs que sans pré-fissure, sur un échantillon sain.

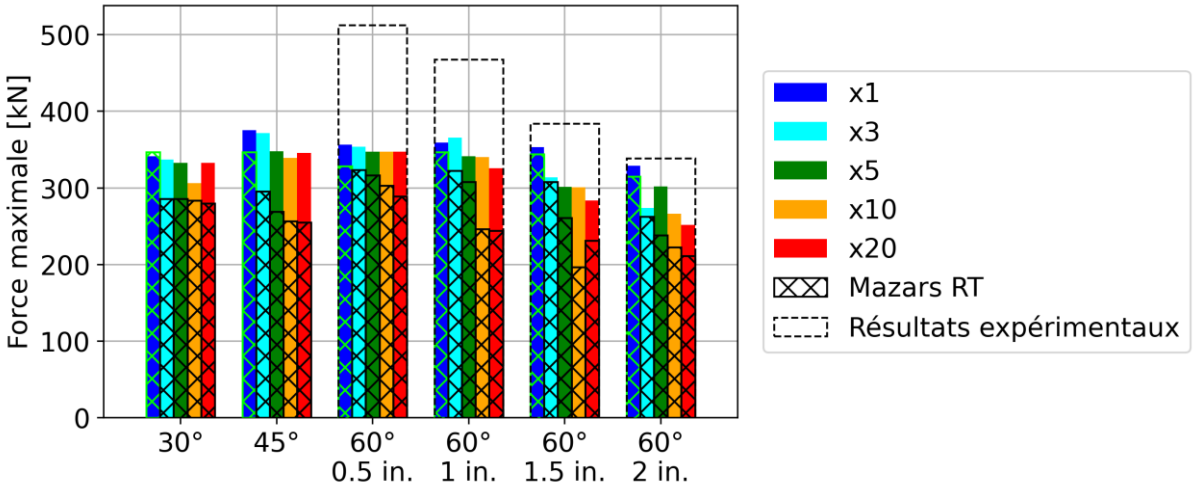


Figure II-21 : Efforts de réaction maximaux, comparaison entre les simulations et les expériences

2. Poutre en béton armé (Péra, 1973)

Le deuxième cas-test utilisé pour évaluer le modèle Mazars RTC est la reproduction des résultats expérimentaux obtenus sur une poutre en flexion 3-points (Péra, 1973). Ce cas diffère de l'éprouvette testée en II.C.1 car il permet de solliciter la maquette numérique en compression structurale, c'est-à-dire une compression produite par la géométrie de la structure, plutôt que due au chargement seul.

Bien qu'elle possède des armatures de compression et de traction qui peuvent mitiger l'absence de régularisation, la poutre en béton armé est choisie par rapport à des poutres non renforcées telles que celles utilisées dans les tests classiques de la littérature (Lubliner et al., 1989; Oliver, 1989). En effet, ici, la rupture en compression est recherchée, et ne peut pas être atteinte avec du béton seul en flexion.

Les dimensions de la poutre choisie sont présentées en Figure II-22. Il s'agit d'une poutre d'une longueur de 5 m, large de 200 mm et haute de 500 mm. Deux barres d'armatures de diamètre 32 mm permettent de reprendre les efforts de traction. Elles sont situées à une hauteur de 44 mm. Deux barres de 8 mm sont placées à 468 mm de hauteur et reprennent une partie de la compression. Les armatures d'effort tranchant sont constituées de cadres faits en barres de 8 mm, séparés par un espacement constant égal à 100 mm.

Le modèle numérique de la poutre est réduit à un quart de la structure entière en plaçant des conditions aux limites sur les plans de symétrie. Deux plaques en acier d'une épaisseur de 1 cm sont ajoutées au maillage pour permettre la répartition des efforts compressifs au niveau du point d'application de la force et au niveau des appuis. Du fait des symétries, la plaque centrale est réduite à un quart de plaque, alors que la plaque au bout de la poutre est une demie plaque. L'interaction entre le béton et l'acier des plaques est une simple condition de non-pénétration, sans frottement. L'interaction béton-barres d'armature est modélisée par un accrochage parfait entre les nœuds des barres d'armature et ceux du béton.

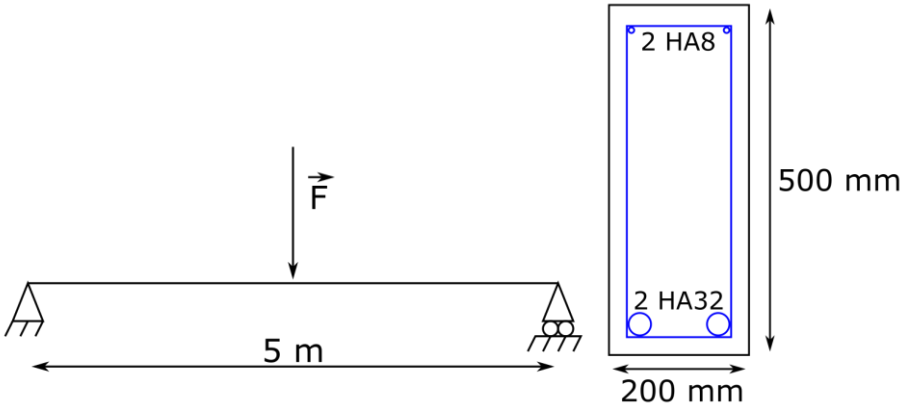


Figure II-22 : Dimensions de la poutre en flexion 3-points de (Péra, 1973)

Les éléments utilisés pour la modélisation de la poutre sont des hexaèdres à fonctions de forme quadratiques, donc à 20 nœuds. L'étude de convergence du maillage est faite sur trois maillages générés à partir d'un maillage grossier en multipliant les nombres d'éléments par un facteur constant. Les facteurs de raffinement sont 1,5 pour le maillage fin et 2 pour le maillage extra-fin, ce qui fait passer le nombre de nœuds initial de 36 518 à respectivement 103 369 et 254 645.

Les propriétés matériau sont résumées dans le Tableau II-5. Les paramètres du modèle Mazars RT sont estimés grâce aux équations 17 et 21. Ceux du paramètres Mazars RTC sont estimés à l'aide de l'équation 34, avec une énergie de fissuration en compression identifiée d'après l'équation 30.

Tableau II-5 : Propriétés matériau utilisées pour la simulation de la poutre 3-points (Péra, 1973)

Béton	**Résistance en compression f_c**	**Module de Young E**	**Coefficient de Poisson ν**	**Résistance en traction f_t**	**Energie de fissuration en traction G_{ft}**	**Energie de fissuration en compression G_{fc}**
	38,3 MPa	37,1 GPa	0,2	3,9 MPa	110 N/m	54,5 kJ/m²
Acier d'armature	**Seuil de plasticité σ_y**	**Module de Young E**	**Coefficient de Poisson ν**	**Module d'écrouissage H**	**–**	**–**
	400 MPa	200 GPa	0.33	3,3 GPa	–	–

Les résultats effort appliqué – flèche à mi travée sont illustrés en Figure II-23. Les résultats montrent que le comportement se déroule en trois phases : la première entre 0 et 2 mm de flèche, où la poutre est élastique. De l'endommagement apparaît ensuite dans la partie tendue de la poutre sous le chargement de flexion, à partir de 2 mm et jusqu'à 18 mm. Dans le même temps, de l'endommagement apparaît dans la partie comprimée. Enfin, à partir de 18 mm, les aciers arrivent à leur limite élastique et fonctionnent en écrouissage.

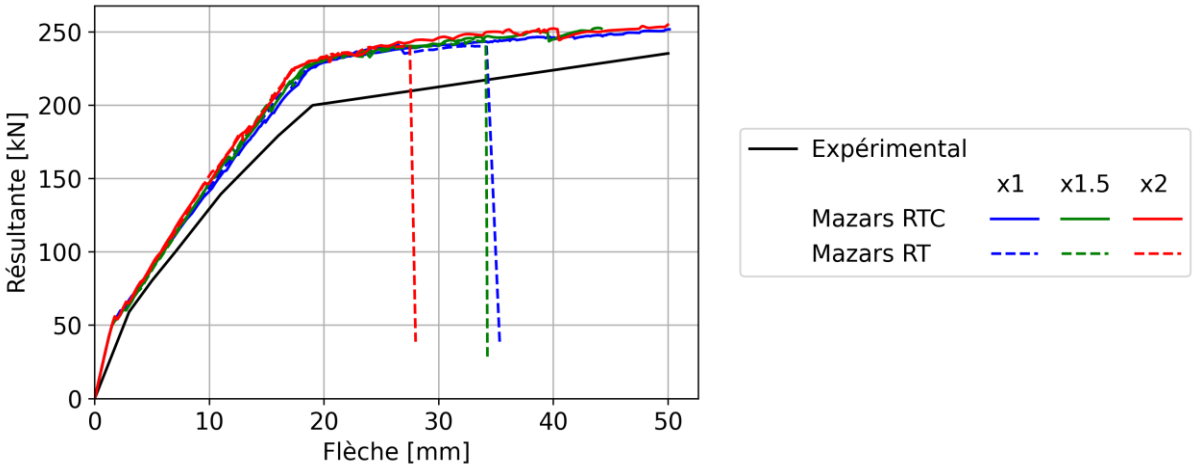


Figure II-23 : Courbes effort-flèche obtenues avec le modèle Mazars RT et Mazars RTC, comparaison avec les résultats expérimentaux

Ces trois phases sont bien reproduites par les résultats numériques, en particulier au niveau des flèches correspondant aux changements de mode de fonctionnement de la poutre. Les simulations présentent des résultats plus rigides que dans le cas expérimental. On peut expliquer cela par des biais dans l'estimation des paramètres matériau du béton et de l'acier. Par exemple, si la résistance en traction du béton semble correctement estimée car les fissures de flexion se propagent à partir du bon effort appliqué, il n'en est pas de même pour son module de rigidité, car la phase élastique semble trop rigide. De la même manière, la deuxième phase est trop rigide comparée à la phase expérimentale. Enfin, la dernière phase est légèrement trop peu rigide, ce qui indique que le paramètre d'écrouissage est trop faible. Les différences entre les résultats des simulations et des expériences peuvent aussi être expliquées par des biais expérimentaux, tels que des écrasements locaux au niveau des appuis ou du point d'application des efforts.

Jusqu'à une flèche de 24 mm, toutes les simulations présentent des résultats identiques. Cependant, la dépendance au maillage est illustrée en Figure II-23 par les simulations utilisant le modèle Mazars RT. Pour le maillage le plus raffiné, la poutre arrive à sa rupture à une flèche de 24 mm, alors que celles qui sont effectuées sur des maillages plus grossiers rompent plus tard dans le chargement. Au contraire, pour les simulations utilisant le modèle Mazars RTC, les résultats sont sensiblement identiques entre eux.

Les cartes d'endommagement affichées en Figure II-24 montrent que, pour le modèle Mazars RT, la rupture survient dans la partie comprimée de la poutre. Le comportement effort-flèche sur le maillage raffiné (x1,5) en Figure II-23 est superposé avec celui du maillage plus grossier parce que la zone rompue n'est pas au même endroit entre les deux simulations. En effet, la Figure II-24, (a, c et e) met en valeur le déplacement du lieu où la rupture en compression se fait. Elle est d'abord située en-dessous de l'effort appliqué, puis se déplace à une dizaine de centimètres vers le bout de la poutre. Les contraintes de compression sont plus faibles lorsqu'on s'éloigne du point d'application de la force, donc l'effort nécessaire pour faire atteindre le maximum est comparativement plus important, ce qui explique la superposition de la courbe x1,5 et x1 dans la Figure II-23.

En ce qui concerne les cartes d'endommagement obtenues avec le modèle Mazars RTC (Figure II-24 b, d, f), la zone endommagée dans le membre comprimé de la poutre ne montre pas de différences significatives entre les maillages utilisés. Cependant, les fissures ouvertes en traction sont plus espacées pour les maillages les plus fins. A nouveau, cette dépendance de la solution locale au maillage confirme ce qui est déjà constaté dans la littérature (Jirásek & Grassl, 2008; Mosler & Meschke, 2004).

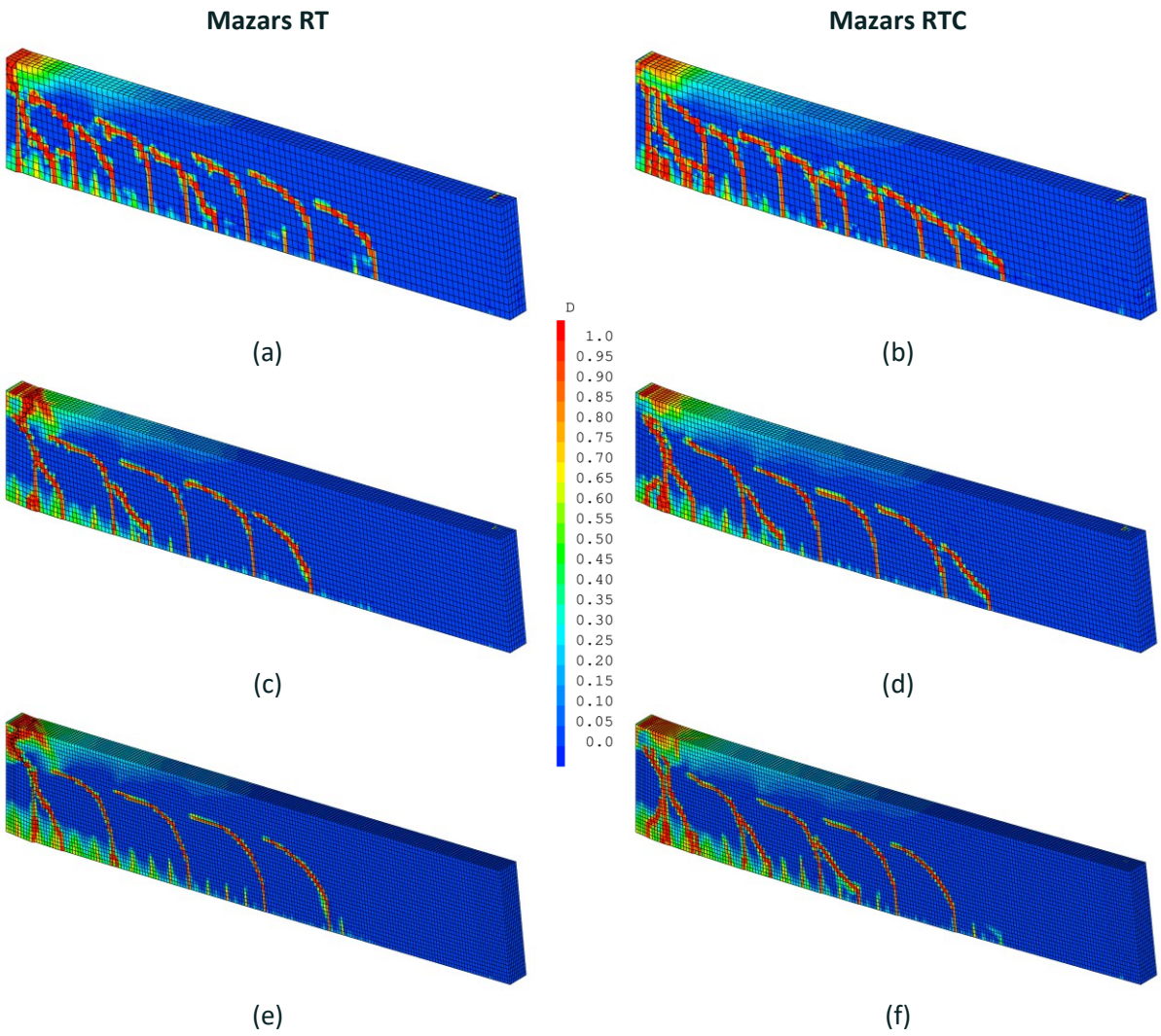


Figure II-24 : Cartes d'endommagement obtenues avec les modèles Mazars RT et RTC, affichées sur la configuration déformée. (a, b) sur le maillage grossier x1 ; (c, d) sur le maillage raffiné x1,5 ; (e, f) sur le maillage extra-fin x2.

3. Conclusion partielle

Dans cette partie, les performances du modèle Mazars RTC ont été montrées sur deux exemples :

- une éprouvette entaillée soumise à de la compression (Desayi, 1977) ;
- une poutre en béton armé en flexion 3 points (Péra, 1973).

Dans les deux cas, le modèle Mazars RT est mis en défaut par le raffinement du maillage. En effet, les résultats montrent une dépendance de la réponse globale au maillage due au comportement de compression. Lors de la rupture, une énergie plus faible est absorbée avec les maillages raffinés. La régularisation de la loi de compression introduite en équation 34 (partie II.B.2) permet en grande partie de s'affranchir de la dépendance des résultats globaux au maillage. C'est particulièrement le cas pour la poutre en béton armé, où la régularisation permet d'obtenir des résultats identiques entre les trois maillages testés. Pour l'éprouvette entaillée, une dépendance au maillage subsiste, mais elle est fortement atténuée par la régularisation de la loi de compression.

II.D. Application sur deux essais de cisaillement de connecteur, effet des variables

Les parties précédentes ont permis de valider la nouvelle loi de compression sur des cas-tests élémentaires, puis structurels. Dans cette partie, le modèle Mazars RTC sera appliqué sur deux essais *pushout*, dont la modélisation est motivée par son rôle préliminaire dans les études à l'échelle de la structure, puisque toute défaillance à ce stade compromettrait la validité des analyses à plus grande échelle. Il s'agit ici d'éprouver la méthode de modélisation sur un essai de taille réduite pour comprendre les mécanismes qui se déclenchent lors de sa rupture.

Pour une application structurelle, il est donc nécessaire de tester une gamme de dimensions représentative des structures SCS. C'est le cas des deux essais *pushout* analysés dans cette partie :

- le même que celui de la partie II.A.2 (Shim et al., 2004) ;
- un essai de cisaillement de connecteur sur des connecteurs plus courts (An & Cederwall, 1996).

1. Essai pushout (Shim et al., 2004)

La première étude de cette partie reprend le cas-test développé dans la partie II.A.2 (Shim et al., 2004). Le maillage qui est considéré pour cette étude est identique à celui qui est affiché en Figure II-7. Les paramètres matériau peuvent être retrouvés dans le Tableau II-2. En se fondant sur ces propriétés, l'énergie de fissuration en compression est calculée à l'aide de l'équation 30, et donne la valeur de 50 kN/m.

Une comparaison des courbes effort-glissement résultant des simulations avec les modèles Mazars RT et Mazars RTC sont affichées en Figure II-25. En partie II.A.2, il était constaté que la rigidité initiale de l'essai de poussée de connecteur était correcte jusqu'à un effort appliqué de 75 kN, point à partir duquel les simulations sur les trois maillages empruntent des branches différentes. Les simulations qui utilisent le modèle Mazars RTC gardent la bonne estimation de la rigidité initiale, et la conservent au-delà de 75 kN, jusqu'à 175 kN, où il existe un point d'inflexion.

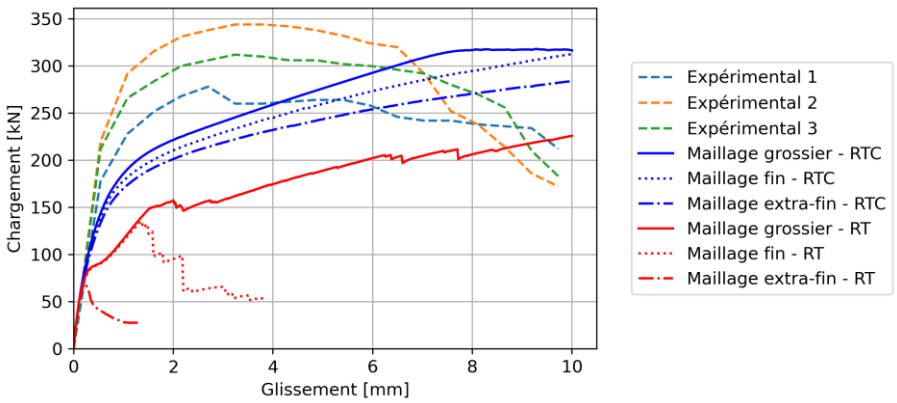


Figure II-25 : Courbes effort-glissement obtenues avec les modèles Mazars RT et RTC sur l'essai de cisaillement de connecteurs longs (Shim et al., 2004)

La rupture de pente qui survient au point (1 mm, 175-200 kN) est liée à l'atteinte du seuil de plasticité dans les éléments volumiques composant le goujon. Pour démontrer ce phénomène, les courbes tracées en Figure II-26 (a et b) affichent l'évolution de l'intégrale des déformations plastiques cumulées, soit dans le volume des goujons (a), soit dans les surfaces cohésives (b). L'intégration est préférée à la visualisation de la variable plastique en un point de Gauss afin de représenter l'évolution dans tout le volume, sans privilégier une localité au détriment des autres . Ainsi, les résultats obtenus illustrent de manière plus globale les comportements d'ensemble du goujon.

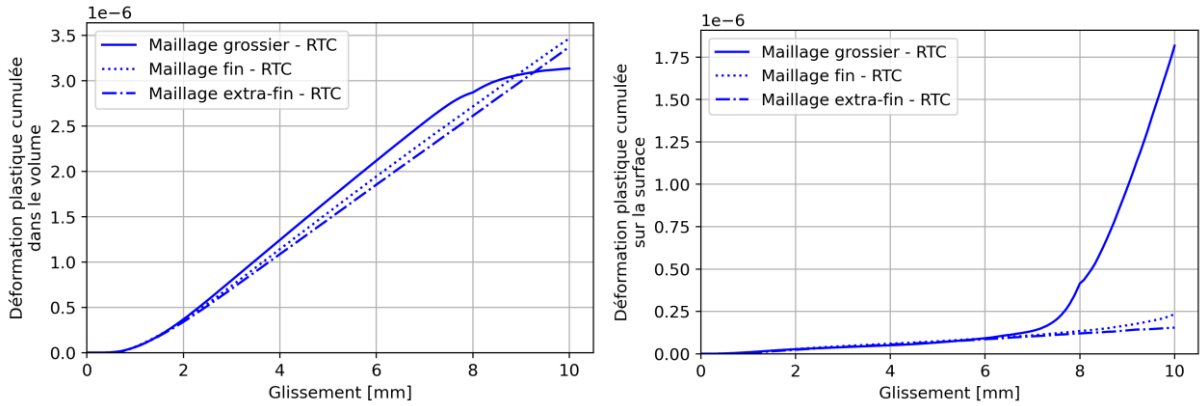


Figure II-26 : Déformation plastique cumulée en fonction du glissement (a) dans le volume des goujons et (b) dans la surface cohésive

Sur le graphe de la Figure II-26 a, la déformation plastique cumulée augmente fortement à partir de 1 mm. Pour les trois degrés de raffinement, le seuil plastique est atteint au même glissement (environ 1 mm). Cependant, la pente est plus faible lorsque le maillage est raffiné, ce qui semble indiquer un écrouissage plus lent, et donc des efforts transmis plus faibles. Cet effet est confirmé par les courbes effort-glissement en Figure II-25. Dans la simulation avec le maillage grossier, l'augmentation des déformations plastiques cumulées dans le volume (Figure II-26 a) ralentit après le glissement 8-9 mm, alors qu'elles se mettent à augmenter dans la surface cohésive. Cela s'explique par le fait que la surface cohésive se met à saturer, ce qui se traduit globalement par la saturation de l'effort autour de 8 mm dans la Figure II-25. Pour la simulation sur le maillage fin, l'intégrale de la déformation plastique cumulée sur la surface cohésive entame une légère augmentation juste avant 10 mm, juste avant d'atteindre l'effort de plastification de la surface cohésive. Enfin, pour la simulation sur le maillage extra-fin, le volume de goujon continue à écrouir car le plateau de la surface cohésive n'est pas encore atteint.

Ainsi, même avec la régularisation de la loi de compression, une dépendance au maillage subsiste, car la réponse du maillage le plus raffiné est plus souple que les autres. Comme le montrent les Figure II-27 et Figure II-28, la dépendance au maillage n'est pas due aux lois plastiques dans les aciers, car elle subsiste lorsque celles-ci sont désactivées et qu'ils sont considérés élastiques.

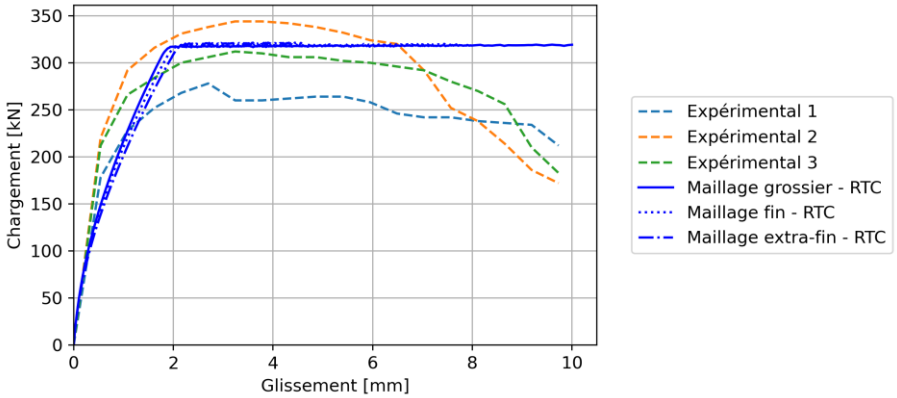


Figure II-27 : Courbes effort-glissement obtenues en raffinant le maillage, avec des aciers élastiques et en gardant la zone cohésive plastique entre le profilé et les goujons

Etant donné la complexité des phénomènes en jeu et les fortes non-linéarités des modèles associés, une dépendance au maillage rémanente est attendue. Elle pourrait être due à des phénomènes tels que la non-convergence du maillage permettant d'exprimer le contact entre le béton et le connecteur, ou alors une dépendance au maillage encore présente dans la loi du béton. Elle est suffisamment faible

dans le cas présent, donc le modèle Mazars RTC sera accepté dans la suite comme représentatif du comportement du béton dans le cadre de l'essai *pushout*. Pour des raisons de rapidité des calculs et parce qu'il est jugé suffisamment représentatif, le maillage utilisé dans la suite est le maillage grossier, dont les résultats de simulation sont adoptés comme référence pour la suite.

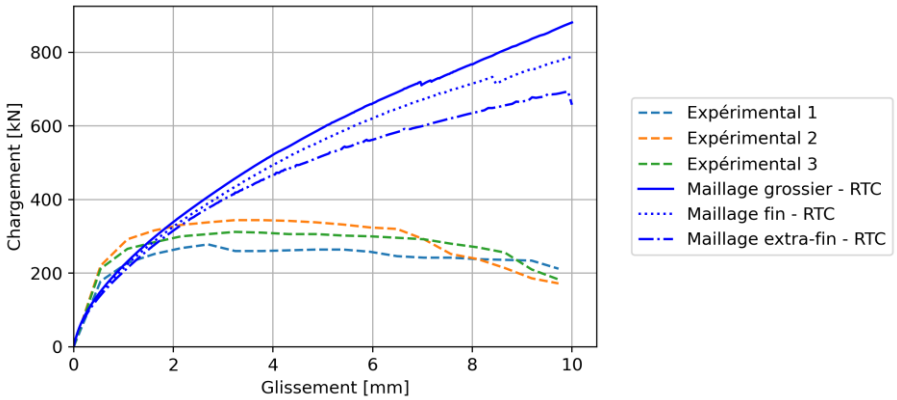


Figure II-28 : Courbes effort-glissement obtenues en raffinant le maillage, sans plasticité dans les aciers et sans zone cohésive

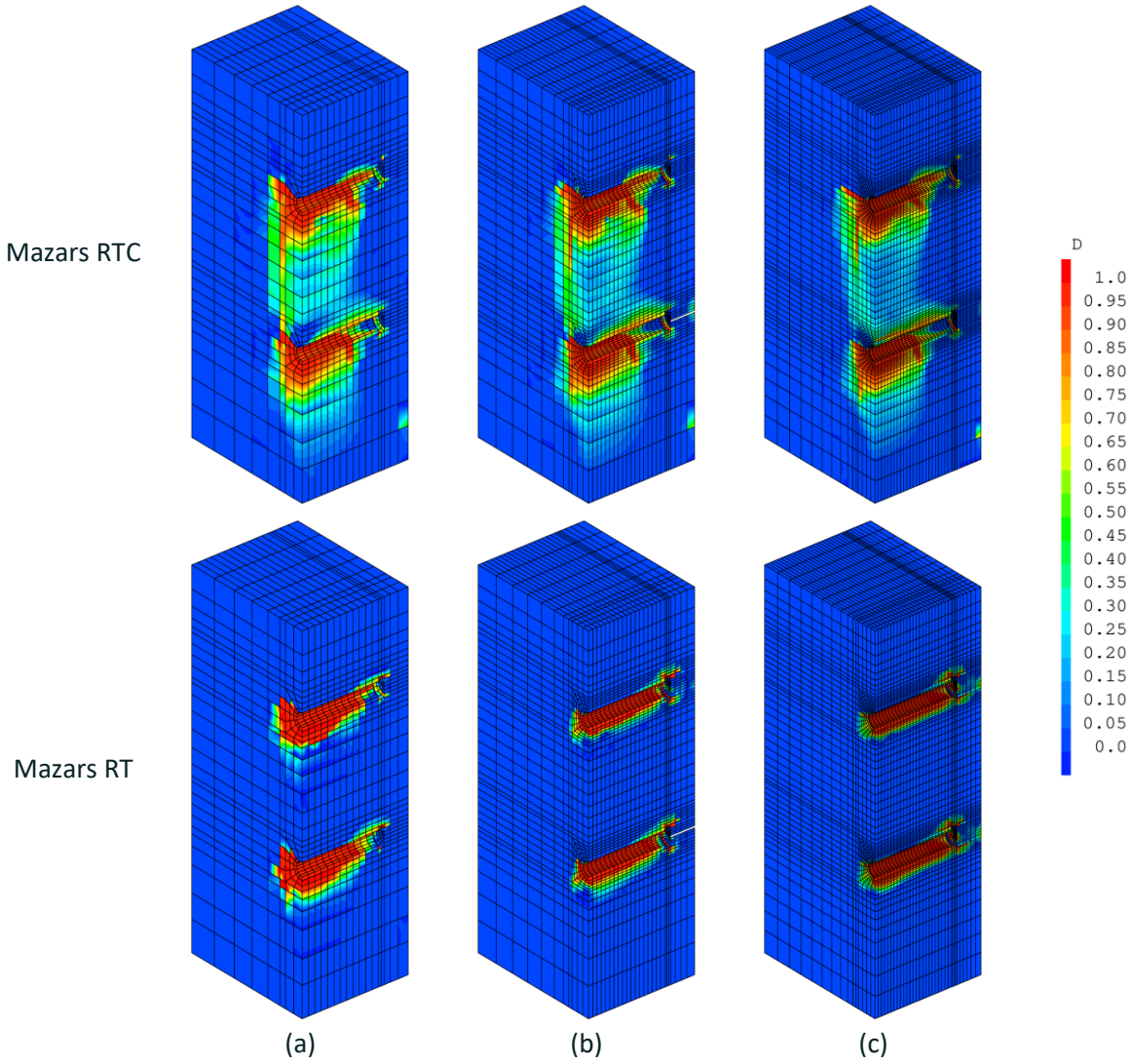


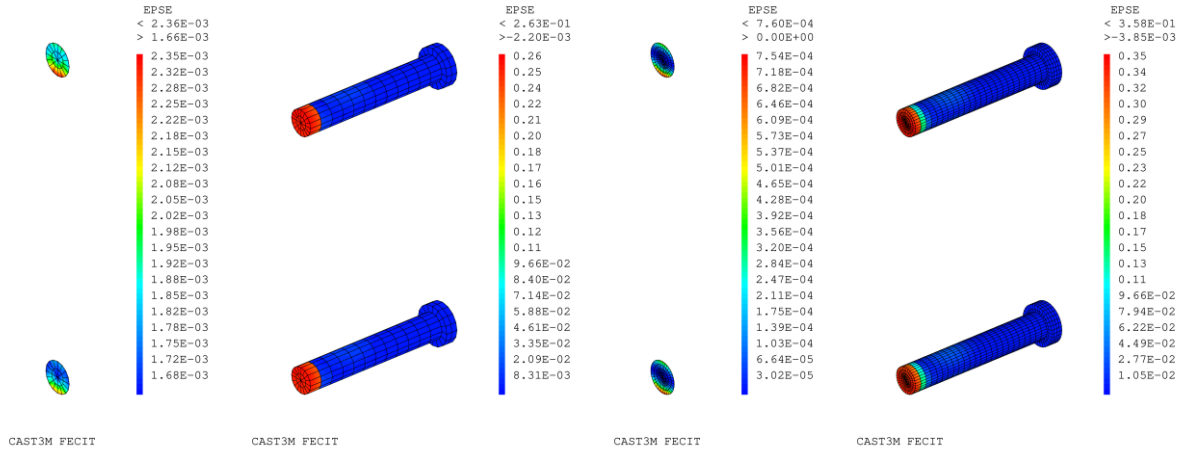
Figure II-29 : Cartes d'endommagement obtenues avec le modèle Mazars RTC sur l'essai de cisaillement de connecteur de (Shim et al., 2004), en coupe sur le goujon. (a) Maillage grossier x1, (b) maillage raffiné x1,5, (c) maillage extra-fin x2

Les cartes d'endommagement obtenues en utilisant le modèle Mazars RTC, en comparaison avec celles de la partie II.A.2, sont affichées en Figure II-29. Tout comme constaté en partie II.C, les endommagements obtenus avec le modèle régularisé en compression sont plus diffus, ce qui traduit la sollicitation d'une plus grande partie du volume de béton. Contrairement aux simulations avec le modèle Mazars RT, l'endommagement n'est pas étendu sur toute la longueur du goujon, et il reste une longueur de béton encore intacte. Ainsi, le béton pourrait reprendre des efforts supplémentaires.

Il est intéressant de noter que sur la Figure II-29, les champs d'endommagement obtenus avec le modèle Mazars RTC montrent une zone faiblement endommagée au-dessus du goujon, un peu en retrait de la tête. Le béton n'étant pas entièrement rompu, il agit comme le pivot d'un levier qui fait fléchir le goujon, ce qui force la partie arrière du goujon vers le haut. Cette partie s'appuie sur le béton en partie arrière supérieure, et est responsable de l'endommagement au-dessus du goujon.

Ce n'est pas le cas avec les simulations utilisant le modèle Mazars RT. En effet, l'endommagement au-dessus du goujon se situe plus proche de la tête et y prend des valeurs plus importantes. Le phénomène qui agit est le contact entre la tête et le béton. Après que celui-ci a rompu sur une partie suffisante le long du corps du goujon, la seule résistance provient de la tête, qui amorce sa rupture.

Comme vu précédemment, la plasticité dans le goujon a un rôle prépondérant dans la phase intermédiaire entre l'endommagement et la rupture plastique de la zone cohésive. La Figure II-30 affiche les distributions de variable plastique cumulée dans les goujons et dans les zones cohésives. Discuter les valeurs des résultats a peu de sens, car les variables n'ont pas le même sens physique suivant qu'elles concernent les éléments volumiques ou la surface cohésive. Pour les éléments volumiques, les déformations plastiques cumulées sont effectivement des déformations permanentes liées à l'écrouissage. Dans le cas des éléments 0D (surface cohésive), il s'agit d'un déplacement permanent, car ils n'ont pas de longueur, donc pas de déformation au sens usuel. Pour un élément 0D, la déformation correspond à son allongement absolu, comparable à celui d'un ressort, donc à la différence entre les déplacements généralisés de ses nœuds.



(a) (b) (c) (d)

Figure II-30 : Cartes de déformation plastique cumulée dans la simulation de référence et sur le maillage extra-fin des essais ST25 (Shim et al., 2004). (a) sur l'interface cohésive de référence, (b) sur le goujon de référence, (c) sur l'interface cohésive raffinée, (d) sur le goujon raffiné.

Il est plus pertinent de discuter la façon dont les variables plastiques se répartissent. Pour les zones cohésives (Figure II-30 a et c), les déformations plastiques sont plus importantes en bas, au milieu de la zone de contact entre le goujon et le béton. Les sollicitations liées à l'interaction entre béton et goujon sont préférentiellement transmises par les éléments JOI1 (0D) du bas à cause de leur proximité avec les surfaces en interaction.

Pour les éléments volumiques (Figure II-30 b et d), les déformations plastiques cumulées sont plus importantes au niveau de la soudure entre les goujons et les plaques du profilé. Avec le maillage le plus grossier, seule la première bande d'éléments plastifie, alors que deux bandes plastifient dans le cas du maillage raffiné. La plastification de la seconde bande s'explique par le fait que la première écrouit progressivement au cours du chargement, jusqu'à ce que les efforts transmis à la deuxième bande dépassent le seuil de plasticité. Cela traduit que des efforts sont bien transmis entre le béton et le goujon, même à distance de la soudure.

Les graphes de la Figure II-26 montrent que la plastification de la zone cohésive arrive plus tard que celle des éléments volumiques du goujon. Ce phénomène s'explique par le caractère triaxial de la sollicitation dans les éléments volumiques. Pour la surface cohésive, le critère est écrit sur le cisaillement uniquement, c'est-à-dire sur les forces portant dans les directions dans le plan de la surface (Calixte, 2021).

Les différences entre les critères de prise en compte des efforts (critère de von Mises pour les éléments 3D, critère en cisaillement dans le plan pour les éléments 0D) font que les surfaces cohésives voient leur critère dépassé après que les éléments volumiques ont écroui, car ceux-ci sont soumis à un chargement de flexion-cisaillement, alors que les éléments 0D n'atteignent leur palier plastique que lorsqu'ils sont suffisamment sollicités en cisaillement pur. La pente intermédiaire en Figure II-25 dépend principalement de la loi d'écrouissage prise pour le volume d'acier, et de sa contrainte seuil. Le choix de la même contrainte-seuil pour les deux lois de plasticité (éléments 3D et 0D) aboutit au graphe de la Figure II-25, où une large partie de la courbe est due à l'écrouissage des éléments 3D au plus près de la soudure.

2. Pushout avec connecteurs courts

Le deuxième essai expérimental vise à reproduire un des essais publiés dans (An & Cederwall, 1996). Parmi les échantillons testés, le choix porte sur les échantillons comprenant huit goujons, deux cadres d'armature, et des dalles de béton ordinaire. Comme pour l'essai de (Shim et al., 2004), le maillage est réduit à un quart de l'essai en utilisant les deux plans de symétrie.

Tableau II-6 : Dimensions de l'essai (An & Cederwall, 1996)

Diamètre	Longueur (avec tête)	Diamètre de tête	Longueur de tête	Espacement des cadres	Diamètre des barres d'armature
19 mm	75 mm	33 mm	10 mm	30 mm	10 mm

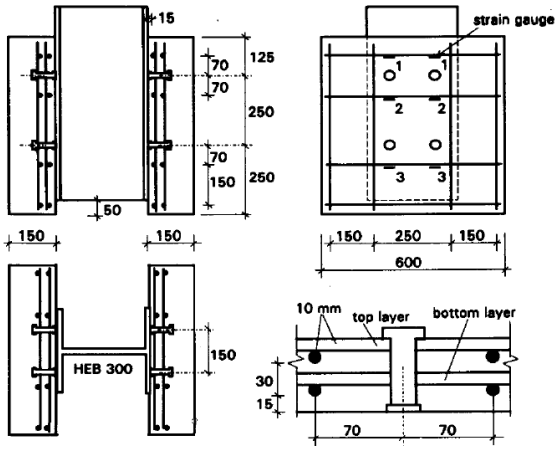


Figure II-31 : Schéma de l'essai (An & Cederwall, 1996)

Le profilé acier qui est utilisé est un profilé HEB 300. Les tailles des goujons étudiés et des informations concernant les cadres d'armature sont regroupées dans le Tableau II-6. Les autres dimensions sont

affichées sur le schéma de l'essai en Figure II-31 (An & Cederwall, 1996). Les paramètres des matériaux employés sont rassemblés dans le Tableau II-7.

Une comparaison des courbes d'effort-glissement expérimentales et numériques est affichée en Figure II-32. La rigidité initiale de la simulation est correcte vis-à-vis des rigidités expérimentales. De la même manière que la simulation de référence de l'essai (Shim et al., 2004) en Figure II-35, la simulation adoucit aux alentours de 1 mm en résultat de l'atteinte du palier plastique dans le volume du goujon. Ce phénomène est démontré en Figure II-33 par l'augmentation de l'intégrale des déformations plastiques cumulées dans le volume à partir du glissement 1 mm. Comme indiqué en Figure II-34 b, la majeure partie des déformations plastiques cumulées se concentre dans la première bande d'éléments, au plus près de la soudure.

Tableau II-7 : Paramètres matériau de l'essai (An & Cederwall, 1996)

Béton	**Résistance en compression f_c**	**Module de Young E**	**Coefficient de Poisson ν**	**Résistance en traction f_t**	**Energie de fissuration en traction G_{ft}**	**Energie de fissuration en compression G_{fc}**
	30,8 MPa	31 GPa	0,2	3,26 MPa	150 N/m	48,8 kJ/m
–	**Seuil de plasticité σ_y**	**Module de Young E**	**Coefficient de Poisson ν**	**Module d'écrouissage H**	–	
Acier de construction	235 MPa	210 GPa	0,3	9 GPa	–	
Goujons	418 MPa	207 GPa	0,3	927 MPa	–	
Barres d'armature	509 MPa	210 GPa	0,2			

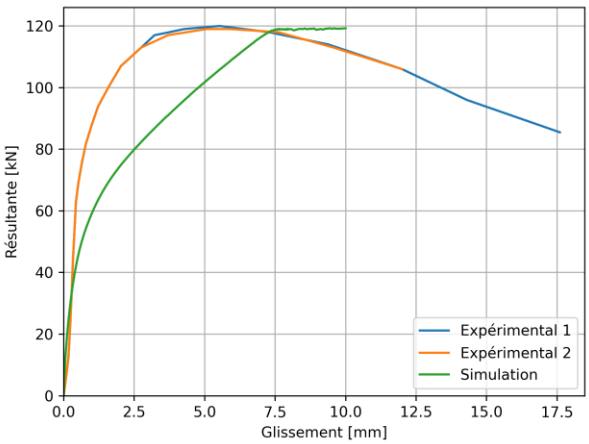


Figure II-32 : Courbe effort-glissement obtenue par éléments finis, comparée avec les échantillons expérimentaux

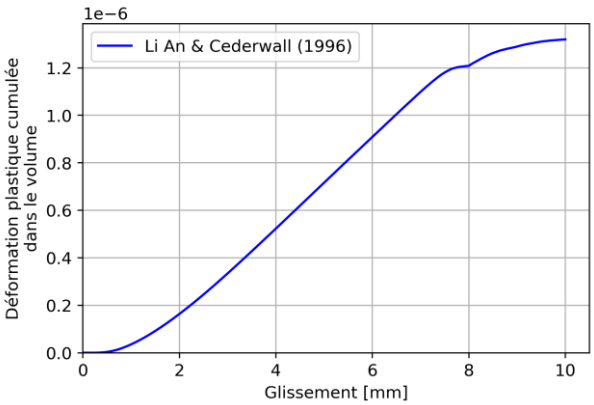
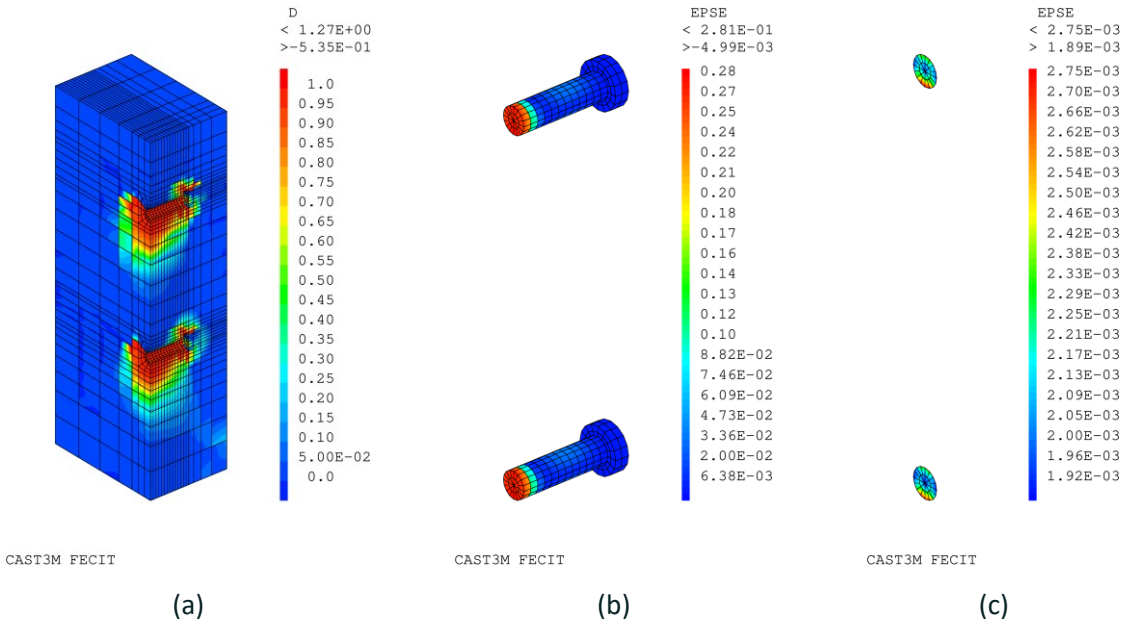


Figure II-33 : Intégrale de la déformation plastique cumulée dans le volume en fonction du glissement

La carte d'endommagement affichée en Figure II-34 montre des similitudes avec celle qui est obtenue sur la simulation du pushout précédent en Figure II-29 a (Shim et al., 2004). Elle fait état d'un large endommagement, particulièrement prononcé sous l'avant des goujons. L'endommagement n'est présent que sur la moitié basse des goujons, parce que les conditions de non pénétration n'autorisent que les contraintes de compression à travers les goujons. L'endommagement est cependant moins

accentué que sur l'essai de (Shim et al., 2004), particulièrement entre les goujons, car les efforts sont comparativement plus faibles à cause de la réduction du diamètre des goujons.

La répartition des déformations plastiques cumulées sur la surface plastique (Figure II-34 c) reste semblable à celles du pushout précédent (Shim et al., 2004) en Figure II-30 a et c. Encore une fois, les déformations plastiques cumulées sont particulièrement importantes en bas de la surface cohésive, car l'interaction connecteur-goujon agit sur le bas du connecteur. De même que sur la Figure II-30 b et d, on retrouve en Figure II-34 b le comportement plastique sur les premières bandes des goujons.



(a) (b) (c)

Figure II-34 : Variables internes dans la simulation de l'essai . (a) Endommagement, (b) déformation plastique cumulée dans le volume, (c) Déformation plastique cumulée au niveau de la surface cohésive.

3. Effets des hypothèses de simulation

Dans la partie précédente, un code de simulation a été développé pour simuler un essai de poussée de connecteur. Ce code a été appliqué sur deux cas expérimentaux (An & Cederwall, 1996; Shim et al., 2004). La simulation possède une dépendance vis-à-vis du maillage toujours présente, mais faible devant celles où un modèle non régularisé en compression est utilisé.

Dans cette partie, les hypothèses de simulation seront explorées pour visualiser leurs effets respectifs sur les résultats du *pushout*. En effet, les parties précédentes mettent en lumière une compétition entre le développement de la plasticité dans la surface cohésive et dans le volume des connecteurs, qu'il serait bon de clarifier. Enfin, il reste des paramètres matériau pour la plasticité dont les valeurs ne sont pas aisément estimables. Une deuxième étude permettra de choisir les mieux adaptées pour une bonne représentativité de la simulation.

a) Plasticité des goujons

Le choix d'utiliser la même contrainte-seuil pour tous les éléments des goujons n'est pas nécessairement le plus réaliste. En effet, deux phénomènes thermiques liés au soudage des goujons peuvent modifier la répartition des contraintes :

- le refroidissement de la partie soudée provoque des contraintes internes ;
- la forte chaleur modifie les phases de l'acier, et produit l'apparition d'une zone dite « affectée thermiquement », ou *heat affected zone (HAZ)* en anglais (Brätz & Henkel, 2023; Buranapunviwat & Sojiphan, 2021).

Expérimentalement, la mise en évidence de la zone affectée par la chaleur est aisée, par exemple grâce à un pénétromètre Vicat. La quantification fiable des contraintes plastiques et à rupture l'est beaucoup moins, en particulier parce que celle-ci est dépendante du processus de soudage (par friction, à l'arc), de la procédure de soudage (pression de friction et de forge, température de soudage, *etc*…) et des matériaux employés. Dans un premier temps, il est possible de modéliser la zone affectée par la chaleur en supposant qu'elle reste élastique. Ce travail n'est réalisé que sur le maillage de référence (le maillage grossier), sur lequel la zone affectée par la chaleur est modélisée par une bande d'éléments élastiques au niveau de la soudure, du côté goujon. Pour simplifier l'étude, la taille de la première bande n'est pas modifiée par rapport aux tailles déjà considérées dans le maillage de référence. Dans ce cas de figure, l'hypothèse est que les effets thermiques du soudage sont tels que la première bande ne plastifie pas.

Les courbes effort-glissement obtenues en plaçant une bande élastique à proximité de la soudure sont comparées avec les simulations de référence des parties précédentes (II.D.1 et 2) en Figure II-35. Comme attendu, l'absence de plasticité et de l'écrouissage de la première bande d'éléments du connecteur empêche la saturation de l'effort autour des points d'inflexion dus à la plasticité (1 mm, 200 kN pour la Figure II-35 a, et 1 mm, 125 kN pour la Figure II-35 b). L'effort continue à augmenter, avec un assouplissement progressif de l'effort de réaction, jusqu'à atteindre le palier plastique de la surface cohésive.

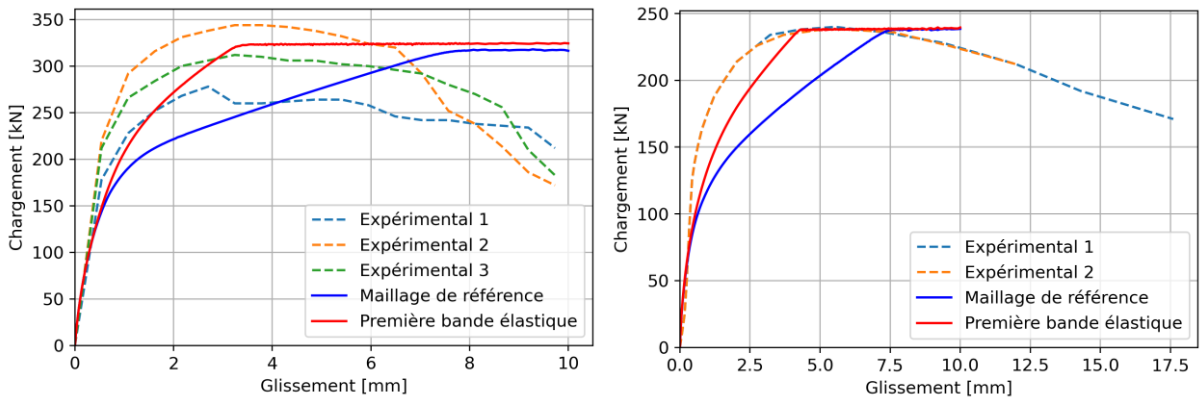


Figure II-35 : Comparaison des courbes effort-glissement expérimentales, et obtenues sur la simulation de référence ou sur la simulation avec une bande d'éléments élastiques. (a) sur l'essai ST25 (Shim et al., 2004), (b) sur l'esssai (An & Cederwall, 1996)

Des courbes décrivant l'évolution des déformations plastiques au cours du chargement sont disponibles en Figure II-36. Les courbes indiquent le résultat de l'intégration des déformations plastiques cumulées sur le volume des connecteurs pour chaque pas de chargement. Ces courbes rendent compte des augmentations de variable plastique partout sur les connecteurs, donc permettent de comprendre les comportements d'ensemble. Par rapport à la simulation de référence, les déformations plastiques cumulées dans le volume des connecteurs augmentent significativement plus lentement lorsque la première bande est élastique. Cette observation est cohérente avec la répartition de la déformation plastique cumulée des simulations de référence, affichées en Figure II-30 b et Figure II-34 b. A l'inverse, lorsque la première bande est élastique, la saturation de la zone cohésive survient plus rapidement (voir Figure II-36 c et d), et pour un glissement d'environ 3,25 mm, ce qui est en accord avec l'atteinte expérimentale du plateau plastique en Figure II-35.

Pour la simulation de l'essai (Shim et al., 2004), la déformation plastique cumulée affichée en Figure II-37 a est principalement due à la flexion des goujons au niveau du « pivot » de levier identifié dans la discussion des profils d'endommagement en section II.D.1. La plastification en flexion est aussi

présente dans les simulations de référence (Figure II-30 b et d), mais elle est éclipsée par les fortes valeurs dans la bande au début du goujon. Par exemple, elle reste légèrement visible sur la Figure II-30 d. En ce qui concerne les déformations plastiques dans les surfaces cohésives affichées en Figure II-37 b, la forme de la répartition est différente. Cela pourrait être dû à l'élasticité de la bande d'éléments qui perturbe la répartition des contraintes par rapport au cas de référence. En particulier, il existe des efforts de cisaillement dans la direction horizontale dans le plan de la zone cohésive, qui pourraient être atténués lorsque la première bande d'éléments arrive à son seuil de plasticité, mais pas quand elle reste élastique.

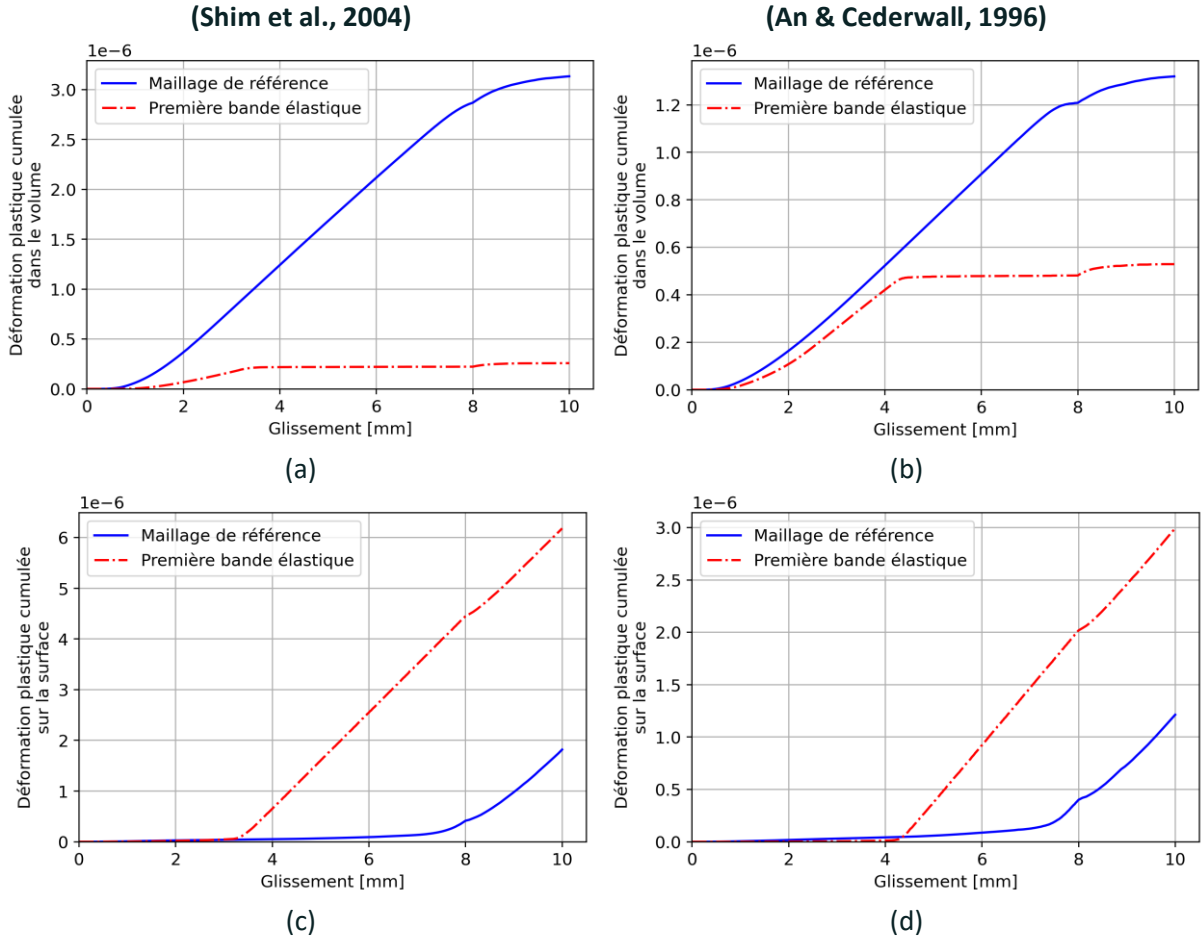
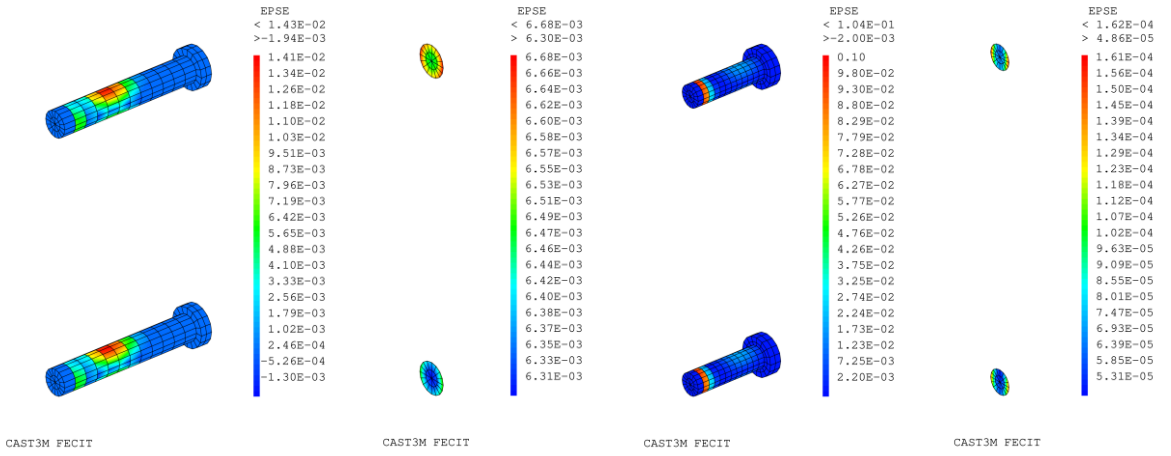


Figure II-36 : Comparaison des déformations plastiques cumulées en fonction du glissement sur l'essai. (a) dans le volume des goujons (Shim et al., 2004), (b) dans le volume des goujons (An & Cederwall, 1996), (c) sur la surface cohésive (Shim et al., 2004) et (d) sur la surface cohésive (An & Cederwall, 1996).

Les répartitions de déformations plastiques cumulées obtenues sur l'essai (An & Cederwall, 1996) sont affichées en Figure II-37 c et d. Même avec la première bande élastique, la deuxième bande plastifie. Ce résultat est cohérent avec le fait que deux bandes plastifient en Figure II-34 b, et est expliqué par le fait que la bande élastique est de taille plus restreinte que celle de la Figure II-37 a, car les éléments sont plus fins. La flexion identifiée dans les simulations reproduisant (Shim et al., 2004) peut aussi être identifiée ici, mais elle est aussi éclipsée par les déformations plastiques de cisaillement dans la deuxième bande d'éléments. Les déplacements plastiques cumulés affichés en Figure II-37 d sont répartis suivant une forme cohérente avec celle de la Figure II-37 b.

Comme discuté précédemment, l'estimation de la taille de la zone affectée par la chaleur est assez complexe et peu documentée de manière fiable. Les différences de comportement entre ceux de la Figure II-37 a et c sont dues à une estimation différente de la longueur de la zone affectée par la chaleur. Dans le cas montré en Figure II-35 a et Figure II-37 a, la longueur de la bande élastique semble

correcte, mais il n'est pas garanti que ce sera le cas avec des goujons d'une taille différente, comme montré en Figure II-35 b et Figure II-37 c. En effet, le comportement en Figure II-35 b pourrait encore être perfectionné, et les différences avec le comportement expérimental pourraient être expliquées par l'apparition de plasticité dans la deuxième bande d'éléments.



(a) (b) (c) (d)

Figure II-37 : Répartitions de la déformation plastique lorsque la première bande d'éléments des goujons est supposée élastique. (a) Sur le maillage volumique des goujons (Shim et al., 2004), (b) sur la surface cohésive (Shim et al., 2004), (c) sur le maillage volumique des goujons (An & Cederwall, 1996) et (d) sur la surface cohésive (An & Cederwall, 1996).

b) Paramétrage de la zone cohésive

Les paramètres matériau de la zone cohésive plastique comprennent trois grandeurs. La première est l'effort qu'il faut appliquer pour faire plastifier l'élément. Les deux autres sont des indications de pentes : la rigidité initiale et la pente d'écrouissage, données en N/m parce que les éléments 0D n'ont pas de dimension. La surface cohésive est pensée pour représenter la rupture en cisaillement des goujons. Cette rupture survient généralement au pic d'effort, donc la surface plastique devrait avoir un comportement global avec un coefficient d'écrouissage faible. En partant de la simulation sur le maillage de référence et avec les hypothèses de référence (pas de première bande élastique), l'effet de la modification du facteur d'écrouissage est exploré.

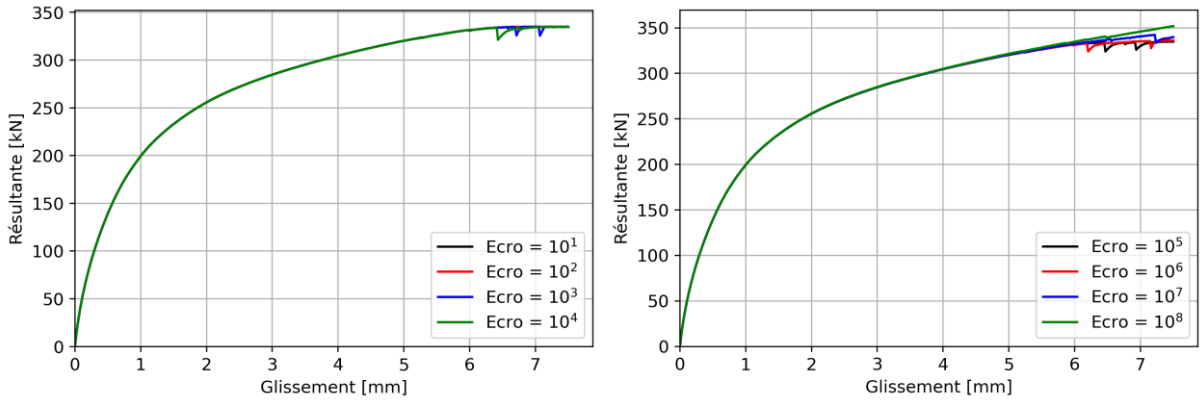


Figure II-38 : Comparaison des courbes effort-glissement obtenues en variant le facteur d'écrouissage de la zone cohésive

La Figure II-38 compare les comportements effort-glissements obtenus lorsque le facteur d'écrouissage varie selon une suite géométrique de raison 10, entre 10 et 10^8. La première valeur, 10, a été retenue dans la thèse de R. Calixte (Calixte, 2021) pour représenter un écrouissage presque nul. Le temps de simulation avec cette valeur est considérable, car la zone cohésive devient très peu rigide par rapport à sa rigidité initiale. Dans Cast3M (CEA, 2024), les itérations du schéma de Newton sont

faites avec la rigidité initiale pour les comportements définis par l'utilisateur, donc il est nécessaire de faire de nombreuses itérations avant de converger.

Ainsi, pour accélérer le calcul, il est préférable d'employer un coefficient d'écrouissage aussi important que possible, tout en conservant une faible pente dans le comportement global. Pour la Figure II-38, seul le comportement jusqu'à 7,5 mm est calculé, car la zone cohésive plastifie au-delà de cette valeur. Les sommes des écarts au carré entre les simulations sont affichées sur la Figure II-39. Elles sont adimensionnées par la dernière force dans la simulation avec 10 N/m. La simulation utilisant le coefficient d'écrouissage 10^6 donne des résultats corrects, car la somme adimensionnée de ses différences au carré est égale à 0,3 %. C'est la plus faible parmi les simulations ayant un coefficient d'écrouissage permettant un calcul relativement rapide. Au-delà de 10^6 (courbes verte et bleue du graphe de droite), il faut rejeter les valeurs du coefficient d'écrouissage, car celles-ci mènent à un écrouissage jugé trop important. Pour la suite, la valeur 10^6 sera retenue.

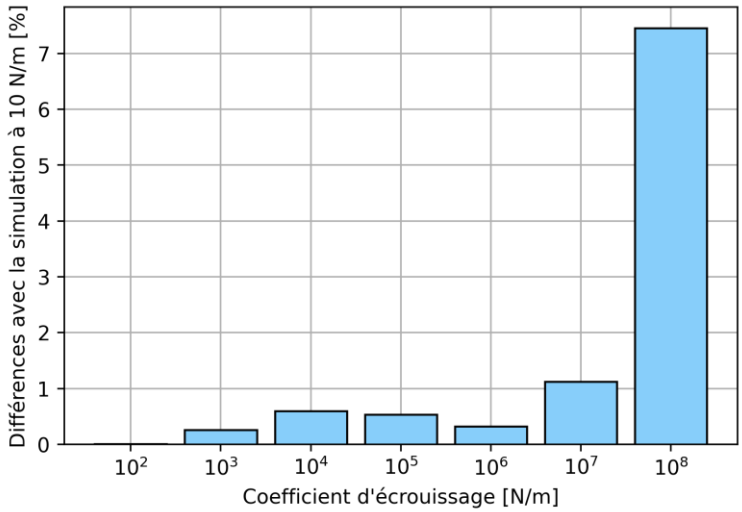


Figure II-39 : Somme des différences au carré entre les simulations avec des coefficients d'écrouissage différents et la simulation avec un écrouissage de 10 N/m

II.E. Conclusion et perspectives pour des travaux futurs

En partant du constat que la rupture en compression mène à une dépendance de la réponse au maillage sur les essais de cisaillement de connecteur, principalement à cause des fortes contraintes de compression imposées à l'interface entre le connecteur et le béton, un nouveau modèle de béton est développé en se fondant sur le modèle de Mazars (Mazars, 1986) et ses améliorations successives (Davenne et al., 1989; Pijaudier-Cabot et al., 1991). Pour lever cette difficulté, la loi d'endommagement en compression est modifiée (Arruda et al., 2022). La nouvelle loi permet de satisfaire trois exigences :

1. la loi pré-pic ne doit pas être modifiée par la régularisation ;
2. l'énergie consommée pendant l'adoucissement doit être aussi constante que possible ;
3. la contrainte résiduelle doit être égale à zéro.

L'exigence 3 provient du choix de la définition de l'énergie de fissuration adoptée en équation 20 : il faut que la contrainte retombe à zéro en compression uniaxiale, sinon l'énergie de fissuration a une limite infinie. La condition 2 est issue de la nécessité de dissiper une énergie G_{fc} identique lors de la localisation, quelle que soit la taille de l'élément. Pour la première exigence, il s'agit de préserver la loi de comportement pré-pic, car la localisation de l'endommagement n'apparaît qu'après avoir dépassé le pic.

Le modèle adopté dans cette partie est relativement simple : la longueur caractéristique des éléments est prise constante dans chaque élément, égale à $\sqrt[3]{V}$, donc le comportement contrainte-déformation est figé dès le début du calcul. Cette longueur est inexacte en particulier pour les éléments élancés, car une longueur est privilégiée par rapport aux autres. Des études suggèrent de remplacer la longueur caractéristique par une valeur qui dépend de l'état de contrainte (Červenka et al., 2018; Jirásek & Bauer, 2012; Oliver, 1989). De cette manière, la longueur caractéristique correspond plus fidèlement à celle qui est introduite par le changement de variable de l'équation 20. Ces méthodes nécessitent cependant de modifier le code de calcul en profondeur, notamment l'opérateur COMP qui devra calculer la taille de l'élément en fonction de son état de contrainte avant d'entrer dans la loi de comportement.

Pour rapprocher encore les résultats numériques aux résultats expérimentaux, des modèles de rupture ductile pourraient être utilisés pour l'acier des goujons, avec une première phase plastique et une seconde phase à endommagement. Cela permettrait de modéliser la rupture en cisaillement de l'acier des connecteurs, qui est le type de rupture le plus courant. En effet, les connecteurs ont généralement une longueur d'ancrage suffisante dans le béton pour développer les efforts suffisants à l'écrouissage en cisaillement. Cela nécessiterait de modifier le modèle de la zone cohésive qui a été introduite à l'interface entre le profilé et le connecteur, pour ajouter l'endommagement, ainsi que celui des éléments volumiques des goujons, car la rupture expérimentale n'est pas toujours située à l'interface entre plaque d'acier et connecteur.

Enfin, une étude sur les autocontraintes initiales qui existent dans les goujons serait intéressante pour comprendre comment elles sont réparties et leur effet sur les résultats. Lors du processus de soudage, les goujons sont chauffés et subissent les effets de la dilatation thermique. En se refroidissant, leur contraction est empêchée par les plaques d'acier. Il existe donc des autocontraintes thermiques non prises en compte dans le modèle actuel, qui pourraient avoir un impact sur la répartition des contraintes, donc sur l'apparition de la plasticité. En outre, une zone dite affectée par la chaleur apparaît pendant le soudage. Les propriétés du matériau y sont différentes, car l'apport de chaleur modifie la phase de l'acier et la microstructure locale dans le voisinage de l'interface plaque-goujon, ce qui peut avoir des impacts supplémentaires sur la plasticité, en particulier les seuils de non-linéarité.

Chapitre III : Développement d'une méthodologie pour la simulation de structures SCS comprenant des défauts déterministes

Compte tenu du manque de données expérimentales disponibles sur le comportement des SCS en présence de défaut, et la rareté des études prenant en compte des défauts de manière explicite, il est nécessaire de développer une approche méthodologique pour les considérer. Les défauts modélisés dans cette partie consistent en des vides dans la matrice de béton, de dimensions suffisamment restreintes pour n'impacter qu'un connecteur à la fois. Ils sont représentés par la suppression d'une partie du maillage du béton dans la zone du défaut.

Pour comprendre les conséquences des défauts, il est nécessaire de comprendre comment la structure réagit à la présence d'un défaut, c'est-à-dire comment les efforts internes sont redistribués, par rapport à une structure saine. Les résultats ayant le plus d'importance concernent la courbe force-glissement, en particulier la force transmissible par le connecteur, car les concepteurs utilisent ces variables pour dimensionner les structures.

Les conséquences des défauts doivent être évaluées par rapport à deux variables : leur taille, et l'emplacement qu'ils occupent. Cette partie vise à préparer les études probabilistes en déterminant les sites que les défauts doivent cibler pour que des conséquences appréciables existent. Ils sont introduits dans les maillages des structures en divers endroits pour comprendre comment ils peuvent influencer les redistributions de contraintes, ainsi que les apparitions de non-linéarités.

La première structure choisie pour l'évaluation des conséquences des défauts concerne l'échelle du connecteur. Cela permet de contenir les impacts des défauts à une échelle locale. L'essai utilisé est le *pushout*, dont des simulations sans défauts ont été développées et validées au chapitre précédent sur les essais (An & Cederwall, 1996; Shim et al., 2004).

Etant restreints à l'échelle locale, les essais *pushout* ont l'inconvénient d'ignorer les effets structurels qui peuvent apparaître lorsque l'échelle est élargie et que les cas de charge sont modifiés. L'exploration des conséquences des défauts se poursuit en simulant le comportement d'une poutre SCS en flexion trois-points. La méthode développée pour le *pushout* sans défaut est d'abord étendue à un cas expérimental de poutre SCS (Sener et al., 2016), puis des défauts y sont introduits en deux étapes.

Pour étudier les effets des défauts de bétonnage sur la poutre SCS, une première modélisation des défauts est effectuée en retirant des goujons du maillage de la poutre, et en les remplaçant par un volume de béton. Cette modélisation, bien que très simple, recherche en premier lieu les impacts maximaux, car les défauts de bétonnage réalistes ne devraient pas affecter un goujon au point d'annuler complètement sa participation à la résistance de la structure globale.

Enfin, de la même manière que pour l'essai *pushout*, des trous dans le maillage seront introduits dans les poutres SCS. Cela permettra de comprendre comment les contraintes se redirigent autour des défauts dans un contexte structurel plus étendu que l'essai *pushout*.

III.A. Introduction déterministe de défauts dans le *pushout* (Shim et al., 2004)

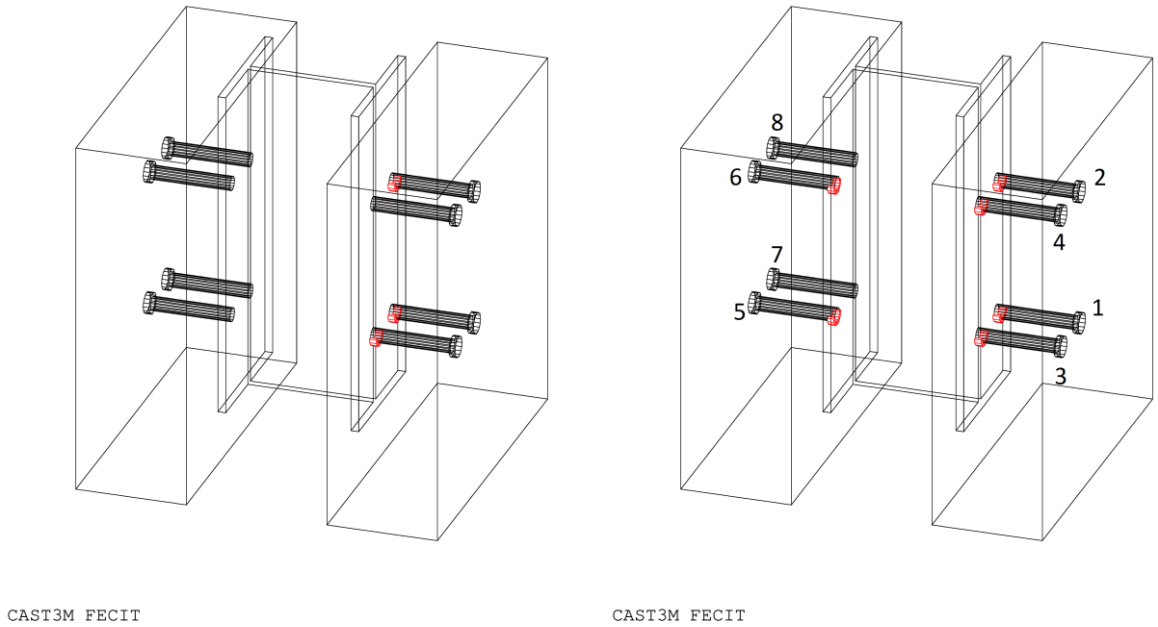
Après sa validation par rapport aux résultats expérimentaux, l'essai *pushout* publié dans (Shim et al., 2004) est pris comme base pour développer une méthode de simulation des défauts. Les défauts modélisés ici sont des trous dans le maillage, qui sont générés en sélectionnant des éléments et en les supprimant du maillage.

Cette partie s'attardera d'abord sur la validation de l'utilisation du maillage dit « quart » pour la simulation du *pushout*, tout en introduisant des défauts dans son maillage. Ensuite, les effets de trous générés dans le maillage de béton seront illustrés à travers plusieurs cas d'étude.

1. Effet d'un trou à proximité d'un ou plusieurs goujons, sans prise en compte des symétries

Cette partie vise à évaluer les interactions entre les goujons pendant l'essai. En effet, jusqu'ici, les maillages utilisés pour la simulation de l'essai *pushout* utilisent deux plans de symétries pour réduire le temps de calcul, ce qui mène à la suppression de trois quarts du maillage. La modélisation de défauts est intrinsèquement source de dissymétries, car ceux-ci ne doivent concerner qu'un seul goujon parmi les huit, ou alors doivent concerner les goujons indépendamment des autres. Des simulations effectuées sur un maillage réduit en tenant compte des symétries reviennent à supposer que les défauts sont aussi symétriques.

Huit simulations sont effectuées sur le maillage de la Figure II-7 (gauche). Un défaut est placé sous les goujons au niveau de la soudure en supprimant la première bande d'éléments de bétons sous le goujon. Dans toutes les simulations, les défauts sont de forme et taille identiques, mais le nombre de goujons affectés par un défaut augmente entre un seul goujon affecté et huit goujons affectés (tous les goujons). Le schéma de la Figure III-1 montre deux répartitions de défauts parmi celles qui sont considérées. La partie rouge correspond au volume de béton qui a été retiré du maillage.



(a) (b)

Figure III-1 : Contours des essais pushout, avec les défauts en surimpression rouge. (a) Avec trois défauts, (b) avec six défauts

Les goujons sont numérotés selon les numéros de la Figure III-1 b. Chaque simulation possède un numéro qui désigne le nombre de connecteurs affectés par le défaut, où les n premiers connecteurs sont affectés. Les résultats d'effort-glissement sont affichés en Figure III-2. Les calculs sont arrêtés prématurément par rapport au déplacement maximal initial de 7,5 mm, car la première partie du comportement est suffisante pour les conclusions suivantes. Pour tous les défauts considérés, les comportements sont similaires au comportement de la simulation de référence, mais ils subissent une diminution des efforts à cause des défauts.

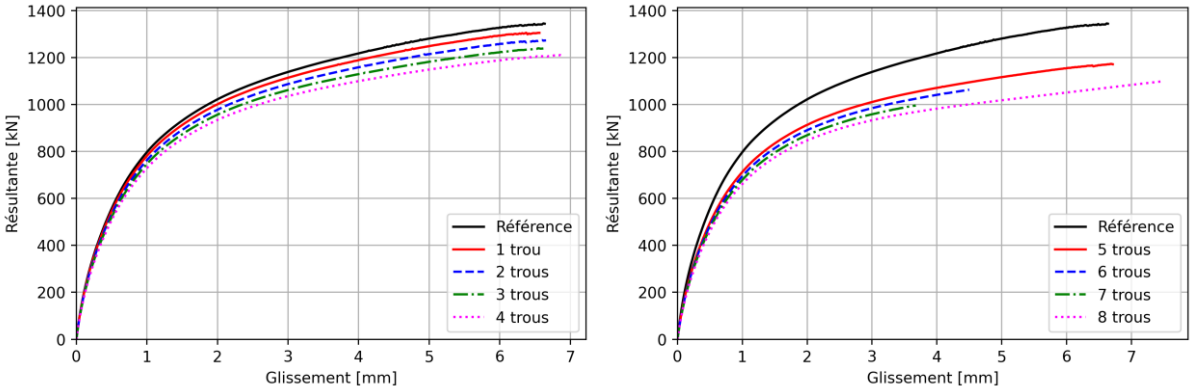


Figure III-2 : Courbes effort-glissement global sur les pushout *complets, avec entre 1 et 8 défauts sur les goujons*

La Figure III-2 révèle que la diminution de l'effort est proportionnelle au nombre de défauts affectés par les goujons. La Figure III-3 montre cette diminution proportionnelle en détail, par la comparaison des forces qui passent par le goujon N°3 en fonction du déplacement appliqué sur le profilé.

Les simulations qui ont un nombre de défauts supérieur à 3 sont toutes superposées sur le comportement « défectueux », car leur goujon 3 est affecté d'un défaut. Seules les simulations avec un trou et deux trous n'ont aucun défaut au niveau du goujon 3, et leur courbe effort-glissement est superposée à celle de référence (courbes rouge et bleu sur la Figure III-3 a). Cela indique que les goujons sont indépendants les uns des autres, car la présence du défaut sur les goujons 1 et 2 dans les simulations avec un ou deux trous n'a pas d'impact sur le goujon 3, même si les goujons sont situés dans la même dalle de béton. Le découplage entre goujons est similaire pour tous les autres goujons, même des goujons alignés verticalement.

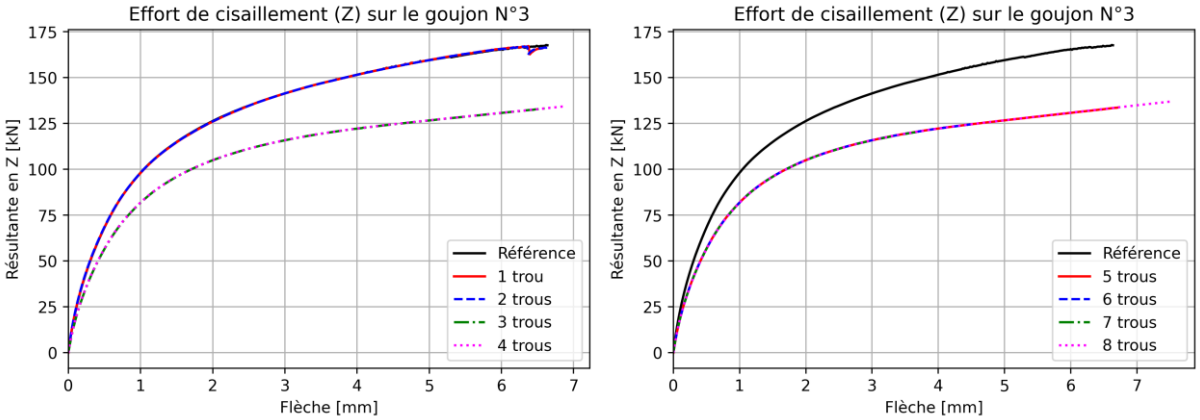


Figure III-3 : Comparaison des efforts transitant par le goujon N°3 avec un nombre croissant de défauts

Dans le cadre de l'essai *pushout*, et lorsque la taille de défaut envisagée est restreinte à être de l'ordre de la taille du connecteur, cette partie met en évidence le découplage des connecteurs entre eux. Il est montré qu'un défaut situé à proximité immédiate d'un goujon n'affecte pas les autres connecteurs. La réduction du maillage à un quart du maillage complet en tenant compte des symétries reste valide,

même si les défauts sont théoriquement copiés dans les parties éliminées, à condition que les quantités discutées concernent les connecteurs à titre individuel. Par exemple, au lieu de formuler les résultats à partir de l'effort de réaction global au point d'application du déplacement imposé, il est nécessaire de passer à l'échelle plus localisée de chaque connecteur. C'est ce qui est fait dans la suite, où les simulations sont réalisées sur le maillage « quart », mais où les efforts de post-traitement concernent ceux qui ont été transmis par le connecteur affecté par le défaut.

2. Effet de trous dans le maillage, sans préférence vis-à-vis des goujons

L'évaluation des conséquences des défauts sur le comportement des connecteurs à l'échelle locale nécessite de comprendre quels sites présentent le plus de risques. Pour cela, des défauts internes dans les dalles de béton sont envisagés. Ils diffèrent des trous introduits dans le maillage à proximité immédiate des connecteurs par leur géométrie qui doit être volumique. Ces défauts sont insérés dans le maillage en considérant ellipsoïdes, qui permettent (autant que la discrétisation spatiale initiale le permet) de lisser les coins des défauts, comparativement à un défaut parallélépipédique, dont les arêtes vives pourraient constituer des points de concentration des contraintes trop importantes. L'ellipsoïde de référence mesure 1 cm dans la direction de la longueur des goujons et dans la direction verticale. Dans la direction horizontale perpendiculaire aux goujons, le défaut fait 1,5 cm. Comme mentionné dans la partie III.A.1, les défauts sont insérés dans le maillage « quart » prenant en compte deux plans de symétrie, mais les quantités du post-traitement ne concernent que le connecteur qui est affecté par le défaut. Quatre hauteurs de défauts seront considérées :

- au milieu entre les goujons (à 12,5 cm de chaque goujon) ;
- en-dessous du goujon supérieur (à 5 cm en-dessous du goujon supérieur) ;
- en-dessous du goujons inférieurs (à 5 cm en-dessous du goujon inférieur) ;
- au-dessus du goujons (à 2,5 cm au-dessus du goujon supérieur).

Pour chaque hauteur, neuf positions de défauts sont testées, en variant la position sur le plan horizontal. La Figure III-4 donne les emplacements de neuf défauts, sur le plan situé à mi-chemin entre les deux connecteurs. La partie de gauche en pointillés représente une des parties éliminées par symétrie.

Conformément au schéma de la Figure III-4, les défauts sont générés en trois rangées, dont une se trouve sous l'axe des goujons. Une deuxième rangée se trouve proche du plan de symétrie au milieu de l'essai *pushout*, et la dernière rangée est un peu plus éloignée des goujons dans la direction $\vec{Y}$. Les valeurs choisies pour les ordonnées y sont égales à 0 pour la première rangée, $-d_g$ pour la rangée de gauche, et $2d_g$ pour la rangée de droite, où d_g désigne le diamètre du goujon. Ces valeurs permettent de placer le défaut à des endroits où l'endommagement est important dans la configuration de référence.

Pour générer un défaut, les nœuds compris dans une ellipsoïde de référence sont sélectionnés, et tous les éléments qui les comportent sont supprimés du maillage. Si le maillage est trop grossier et l'ellipsoïde ne contient aucun nœud, le nœud le plus proche de son centre est sélectionné.

Cette méthode permet de garantir qu'il existe un volume de défaut, quelles que soient la position et la taille initiale considérées. La méthode ne garantit pas que le volume du défaut reste constant suivant sa position dans le maillage. Les volumes des défauts de cette partie sont présentés en Figure III-5. Les volumes sont très disparates entre les groupes, et même au sein d'un groupe de défauts. Ce phénomène apparaît à cause des irrégularités du maillage, dont les éléments n'ont pas un volume constant.

Les groupes de défauts sur un même plan peuvent être divisés en sous-groupes de trois échantillons, dont les défauts sont alignés sur l'axe $\vec{Y}$. Puisque le dernier défaut de chaque groupe est éloigné du

connecteur, ses éléments sont plus grossiers, donc ils contribuent plus au volume du défaut. C'est particulièrement le cas pour les défauts situés sur le plan milieu, car ceux-ci sont dans un espace plus grossier sur la dimension $\vec{Z}$ que les défauts qui sont plus à proximité des connecteurs, où les éléments sont raffinés.

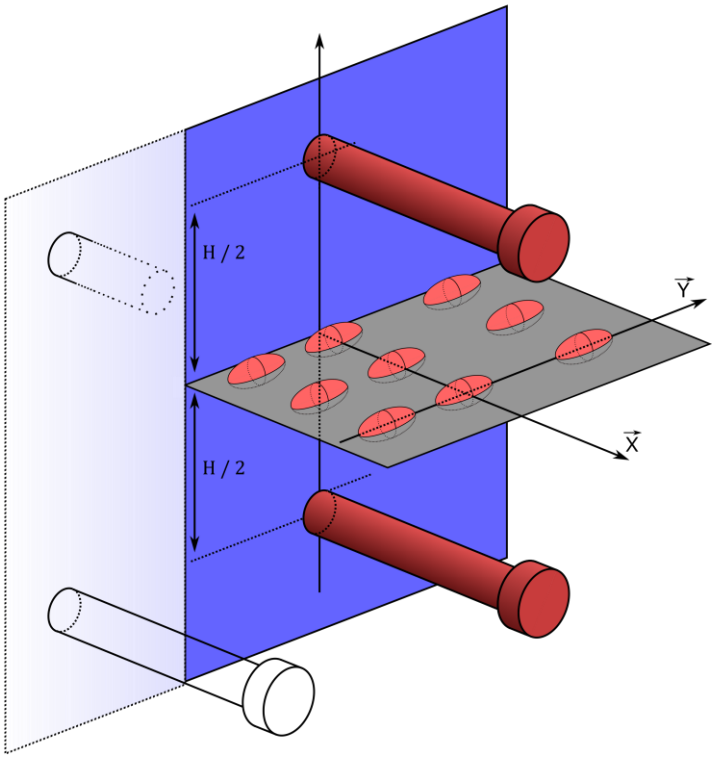


Figure III-4 : Emplacements des défauts sur un plan horizontal (schéma non proportionnel)

Pour les défauts situés sur les autres plans (sous le goujon supérieur ou inférieur, au-dessus du goujon supérieur), les tailles de défauts montrent une variabilité un peu moindre. Elle est due au raffinement plus important des éléments dans toutes les directions grâce à la proximité avec les connecteurs.

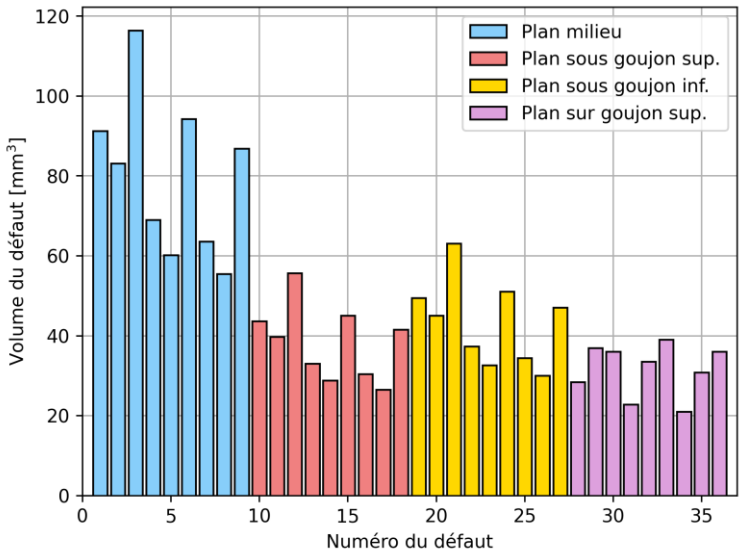


Figure III-5 : Tailles des défauts considérés pour les défauts déterministes dans le pushout

Les études présentées ici sont exploratoires, donc les analyses restent qualitatives pour l'instant. L'inconstance du volume des défauts de cette partie sera discutée en regard des résultats obtenus.

a) Plan milieu entre les goujons

Le premier plan considéré dans cette étude est le plan horizontal qui se trouve au milieu entre les deux goujons, soit à une distance verticale de 12,5 cm. Les neuf défauts sont affichés en rouge sur la Figure III-6, où le numéro de la sous-figure indique le numéro du défaut. Les rangées sont arrangées dans le sens orthogonal aux goujons. La première rangée (défauts 1, 2, 3) est placée sur le plan milieu des goujons, et va du centre de la dalle vers l'extérieur. La deuxième rangée est alignée sur la tête des goujons et est ordonnée dans le même sens. Enfin, la dernière rangée se trouve proche du profilé.

Les courbes effort-glissement résultant des simulations comprenant les défauts de la Figure III-6 sont affichées en Figure III-7, avec la numérotation des défauts correspondante. D'après les résultats de simulation, les défauts considérés ici n'ont pas d'impact sur le comportement mécanique de l'essai *pushout* car les courbes sont superposées avec la simulation de référence, sans défaut. Le faible impact est dû à l'éloignement des défauts par rapport aux goujons, et à la diffusion des contraintes dans le volume de béton. Même avec un trou dans le maillage, les contraintes sont redistribuées autour des défauts sans atteindre le maximum de contrainte du béton.

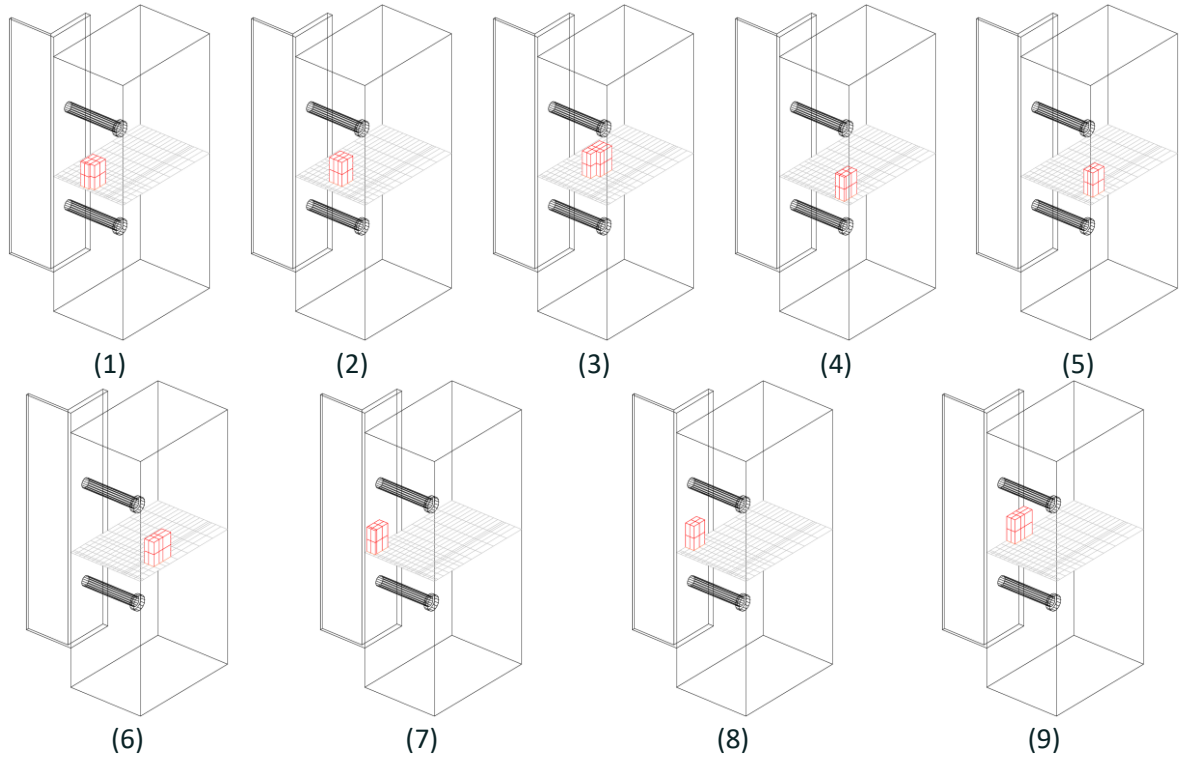


Figure III-6 : Emplacements et numérotation des défauts considérés sur le plan milieu entre les goujons

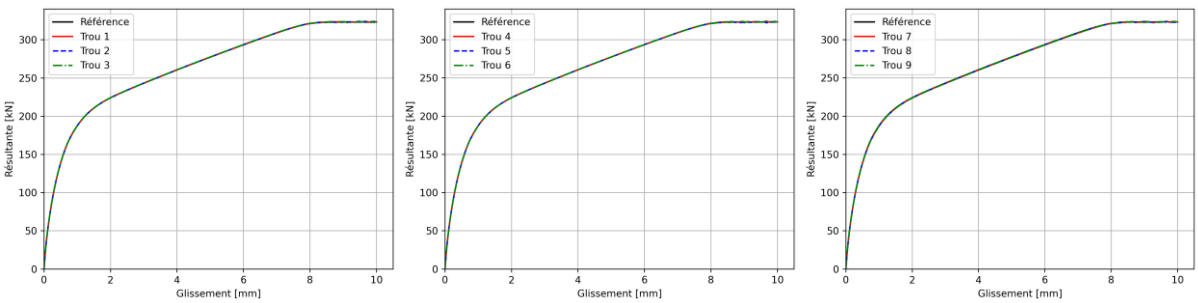


Figure III-7 : Courbes effort-glissement des simulations comprenant des défauts sur le plan milieu des goujons

b) *A proximité du goujon supérieur, par-dessous*

Le deuxième plan considéré est situé entre les goujons, à 80% de l'espacement entre les connecteurs. Les défauts de cette partie sont affichés en Figure III-8. Ils se trouvent aux mêmes emplacements horizontaux que ceux de la partie III.A.2.a) (Figure III-6), mais le plan auxquels ils appartiennent est surélevé.

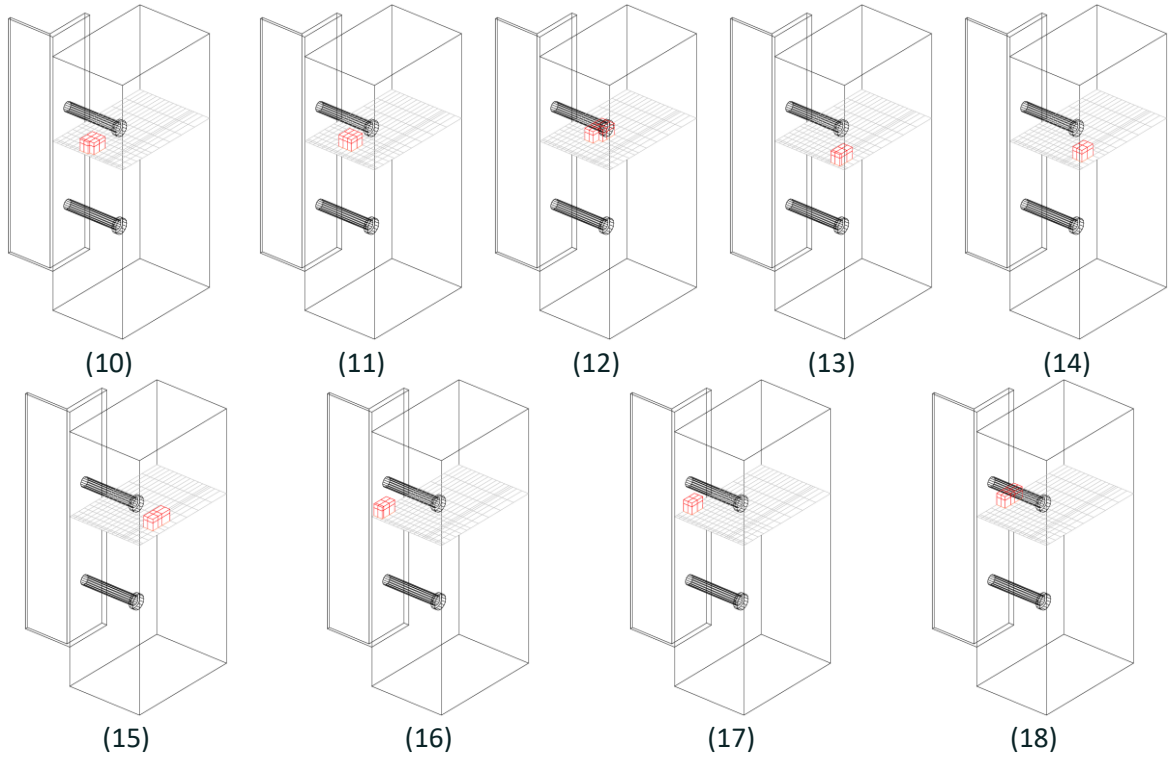


Figure III-8 : Emplacements et numérotation des défauts placés en-dessous du goujon supérieur

Les courbes obtenues à partir des simulations sont tracées en Figure III-9. Elles prennent en compte les défauts 10 à 18 de la Figure III-8. Ici, les conséquences de la présence des défauts sont visibles uniquement pour les trous 16, 17 et 18, avec une influence plus prononcée pour les trous 16 et 17, c'est-à-dire ceux qui sont les plus proches du goujon. Les résultats montrent cependant que les impacts des défauts sont assez faibles en regard des efforts considérés. A la fin de l'essai *pushout*, les courbes des simulations impactées finissent par rejoindre celle de la simulation de référence, car elles sont dans leur phase d'écrouissage positif, jusqu'à l'atteinte du palier plastique de la surface cohésive représentant la soudure.

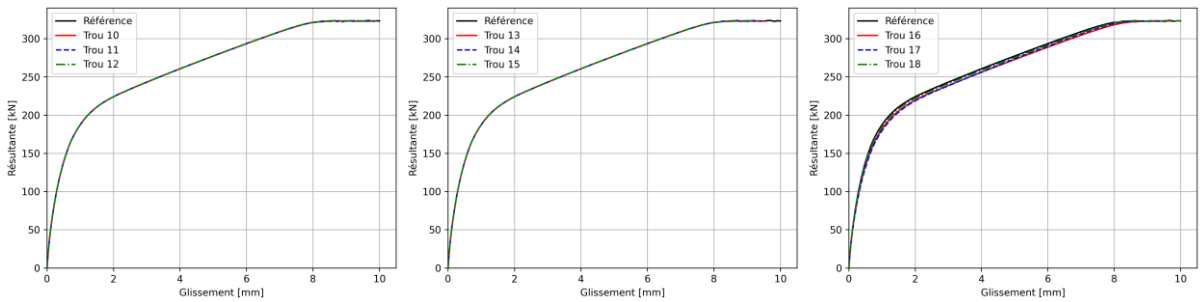


Figure III-9 : Courbes effort-glissement associées aux défauts situés sur le plan en-dessous du goujon supérieur

Les mêmes conclusions peuvent être tirées de l'analyse des résultats sur les défauts 19 à 27, qui sont placés sous le goujon inférieur. Cela confirme les conclusions de la partie III.A.1 selon lesquelles les

comportements des connecteurs sont indépendants, à condition que les défauts soient de taille restreinte pour ne pas se trouver dans la zone d'influence des deux connecteurs en même temps.

c) *Au-dessus du goujon supérieur*

Dans cette partie, le plan sur lequel les défauts sont disposés est placé au-dessus du goujon supérieur, à une distance égale à 10% de l'espacement entre les goujons, c'est-à-dire 2,5 cm. Les défauts sont affichés en Figure III-10. Certains des défauts se trouvent directement au contact du goujon supérieur. C'est par exemple le cas pour les défauts 28, 39, 34 et 35. Les autres sont séparés par une ou plusieurs bandes d'éléments.

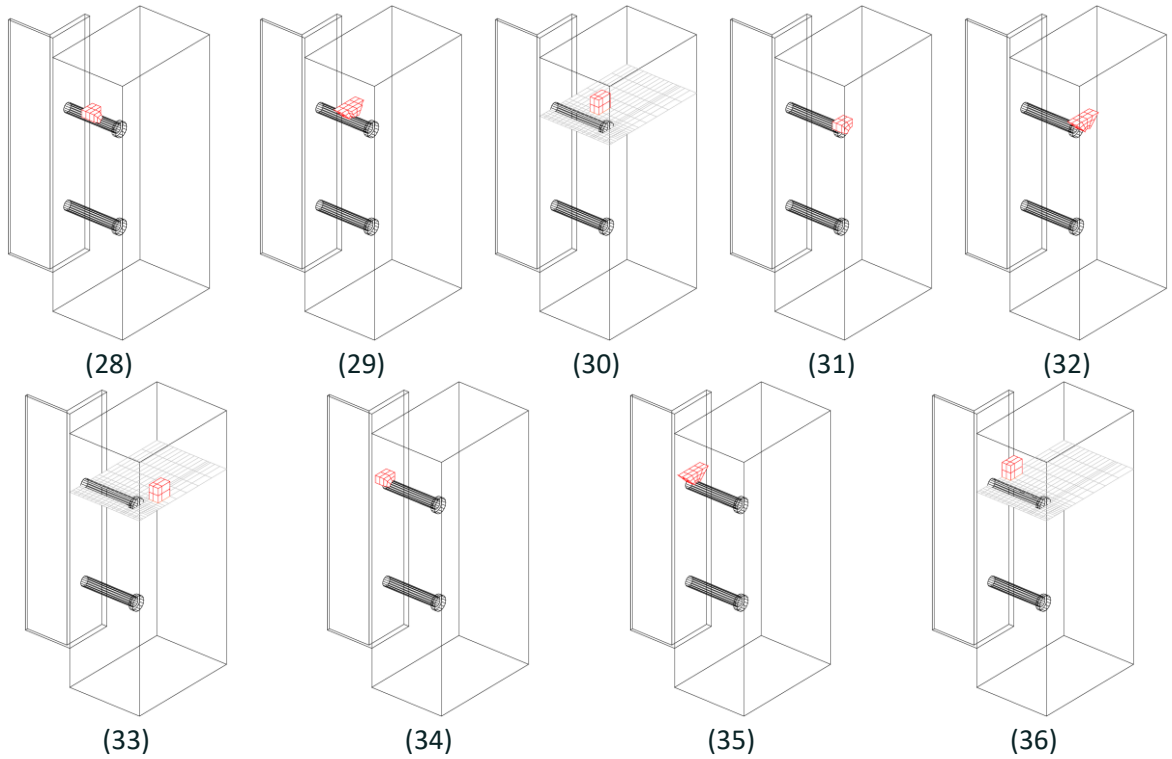


Figure III-10 : Emplacements et numérotation des défauts au-dessus du goujon supérieur

Les résultats des simulations comportant les défauts de la Figure III-10 sont tracés en Figure III-11. Les courbes révèlent que la présence des défauts ne modifie pas le comportement des connecteurs. Ce phénomène peut être expliqué par la nature de la condition de non pénétration entre le béton et les connecteurs, qui ne peut transmettre que des contraintes de compression, et non de traction. Si de l'endommagement non nul existe bien dans le béton de la simulation de référence à l'emplacement des défauts 27 et 28, les contraintes sont redistribuées autour des trous dans les simulations avec défaut. Les défauts 34-36 sont placés dans des zones complètement saines du béton dans la simulation de référence, donc l'absence de conséquences n'est pas surprenante.

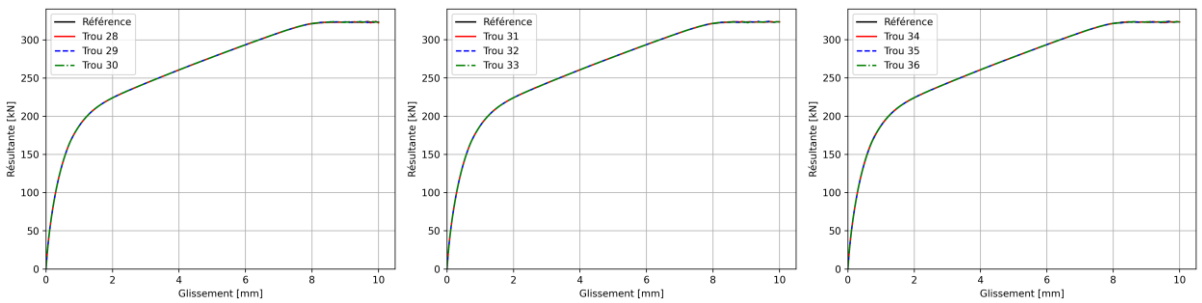


Figure III-11 : Comportements effort-glissements obtenus par simulation avec un défaut par-dessus le goujon supérieur

Par exemple, la Figure III-12 illustre les modes de sollicitation avec et sans défaut. Lorsque le défaut est situés au-dessus du connecteur, les contraintes sont redistribuées autour du défaut, et sur la tête, ce qui ne mène pas à des conséquences suffisantes. En effet, les contraintes au-dessus du connecteur sont généralement assez faibles, donc la présence d'un défaut donne des conséquences du second ordre.

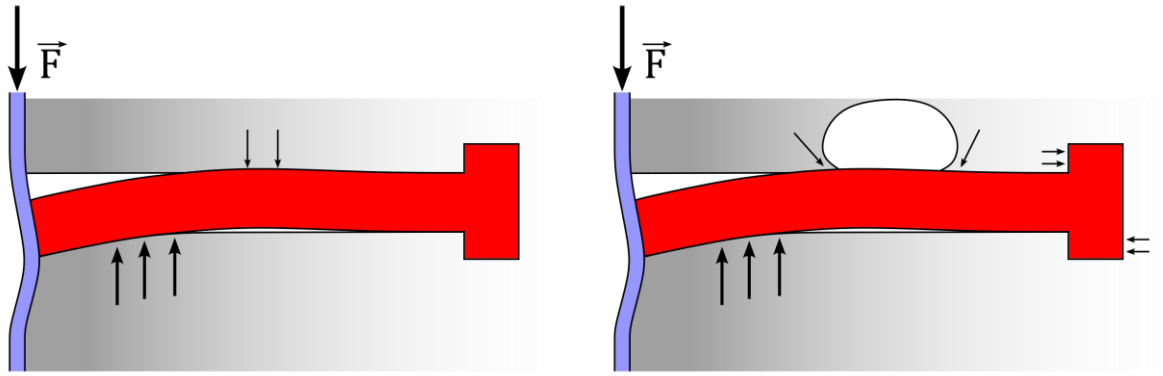


Figure III-12 : Redistribution des contraintes autour des défauts

3. Conclusion des études sur *pushout* avec défauts

Dans cette partie, des défauts ont été introduits en plusieurs endroits du maillage du béton de l'essai *pushout*. Les résultats des simulations montrent que l'influence des défauts considérés dans cette partie sur la réponse globale est faible, et s'explique par la bonne redistribution des contraintes dans le béton autour des défauts. L'absence de conséquences importantes est aussi obtenue expérimentalement sur un cas de *pushout* ayant des défauts similaires, placés à grande distance des connecteurs (Charkas et al., 2023).

Ici, les seuls défauts ayant un impact appréciable sur la courbe effort-glissement sont situés à proximité du goujon, du côté profilé : les défauts 16 et 17 (Figure III-8) et 25 et 26 (équivalents aux 16 et 17). Ainsi, les conséquences des défauts sur le comportement mécanique de l'essai *pushout* sont assez limitées lorsque les défauts sont situés à une distance suffisante des goujons. L'emplacement préférentiel au niveau de la soudure est un point de concentration des contraintes. En effet, une majeure partie de l'effort de réaction des connecteurs passe par le béton à proximité immédiate du plan de soudure, donc un défaut à cet endroit aura un impact plus préjudiciable. Cependant, à ce stade, les défauts sont encore trop éloignés, car ils ne touchent pas encore les connecteurs. Pour la suite des études, il sera donc nécessaire d'introduire des défauts plus proches des goujons.

Enfin, les résultats numériques montrent que l'essai *pushout* gomme les différences entre les connecteurs. Les effets des défauts sont équivalents entre les connecteurs supérieurs et inférieurs. Les fortes rigidités mises en jeu (celle du profilé, celle de la dalle), les dimensions réduites de l'essai, et la diffusion assez large des contraintes en dehors des zones où elles sont concentrées empêchent l'apparition d'effets structurels dans le *pushout*. Pour les faire apparaître, il est nécessaire de changer d'échelle pour faire travailler les connecteurs sur des modes de sollicitation plus divers.

III.B. Extension de la méthode de simulation du *pushout* à une poutre SCS de la littérature et introduction de défauts

Le *pushout* est un cas-test simple qui permet d'obtenir la capacité de charge d'un connecteur en cisaillement, mais sa simplicité efface certains modes de sollicitation qui sont retrouvés dans des structures de plus grande dimensions. Par exemple, sous chargement de flexion dans une poutre SCS, certains connecteurs sont soumis à des chargements de traction et de cisaillement simultanés. Afin de capturer les effets structurels des défauts, le cas-test élémentaire du *pushout* est étendu à la simulation d'une poutre SCS en flexion 3 points.

Ce cas expérimental est choisi pour sa relative simplicité de simulation. En outre, une poutre SCS en flexion permet de limiter le nombre de connecteurs à simuler par rapport à d'autres cas comme les murs de cisaillement, où il serait potentiellement nécessaire de réaliser des analyses en grandes déformations pour capturer le flambement des plaques. Ainsi, le nombre de nœuds du maillage est contenu dans un domaine raisonnable.

1. Présentation de la poutre et construction de résultats de référence

Les essais de (Sener et al., 2016), modélisés dans (Calixte, 2021), sont repris dans cette partie. En particulier, la poutre expérimentale SP1-1 est choisie, car elle est dimensionnée pour développer une action composite complète, donc il s'agit d'une structure représentative d'un cas réel. Cette poutre est soumise à un chargement de flexion 3 points. Le Tableau III-1 résume ses propriétés géométriques. Deux rangées de goujons sont disposées dans sa largeur, et 20 goujons dans la longueur. Les plaques inférieure et supérieure sont symétriques. Elles ont la même épaisseur et les goujons qui y sont soudés sont en vis-à-vis.

Les paramètres matériau sont résumés dans le Tableau III-2. Les coefficients du béton sont identifiés à l'aide de l'Eurocode 2 (Comité Européen de Normalisation, 2005). L'énergie de fissuration en compression est calculée par la relation de l'équation 30 (Nakamura & Higai, 2001), ce qui donne la valeur 57 kN/m.

Tableau III-1 : Dimensions de la poutre SP1-1 (Sener et al., 2016)

Longueur totale (entre appuis)	Largeur	Epaisseur de béton	Espacement des connecteurs suivant X	Espacement des connecteurs suivant Y	Epaisseur des plaques
3,06 m (2.93 m)	306 mm	444 mm	154 mm	153 mm	6,4 mm

Tableau III-2 : Paramètres des matériaux (Sener et al., 2016)

Béton	**Résistance en compression** f_c	**Module de Young** E	**Coefficient de Poisson** ν	**Résistance en traction** f_t	**Energie de fissuration en traction** G_{ft}
	42,1 MPa	34,0 GPa	0,2	3,2 MPa	150 N/m
–	**Seuil de plasticité** σ_y	**Module de Young** E	**Coefficient de Poisson** ν	**Module d'écrouissage** H	**–**
Acier de construction	448 MPa	210 GPa	0,3	210 MPa	–
Goujons	521 MPa	210 GPa	0,3	210 MPa	–

A partir des données du Tableau III-1, le maillage de la poutre SCS est généré. Il est représenté en Figure III-13. La poutre est symétrique suivant deux plans (le plan de la section milieu et le plan milieu entre les deux rangées de goujons), donc seul le quart affiché en éléments solides en Figure III-13 est représenté explicitement dans le maillage. Les autres quarts sont simulés par l'application de conditions aux limites adéquates. Les plaques d'acier y sont représentées par les éléments en bleu, et le béton par les éléments en noir. Les goujons sont cachés par les plaques d'acier et le béton, mais les arêtes des goujons supprimés par symétrie les rendent visibles.

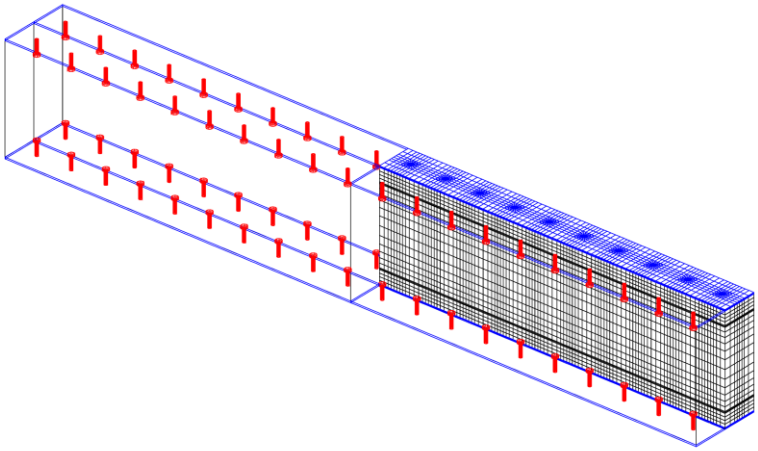
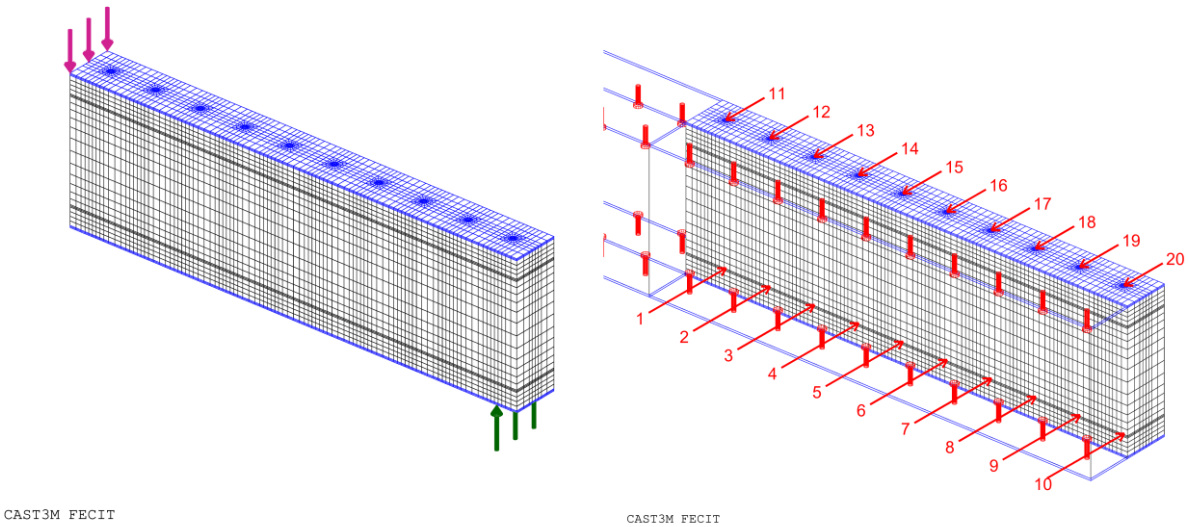


Figure III-13 : Maillage « quart » de la poutre SCS considérée (Sener et al., 2016), représenté avec les parties supprimées

Les interactions connecteur-béton et acier-béton en général reprennent les interactions déjà considérées dans l'essai *pushout* en partie II.A.2, c'est-à-dire un contact n'autorisant pas de pénétration entre l'acier et le béton, sans frottement. Les contacts se font selon la normale au plan de contact, c'est-à-dire le vecteur radial dans le cas des goujons à tête, et la direction verticale (au signe près) dans le cas des plaques et des surfaces plates de la tête des goujons.



(a) (b)

Figure III-14 : (a) Chargement appliqué sur la poutre. (b) Numérotation des goujons.

Comme illustré en Figure III-14 (a), le chargement est appliqué au milieu de la poutre, sous forme de déplacement imposé. Pour l'appui, une ligne supplémentaire est ajoutée à la position de la ligne d'appui expérimentale, laquelle est accrochée aux éléments de la plaque inférieure par des relations d'accrochage parfait.

La Figure III-14 (b) illustre la façon dont les goujons sont numérotés pour l'affichage des résultats, et notamment pour les études de la partie III.B.2. La file inférieure des goujons est numérotée de 1 à 10, puis la file supérieure est numérotée de 11 à 20.

Le modèle pour le béton est celui qui a été développé pour la simulation de l'essai *pushout* en partie II.B : le modèle Mazars RTC. Tout comme dans le *pushout*, des surfaces plastiques sont présentes aux interfaces soudées entre les goujons et les plaques d'acier. Les aciers ont un comportement plastique à écrouissage cinématique.

Le graphe de la Figure III-15 compare les courbes effort-flèche numérique et expérimentale. La rigidité initiale de la poutre est surestimée, et le premier effort pour lequel la non-linéarité apparaît est trop important. Cependant, le déplacement qui y est associé est correct. La courbe montre de nombreuses chutes d'effort soudaines, qui sont chacune associée à la propagation d'une fissure. L'effort maximal du modèle est conforme avec les résultats expérimentaux à 400 kN. Il est atteint à une flèche comprise entre 9 mm et 12,5 mm. Cette dernière valeur est la flèche attendue à l'effort maximum dans le cadre expérimental. Après la survenue de l'effort maximal, le modèle numérique prédit une baisse graduelle de l'effort prescrit par des propagations de fissures successives, jusqu'à la charge de 300 kN.

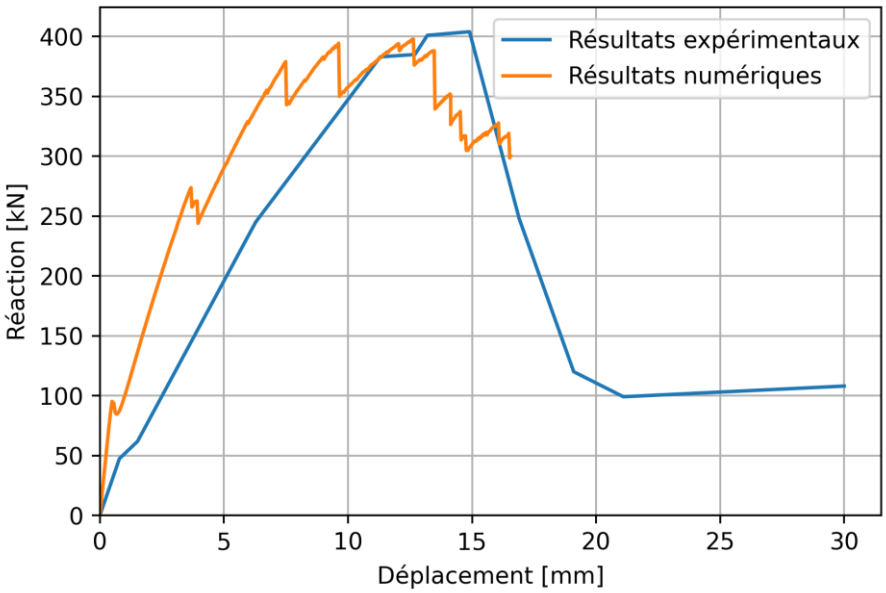


Figure III-15 : Comparaison des courbes effort appliqué-flèche entre le modèle numérique et la poutre expérimentale

Initialement, le comportement de la poutre simulée est plus rigide que celui de la poutre expérimentale. Cette mauvaise correspondance peut être attribuée à des non-linéarités apparues pendant le durcissement du béton, par exemple à cause du retrait au jeune âge sous contraction Le Chatelier. A cause de ce phénomène, un réseau de microfissuration pourrait exister avant l'application expérimentale du chargement mécanique, ce qui pourrait affaiblir le béton autour des goujons et diminuer la rigidité de la poutre.

La distribution d'endommagement au temps final est tracée en Figure III-16. Elle peut être comparée avec la Figure III-17, où le faciès de rupture expérimental est affiché (Sener et al., 2016).

Toutes les fissures de la Figure III-17 sont retrouvées, mais les hypothèses de symétries font qu'elles sont nécessairement retrouvées dans l'unique quart qui est simulé. La fissure de flexion est la première fissure à se propager dans la simulation vers un effort appliqué de 100 kN. Elle est marquée par le numéro 1 en Figure III-16 b et en Figure III-17, et se propage depuis le point d'application de l'effort jusqu'au goujon N°1. Ensuite, deux fissures d'effort tranchant (numérotées 2 et 3) surviennent pendant la phase d'écrouissage positif lorsque l'effort appliqué atteint 275 kN et 375 kN. Les fissures suivantes concernent la phase de propagation horizontale de l'endommagement, qui est associée avec un effort appliqué qui stagne d'abord entre 350 et 400 kN, puis entame la chute de l'effort et la rupture de la poutre.

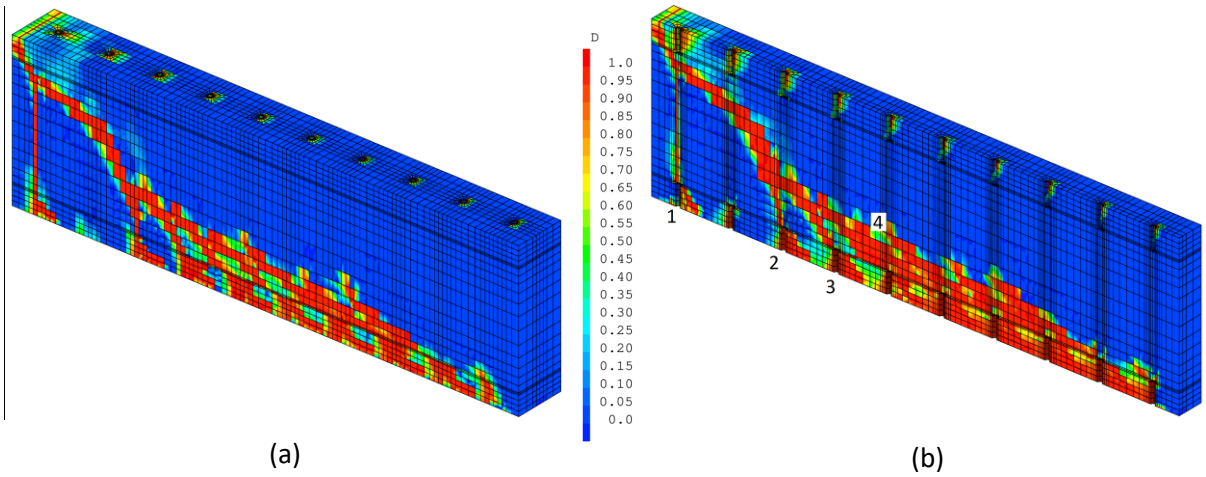


Figure III-16 : (a) Carte d'endommagement vue depuis l'intérieur de la poutre (sur le plan de symétrie), (b) vue en coupe sur le plan des goujons.

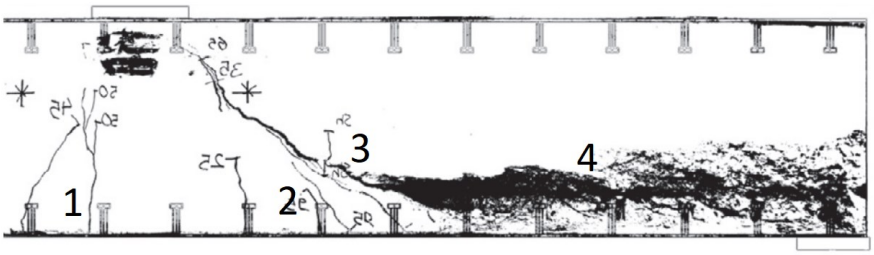


Figure III-17 : Faciès de rupture expérimental (retourné) (Sener et al., 2016)

Toutes ces fissures provoquent une forte chute d'effort, car elles privent soudainement la plaque inférieure de la participation d'un goujon, ce qui diminue l'effort de réaction. Les contraintes doivent alors être redistribuées vers les autres goujons pour retrouver l'effort pré-fissure. La rupture est initiée lorsque l'endommagement se propage au-dessus des goujons, et diminue leurs participations successives. Ce type de rupture rappelle le mode de rupture (d) de la Figure I-6 identifié dans (Shim et al., 2004), où le groupe de goujons fonctionne de concert, et fait entrer le béton en rupture par-dessus. Au-delà du point (17 mm, 300 kN), les modèles non-linéaires et principalement celui du béton ne sont plus capables de représenter le comportement du matériau de manière satisfaisante, car le comportement montre une reprise de rigidité qui est exclue de la Figure III-15.

Ce phénomène est expliqué par plusieurs hypothèses concourantes de la simulation : d'une part, l'amélioration en cisaillement (Pijaudier-Cabot et al., 1991) a été développée et appliquée au modèle de Mazars pour assurer l'absence de rupture des éléments fortement cisaillés dans le cas de l'interaction barre d'armature-béton. Cette amélioration-β est nécessaire pour la simulation des poutres SCS, car l'interaction connecteur-béton provoque l'apparition de fortes contraintes de

cisaillement en plus de la compression, et le comportement global de la poutre est pénalisé lorsque $\beta = 1$.

D'autre part, les hypothèses de contact sans friction pourraient être remises en cause, car l'interaction béton-plaque fait apparaître d'importantes forces verticales, principalement au niveau de l'appui, par lequel jusqu'à 200 kN peuvent être transférés dans le cas de la poutre complète. Si de la friction était prise en compte entre les plaques et le béton, un cisaillement plus important pourrait se développer à l'interface béton-acier. Cependant, un modèle non-linéaire pour la friction aurait aussi des conséquences au niveau de la complexité du modèle, qui a déjà des difficultés pour converger.

Au vu de la qualité des résultats qui ont été obtenus, la reprise de rigidité au-delà du point (17 mm, 300 kN) est exclue de l'analyse. Ce choix est motivé par le fait que les informations recherchées dans le cadre de ce travail concernent avant tout l'effort nécessaire pour arriver à la ruine de la poutre. Cet effort est bien retrouvé par la simulation développée ici.

Les contraintes dans l'acier sont affichées en Figure III-18 sur la configuration déformée des plaques et des goujons. Les contraintes dans la plaque supérieure montrent des variations douces, avec un impact modéré de la part de chaque goujon. En effet, la plaque supérieure bénéficie de la résistance du béton en compression, et est donc moins chargée que la plaque inférieure, ce qui limite les contraintes qui y transitent. La bande à gauche de la plaque supérieure correspond au point d'application de l'effort.

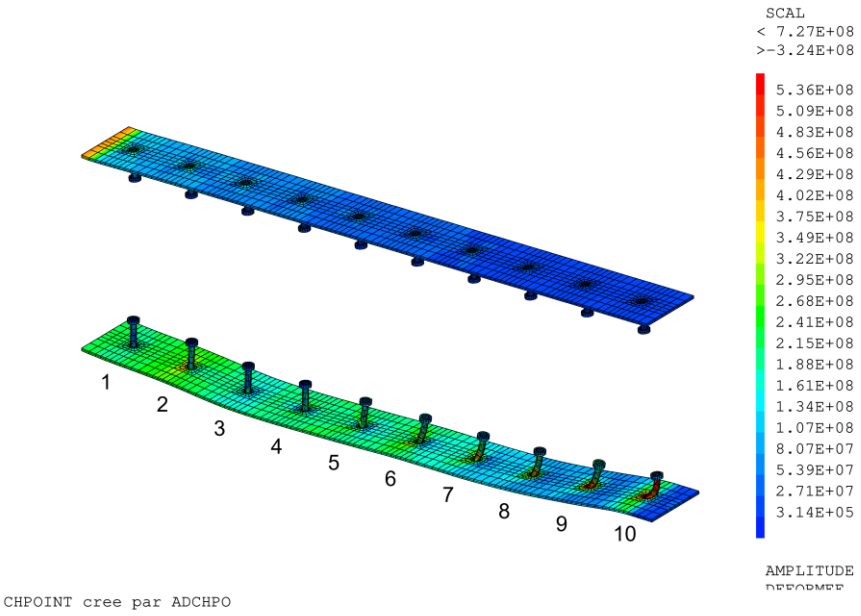


Figure III-18 : Contraintes de von Mises dans l'acier affichées sur la configuration déformée à la flèche 17 mm

Contrairement à la plaque supérieure qui est aidée par la résistance du béton, la plaque inférieure reprend l'intégralité des contraintes de traction dues à la flexion, car la résistance du béton en traction est annulée après l'apparition de la fissure 1 (voir Figure III-16). Les bielles de compression s'appuient sur les goujons, et provoquent la traction dans la plaque inférieure.

La déformée de la plaque indique des points de fléchissement qui sont accompagnés d'une tache de couleur différente traversant toute la largeur de la plaque à certains endroits de la plaque inférieure. Par exemple, des taches bleu clair correspondent à la diminution de la contrainte dans la moitié supérieure de la plaque inférieure. Cela témoigne d'une flexion vers le haut (entre les goujons 3-4 et 6-7) car de la compression se superpose à la traction globale de la plaque, donc la contrainte de von

Mises diminue. Ces flexions locales sont dues à la propagation de fissure dans le béton, qui fait perdre la continuité de la pression du béton sur la plaque inférieure.

Au niveau du dernier goujon, la tache verte traduit une augmentation de la contrainte équivalente de von Mises. Cet accroissement est dû à la position de l'appui, sur lequel la plaque fléchit.

Enfin, la Figure III-18 montre que les goujons aux extrémités sont ceux qui sont les plus sollicités. Ce sont ceux qui sont les plus contraints d'après la carte de contraintes, et ils subissent de fortes déformations. Ce phénomène est attendu, car le déplacement relatif de la plaque et du béton est nul au centre de la poutre, et maximal au niveau du bout de la poutre. Ainsi, les goujons extérieurs subissent de plus fortes déformations. Cela est confirmé par les mesures expérimentales de la déformation des plaques, qui résultent en un glissement d'environ 3 mm en bout de poutre.

2. Introduction de défauts par retrait de connecteur

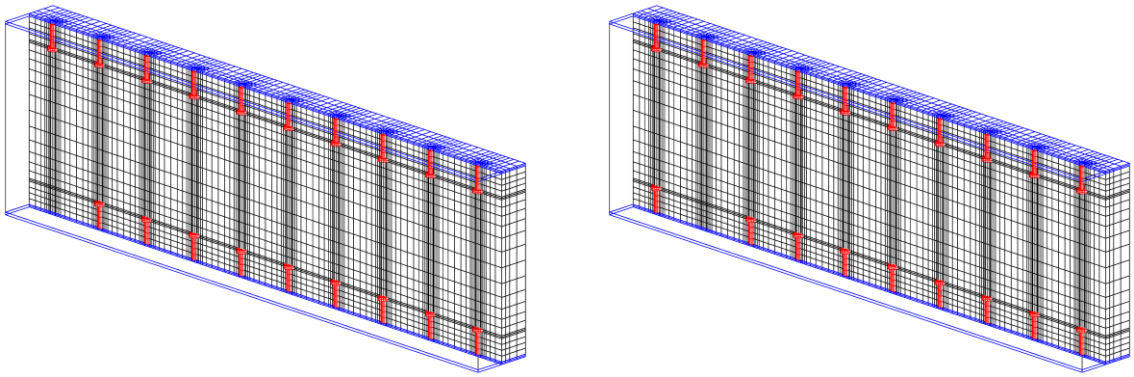
Dans cette partie, les effets de la présence d'un défaut dans la poutre sont explorés en retirant des goujons. Le maillage des goujons retirés est remplacé par un volume de béton et fusionné au reste du béton. Cette hypothèse modélise leur absence lors du coulage de la poutre. Bien que simpliste, cette modélisation permet d'étudier un cas limite pour les conséquences qui peuvent être attendues sur la structure. Dans un premier temps, les conséquences sont étudiées en fondant les analyses sur le maillage de poutre comportant deux symétries. Dans ce cas de figure, quatre goujons sont retirés du maillage total.

La numérotation des goujons reprend celle qui est explicitée en Figure III-14. Selon la sévérité des conséquences constatées sur les résultats, les échantillons sont regroupés en cinq catégories :

- le retrait des goujons 1 ou 2 ;
- le retrait du goujon 3, et le retrait du groupe de goujons 1, 2 et 3 ;
- le retrait des goujons 4, 5, 6 ou 7 ;
- le retrait des goujons 8, 9 ou 10 ;
- le retrait de goujons supérieurs.

a) Retrait des goujons 1 ou 2

La Figure III-19 affiche les maillages résultant du retrait des goujons 1 ou 2 en coupant au niveau du plan des goujons. Les comportements effort-flèche résultant de la simulation des poutres SCS 1 et 2 sont affichés en Figure III-20. De légères différences peuvent être constatées entre les résultats avec et sans défaut, car les fissures ne sont pas confondues avec celles de la simulation de référence. Les fissures se propagent aussi à des instants différents, ce qui mène à des chutes d'effort qui surviennent à des déplacements variables.



(a) (b)

Figure III-19 : Coupe des maillages résultant du retrait du goujon : (a) 1 et (b) 2

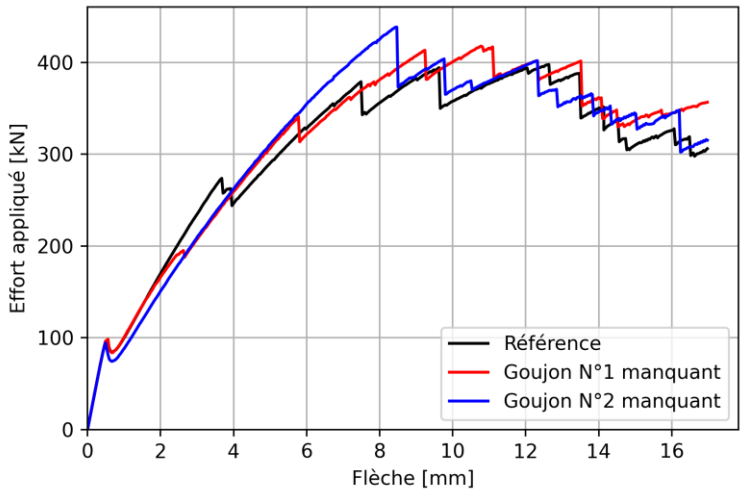


Figure III-20 : Effort appliqué sur la poutre en fonction de la flèche pour les simulations de référence, et où les goujons 1 et 2 sont retirés.

La Figure III-21 compare les cartes d'endommagement obtenues à l'instant final de la Figure III-20 selon la simulation effectuée. Elle met en lumière que les goujons agissent comme des points de concentration des contraintes et favorisent l'apparition des fissures. Par exemple, lorsque le goujon 1 est absent du maillage (Figure III-21 b), la fissure de flexion est favorisée vers le goujon 2 à sa place. De la même manière pour la première fissure d'effort tranchant, l'absence du goujon 2 la détourne depuis le goujon 3 jusqu'au goujon 4 (Figure III-21 c), ce qui pourrait indiquer que le goujon 3 seul ne transfère pas suffisamment d'effort à ce stade du chargement pour faire propager la fissure.

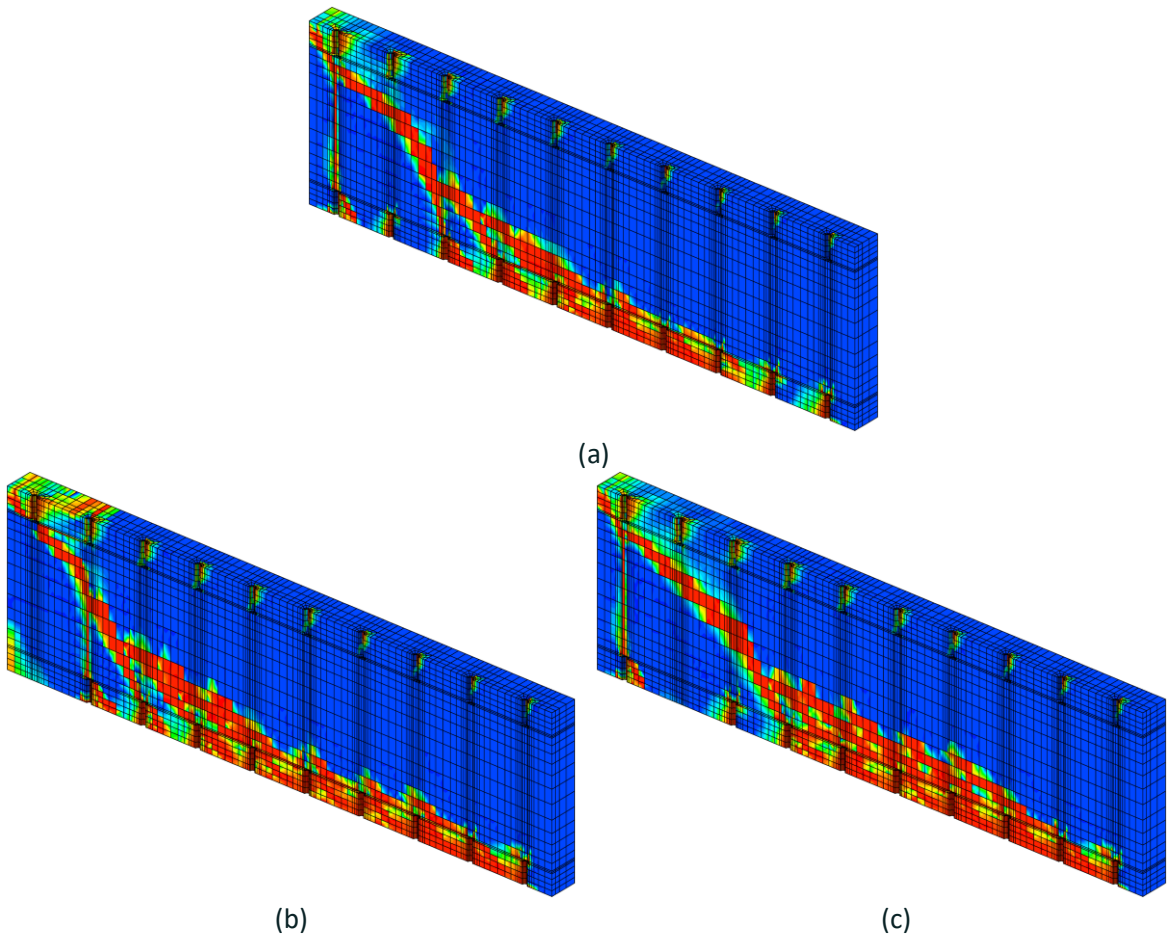


Figure III-21 : Cartes d'endommagement dans les simulations (a) de référence, (b) sans goujon 1, et (c) sans goujon 2

En dehors des différences mineures liées à la propagation des premières fissures, les cartes d'endommagement affichées en Figure III-21 présentent des distributions similaires, en particulier pour l'endommagement de fin de simulation. Les fissures au-dessus du groupe de goujons inférieur restent similaires, bien que légèrement moins importante dans le cas de la poutre 1 (Figure III-21 b).

Pour analyser en détails le comportement des connecteurs, il est nécessaire d'obtenir l'effort qu'ils transmettent du béton à la plaque au cours de la simulation. Cela passe par l'extraction d'une section traversant l'épaisseur de la plaque à partir d'un chemin fermé. Un exemple est illustré en Figure III-22 par la zone hachurée qui délimite un volume de plaque. L'intégration des contraintes passant à travers une surface fermée décrit l'équilibre du volume interne à la surface, et doit être nulle en régime quasi-statique. Ici, la surface n'est pas fermée. Il existe une unique ouverture qui consiste en la zone d'interaction entre le connecteur et la plaque, donc l'intégrale des contraintes sur la zone hachurée est égale à l'effort transmit par le connecteur à la plaque. La surface choisie peut être arbitrairement grande, tant qu'elle contient un seul connecteur et qu'elle est le résultat d'un contour fermé. Ici, le choix de la surface porte sur le plus petit carré du maillage contenant le connecteur.

Dans la suite, les directions X, Y, et Z reprennent les notations usuelles de la théorie des poutres. L'axe X longitudinal est orienté dans la longueur de la poutre, l'axe Y transversal correspond à l'axe fort de flexion, et l'axe vertical Z est celui où les efforts sont appliqués.

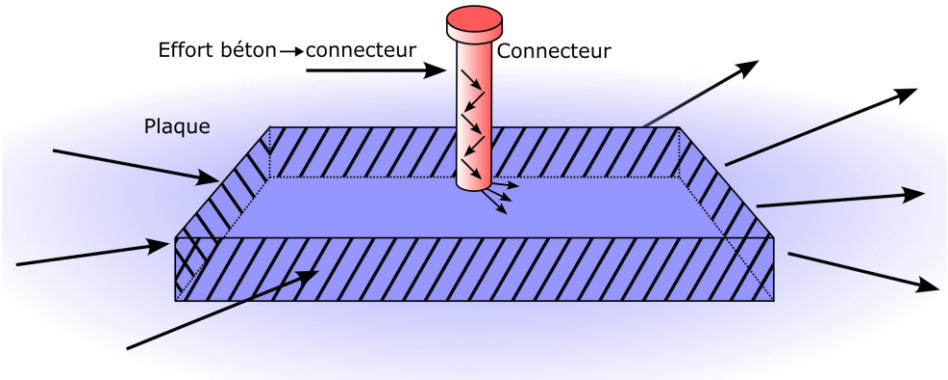


Figure III-22 : Méthode utilisée pour le calcul de l'effort qui passe par un connecteur

Les Figure III-23 et Figure III-24 comparent les efforts repris par les goujons 1, 2, 3 et 4 en fonction de la flèche de la poutre, pour les simulations sur les poutres 2, 3 et sans défaut. Les abscisses utilisent la flèche de la poutre pour avoir une référence commune permettant de comparer les charges reprises aux mêmes instants. Pour la Figure III-23, les courbes représentent la charge transférée par les deux premiers goujons, c'est-à-dire les goujons défectueux. Lorsque le goujon est absent du maillage, l'effort est identiquement nul et est représenté par une ligne horizontale à zéro.

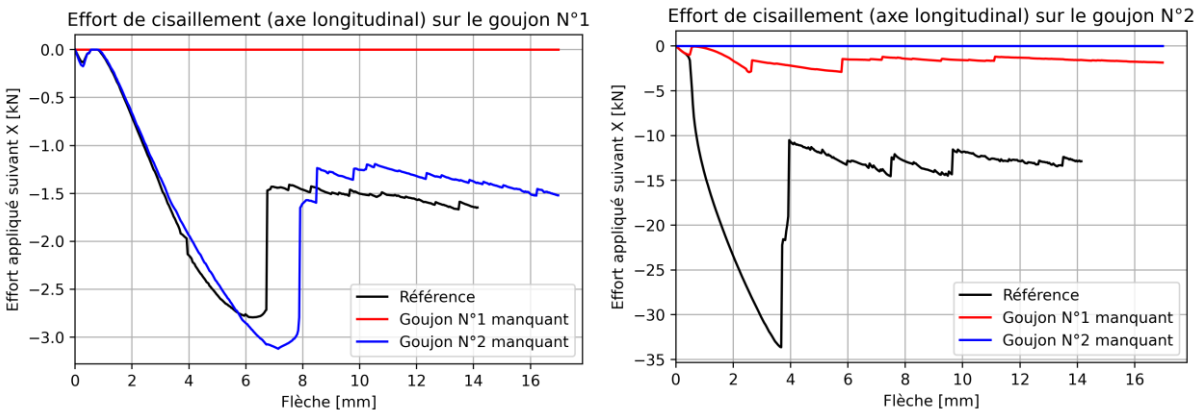


Figure III-23 : Comparaison des efforts de cisaillement sur les deux premiers goujons en fonction de la flèche de la poutre

Il est possible de constater que le goujon N°1 participe peu à la résistance de la poutre, car celui-ci transmet au maximum 2,75 kN à la plaque dans la simulation de référence. La faible participation de ce goujon est expliquée par le fait qu'il est traversé par une fissure très tôt dans le comportement, ce qui se traduit par l'annulation de la résultante des efforts qui le traversent à 0,75 mm. Cette situation n'est pas modifiée quand le goujon 2 est retiré (courbe bleue), car la même fissure traverse le goujon 1 (voir Figure III-21). Une reprise des efforts est constatée plus tard dans le chargement, avec une chute entre 6 et 8 mm suivant la simulation.

Concernant le goujon 2, de fortes différences sont aperçues lorsque le goujon 1 est retiré (courbe rouge du graphe de droite de la Figure III-23). Dans la simulation de référence, la fissure N°2 qui se propage entre le point d'application de la force et le goujon N°3 provoque une baisse brutale de l'effort transmis. Ce phénomène est visible en Figure III-23 (droite) et en Figure III-24 (gauche) sur les courbes noires, car la baisse de l'effort survient pour la même flèche (4 mm). Dans la simulation où le goujon N°1 a été retiré (courbe rouge en Figure III-23), l'effort transmis reste faible car la fissure N°1 se propage jusqu'au goujon 2.

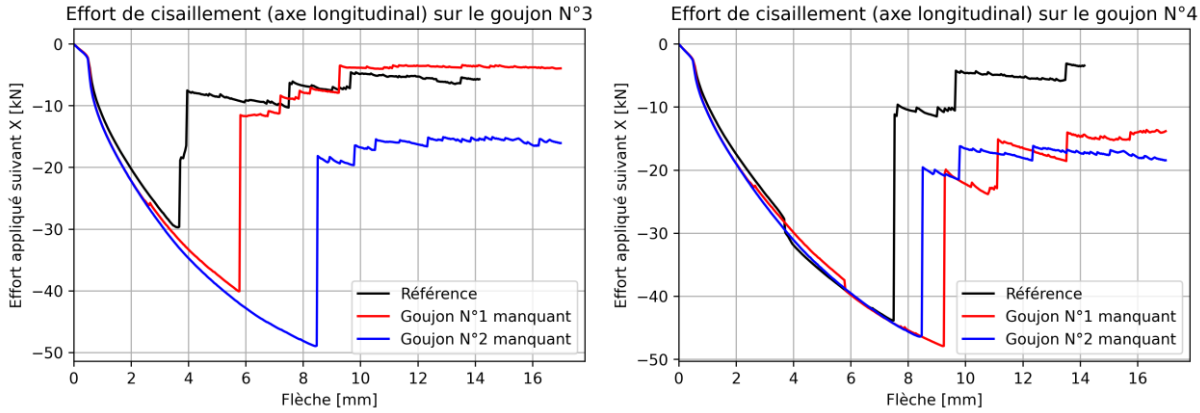


Figure III-24 : Efforts de cisaillement longitudinal en fonction de la flèche pour les goujons 3 et 4

Concernant les goujons 3 et 4 affichés en Figure III-24, les fissures des simulations avec défauts arrivent plus tard que celles de la simulation de référence parce qu'elles doivent se propager sur une surface plus longue, donc l'effort nécessaire pour la rupture est plus important. Par exemple, la fissure qui relie le point d'application des efforts avec le goujon 4 provoque une chute d'effort sur les goujons 3 et 4 en même temps, vers 8,5 mm. Il est intéressant de noter que les efforts rémanents après la chute peuvent être un peu plus importants dans le cas des simulations avec défauts. Ce phénomène est dû à la redistribution de l'effort qui n'est pas repris par le goujon absent.

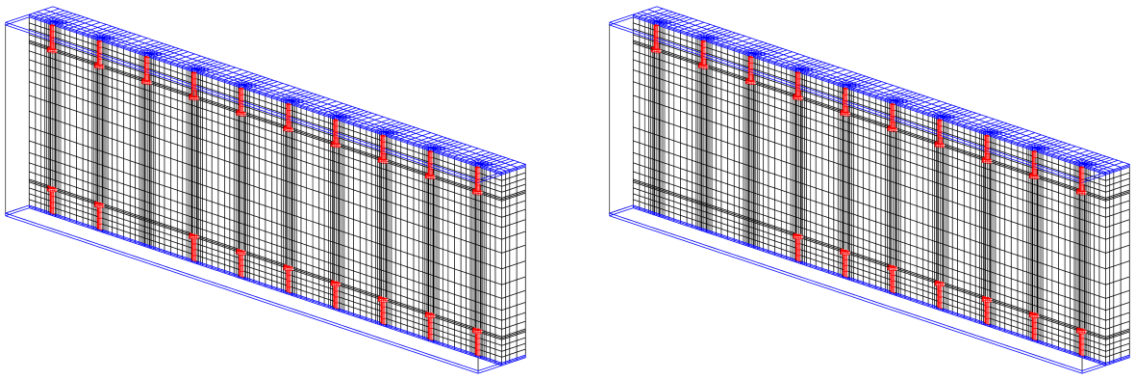
Concernant les goujons suivants (5 jusque 10) et les goujons supérieurs, les comportements sont peu affectés par le goujon en défaut.

b) Retrait du goujon 3 puis du groupe des goujons 1, 2 et 3

L'analyse suivante concerne deux échantillons générés en retirant soit le goujon N°3 seul, soit le groupe des goujons 1, 2 et 3. Le premier essai permet de tester l'effet du retrait du goujon 3, et le deuxième permet de confirmer ce qui a été déduit en partie III.B.2.a) concernant les deux premiers goujons et les conséquences de leur retrait sur le comportement mécanique de la poutre. Une coupe des maillages avec défaut au niveau du plan contenant les centres des goujons est affichée en Figure III-25. A nouveau, le béton remplace les goujons absents.

Les courbes effort-flèche résultant des simulations sont affichées en Figure III-26. Pour ce cas de figure, la répartition des efforts dans la poutre permet de mobiliser le palier plastique de la poutre. Contrairement à la poutre de référence avec un goujonnage complet, les deux poutres où le goujon 3

est absent ont un comportement avec à la fois une meilleure ductilité et un effort maximal plus important. Les courbes rouge et bleue de la Figure III-26 montrent seulement une ou deux chutes d'effort, alors que la simulation de référence, sans défaut, en possède dix. A nouveau, l'absence des goujons 1 et 2 ne semble pas provoquer de différences significatives, si ce n'est l'absence d'une chute d'effort. Cette observation est cohérente avec les conclusions de la partie III.B.2.a).



(a) (b)

Figure III-25 : Coupe des maillages sur le plan des goujons, (a) en retirant le goujon 3, (b) en retirant les goujons 1, 2 et 3

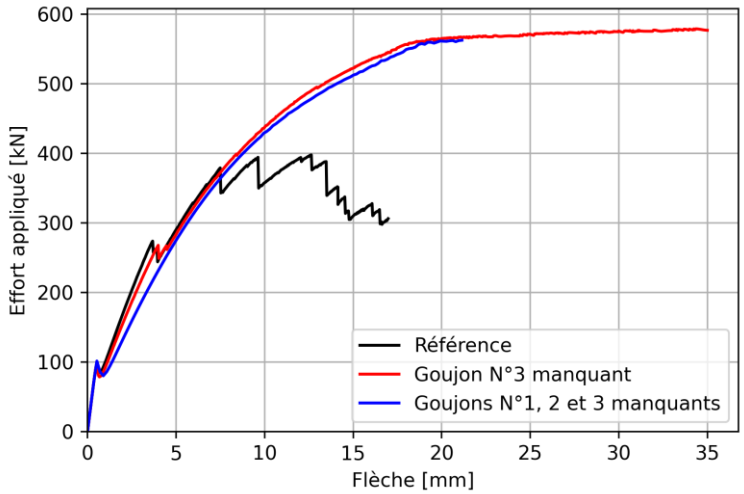


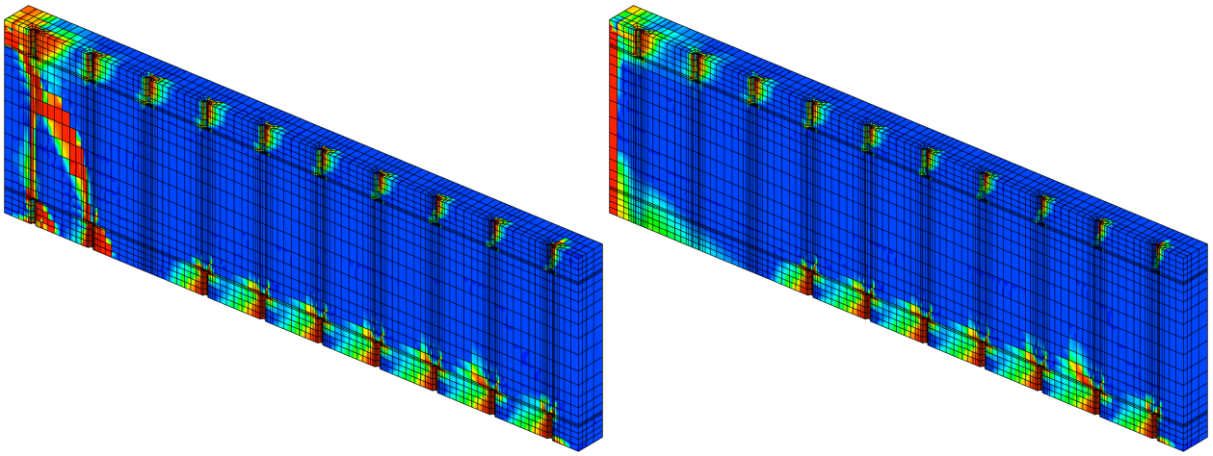
Figure III-26 : Comparaison des comportements effort-flèche entre la simulation de référence, la simulation où le goujon 3 est retiré, et celle où les trois premiers goujons ont été retirés

Pour comprendre les comportements effort-flèche présentés en Figure III-26 en détail, les cartes d'endommagement aux instants finaux des courbes sont tracées en Figure III-27. Les courbes effort-flèche sont superposées jusqu'à l'apparition de la première fissure en flexion. Après l'apparition de celle-ci lorsque la flèche atteint 1 mm, la simulation sans goujon 3 (courbe rouge) présente un comportement semblable à celui de la courbe de référence, alors que la rigidité de la poutre correspondant à la courbe bleue est plus faible. L'absence du goujon N°2 est responsable de la faiblesse de la poutre 1+2+3, car le goujon N°1 ne participe plus à la rigidité de la poutre après 1 mm.

A 4mm, une fissure supplémentaire se propage jusqu'au goujon 2 dans la simulation N°3 (voir Figure III-27 a). Pour la simulation sans défaut, cette fissure concerne le goujon 3. Ainsi, les courbes effort-flèche montrent une chute vers celle de la simulation où les goujons 1, 2 et 3 sont absents.

La Figure III-27 a révèle que les fissures qui se développent au travers du béton sont confinées au niveau des premiers goujons, mais elles n'arrivent pas à se propager au-delà. En outre, l'absence des trois premiers goujons (Figure III-27 b) décale la fissure de flexion vers le milieu de la poutre par rapport

à la simulation de référence. Ce phénomène illustre à quel point les concentrations de contrainte dues aux goujons favorisent les fissures et leur propagation.



(a) (b)

Figure III-27 : Cartes d'endommagement obtenues à la fin des simulations, avec (a) le goujon 3 absent, et (b) les goujons 1, 2 et 3 sont absents

Enfin, la Figure III-27 suggère que les fissures censées se propager au-dessus des goujons ne sont plus présentes lorsque le goujon 3 est retiré, ce qui a pour effet de ne pas entraver la participation des goujons extérieurs. Comme le montre la Figure III-28, il en résulte une très forte participation de la plaque inférieure dans la résistance de la poutre. Les connecteurs 1 et 2 étant désactivés par les fissures qui les traversent, la plaque inférieure atteint son palier plastique jusqu'au premier goujon qui transmet une quantité d'effort importante : le goujon 4.

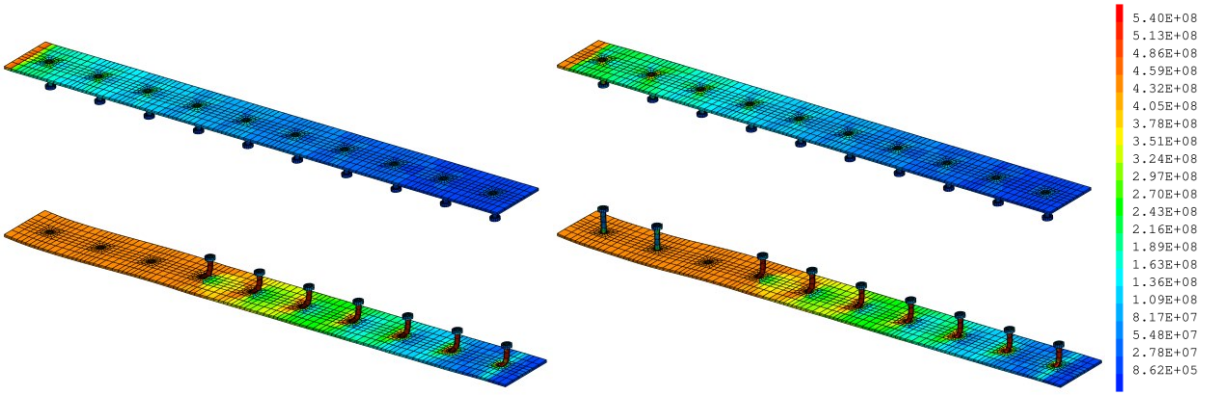


Figure III-28 : Répartition des contraintes de Von Mises dans les aciers à l'instant final, tracées sur la configuration déformée

L'absence de rupture claire en cisaillement n'est pas nécessairement surprenante. L'effort tranchant maximal mobilisable pour le béton seul calculé avec l'Eurocode 2 (Comité Européen de Normalisation, 2005) est compris dans l'intervalle $V_{c,Rd} \in [316, 370]$ kN, suivant que l'on considère la section avec les goujons ou hors goujons. Dans tous les cas, $V_{c,Rd}$ est supérieur à l'effort tranchant dans la poutre affiché en Figure III-26, qui est égal à environ 275 kN au début de la plastification de la plaque d'acier.

Ainsi, du point de vue de la simulation, la présence du connecteur 3 semble pénalisante pour la résistance à l'effort tranchant, car celui-ci est un point de concentration de contraintes, et déclenche l'apparition des fissures. Cependant, des précautions restent à prendre avec cette conclusion, qui n'est pas à généraliser pour d'autres types de structures. Elle reste très spécifique à la structure qui est modélisée ici : une poutre en flexion 3-points, qui n'a pas de renforcement en effort tranchant. Si des

tirants étaient placés dans la poutre, il est probable que les fissures n'auraient pas autant d'impact sur le comportement de la poutre.

Enfin, sur le cas des SCS, les concentrations de contraintes autour des connecteurs sont telles que les éléments de béton peuvent subir des chargements très importants. Avec un modèle régularisé en énergie, seule la partie descendante fait l'objet de la régularisation. En traction, les déformations peuvent être infinies sans causer de problème dans la formulation, mais ce n'est pas le cas en compression, car une déformation égale à 1 en compression revient à avoir un élément dont la longueur déformée est nulle en compression uniaxiale. Avec la formulation du modèle Mazars RTC, le paramètre ε_{cu} du modèle peut dépasser 1, ce qui revient à des éléments qui se retournent. Si la déformation en compression du manchon autour d'un connecteur dépasse 1, un traitement devrait être fait pour transférer les conditions de contact entre le connecteur et le manchon suivant. Cela n'est pas fait ici pour éviter de complexifier le modèle.

c) *Retrait des goujons 4, 5, 6 ou 7*

Les défauts suivants concernent les goujons 4 à 7, c'est-à-dire le groupe intermédiaire de goujons. Dans la simulation de référence comme dans le cadre expérimental, les goujons intermédiaires participent à la rupture finale de la poutre, car le plan endommagé se situe au-dessus d'eux. En outre, bien que les goujons intermédiaires ne soient pas les plus sollicités, ils transmettent un effort substantiel à la plaque inférieure. Partant de cette constatation, le retrait d'un goujon peut avoir des conséquences néfastes. Les maillages considérés dans cette partie sont donnés en Figure III-29.

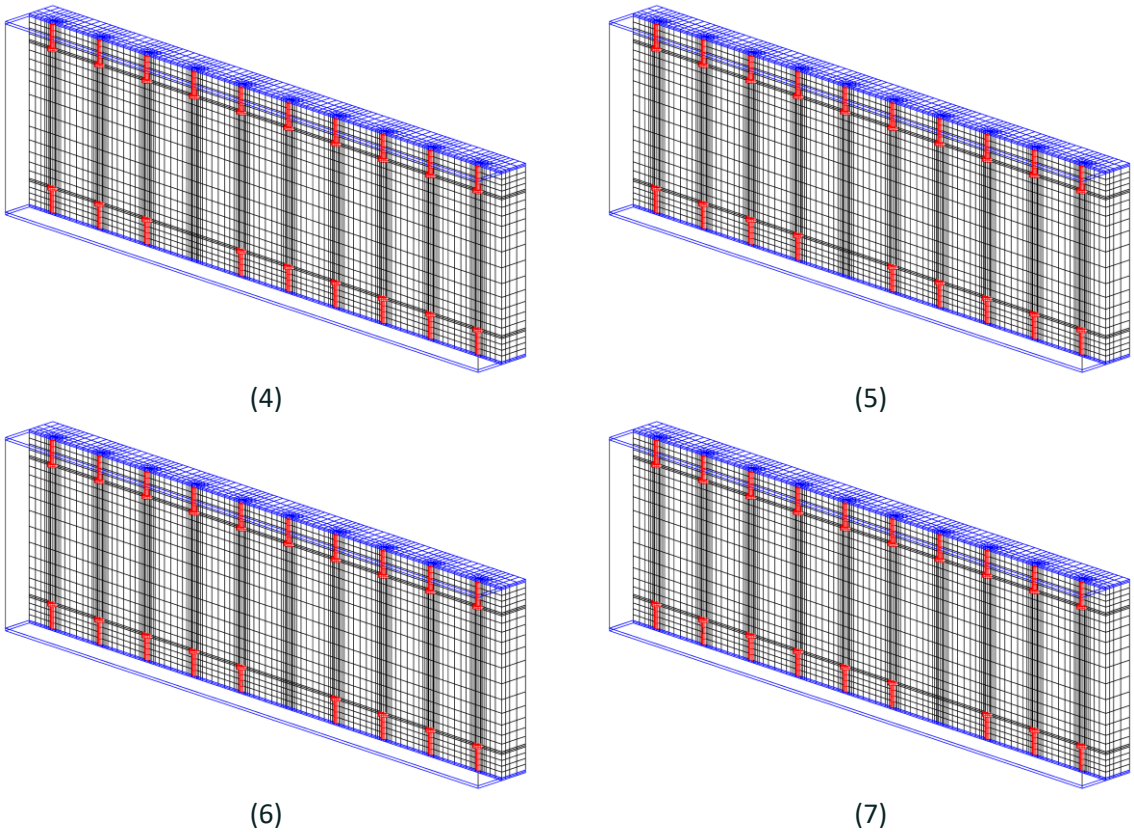


Figure III-29 : Maillages utilisés pour la simulation des défauts 4 à 7

La Figure III-30 montre les courbes effort-flèche résultant des simulations. Par rapport à la simulation de référence, toutes les simulations avec défaut montrent une chute d'effort plus importante à 4 mm, lors de la propagation de la fissure N°2. Les simulations avec les goujons 4 et 5 manquants montrent

une amélioration du comportement qui rappelle celle qui était obtenue en enlevant le goujon 3 (Figure III-26), quoique la chute d'effort à la flèche 4 mm y était moins importante.

La simulation sans goujon 4 montre une forte chute d'effort due à la propagation d'une fissure en bout de poutre lorsque la flèche atteint 23,5 mm. Cette fissure est visible sur la Figure III-31 (4), à droite de la poutre. Pour la simulation 5, le calcul s'est arrêté à cause d'une perte de convergence, ce qui peut indiquer qu'une fissure est censée apparaître, mais que le solveur n'arrive pas à la calculer.

Les simulations 6 et 7 présentent un comportement assez similaire entre elles, quoique la simulation 7 est plus pénalisée par le défaut que ne l'est la simulation 6. La Figure III-30 suggère que la poutre SCS subit des conséquences néfastes dues à la présence des défauts à partir des goujons 6 et 7. Elles présentent toutes deux des chutes d'effort plus importantes que la poutre sans défaut, et leur rigidité après la chute à 3,5 mm est plus faible que celle-ci. Ainsi, la simulation 6 perd de la ductilité et la simulation 7 a un effort maximal plus faible.

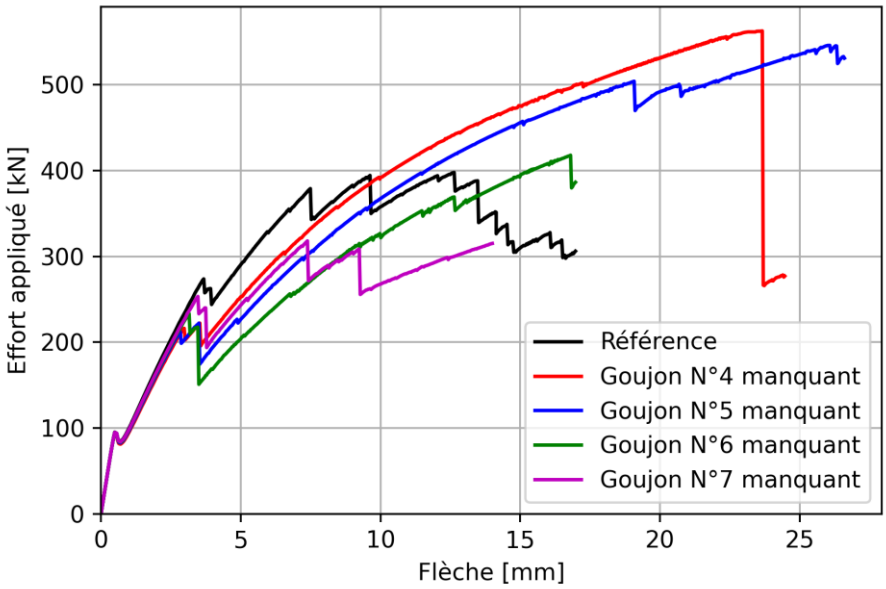


Figure III-30 : Courbes effort-flèche obtenues par simulation sur les défauts 4 à 7

Les cartes d'endommagement associées aux courbes de la Figure III-30 sont affichées en Figure III-31. Dans tous les cas, les résultats montrent de larges fissures dues à l'effort tranchant, favorisées par les goujons qui sont encore présents.

Pour la simulation où le goujon 4 est absent, la forte baisse à la fin du chargement est expliquée par la fissure partant des goujons extérieurs vers le milieu de la poutre. Avant cette fissure, les comportements de la simulation 4 et 5 sont similaires parce que leurs endommagements ont des formes similaires, à une exception. Pour la simulation 5, étant donné que la fissure d'effort tranchant se propage jusqu'au goujon 4 au lieu du goujon 3, l'effort de réaction est plus faible que celui de la simulation 4 après 3,5 mm de flèche.

Dans la simulation 6, cet effet est encore plus visible, car la participation de cinq goujons est annulée à cause de la fissure d'effort tranchant. A l'inverse, dans la simulation 7, la fissure d'effort tranchant initiale retire uniquement la participation de trois goujons, donc la poutre a un comportement initialement similaire à celui de la simulation 5, jusqu'à l'apparition des non-linéarités supplémentaires dans la suite du comportement.

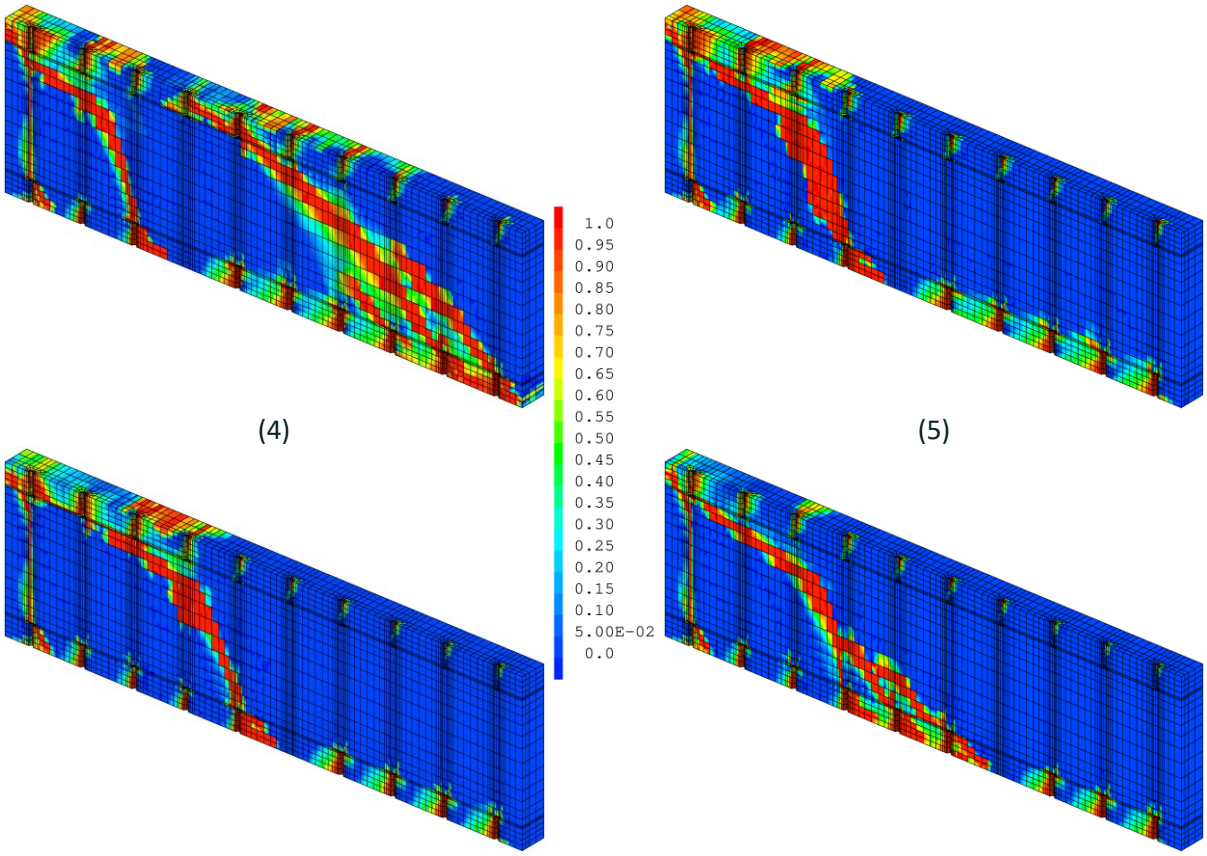


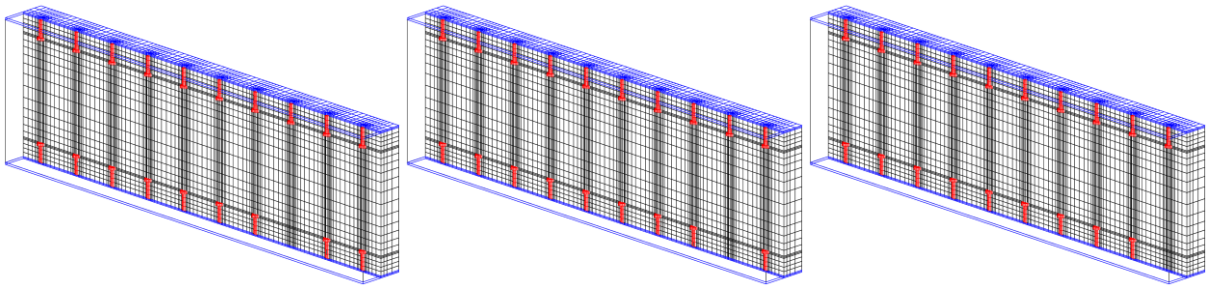
Figure III-31 : Cartes d'endommagement des simulations où les goujons 4 à 7 ont été retirés

La différence entre la poutre 7 et les autres poutres est que la fissure d'effort tranchant ne se propage pas jusqu'au dernier goujon avant celui qui a été retiré. Ainsi, comme dans la simulation de référence, les goujons suivants provoquent eux-mêmes des fissures qui les désactivent, ce qui explique les chutes successives d'effort en même temps que celles de la simulation de référence (à 7,5 mm et à 9 mm). Après l'apparition de la troisième fissure à une flèche égale à 7,5 mm, le comportement de la poutre 7 rejoint alors celui de la poutre 6, car elles ont toutes deux cinq goujons désactivés entre 7,5 et 9 mm. A 9 mm, une fissure désactive le sixième goujon dans la simulation 7, ce qui entraîne une chute d'effort supplémentaire.

d) Retrait des goujons 8, 9 ou 10

Les études sur les conséquences des défauts sur les goujons de la plaque tendue se terminent par l'analyse des effets de l'absence des connecteurs les plus éloignés du centre de la poutre. La partie III.A.2.b), et notamment la Figure III-18, révèlent que les goujons les plus éloignés sont soumis aux plus forts chargements, car ils sont les plus déformés. Si les goujons 8, 9 et 10 transmettent plus d'effort que les autres, alors leur retrait devrait avoir le plus de conséquences.

Les maillages utilisés dans cette partie sont affichés en Figure III-32. Les courbes effort-flèche obtenues par les simulations sont tracées en Figure III-33. A nouveau, les résultats sont semblables à ceux de la simulation de référence jusqu'à ce que la flèche atteigne 3,5-4 mm. Les trois simulations avec défaut montrent alors une chute de l'effort plus importante que celle de référence. Cette importante chute s'explique par le fait que les goujons extérieurs sont les plus sollicités, donc le retrait d'un goujon est pénalisant dès les premières fissures. Les efforts perdus lors de la propagation de la première fissure de cisaillement doivent être redistribués sur les autres goujons, en particulier les goujons extérieurs. Les connecteurs non défectueux ne permettent pas de compenser la perte du goujon 8, 9 ou 10.



(8) (9) (10)

Figure III-32 : Maillages des poutres où les goujons 8, 9 et 10 ont été retirés

A l'aide des cartes d'endommagement en Figure III-34, il est possible d'expliquer pourquoi la chute d'effort de la simulation 8 à 4 mm est plus importante que celle des simulations 9 et 10. Dans la simulation 8, la fissure de cisaillement impacte les goujons 2, 3 et 4, alors que celles des fissures 9 et 10 n'impactent que les goujons 2 et 3. Ainsi, la participation de la plaque inférieure est moindre, et la rigidité de la poutre est plus faible.

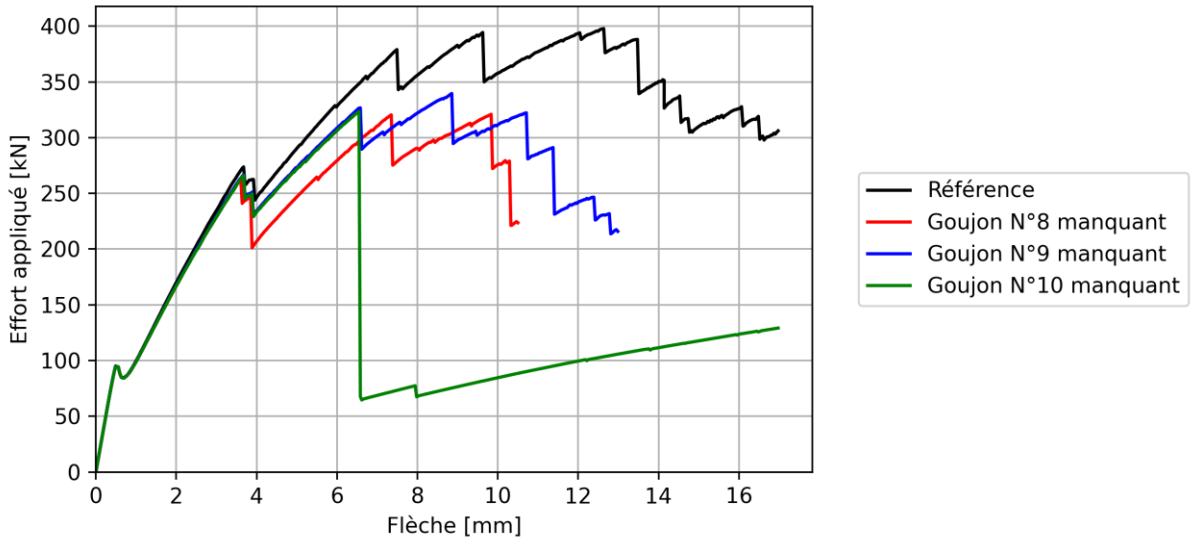
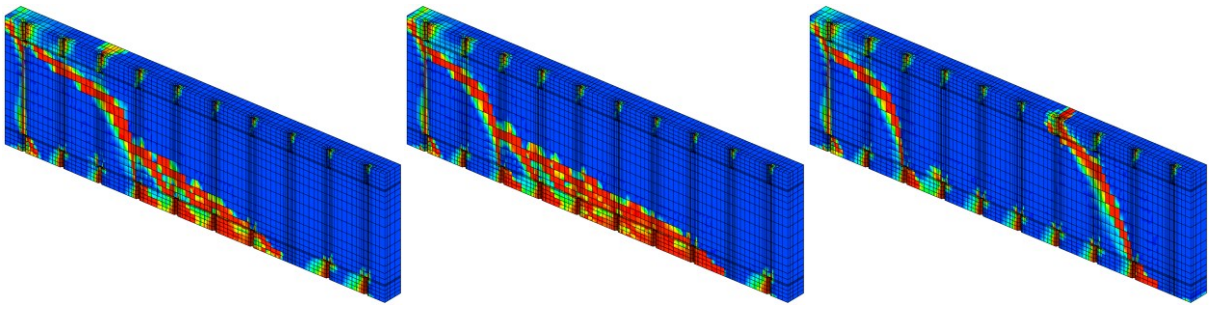


Figure III-33 : Courbes effort-flèche pour les simulations où les goujons 8, 9 et 10 sont retirés



(8) (9) (10)

Figure III-34 : Cartes d'endommagement obtenues en fin de calcul pour les simulations 8, 9 et 10

Au-delà de la flèche 4 mm, le comportement se divise entre les simulations 8 et 9 d'un côté et 10 de l'autre. Les simulations 8 et 9 montrent un comportement assez semblable à celui de la poutre de référence avec des chutes successives de l'effort de réaction dues à la propagation graduelle de fissures au-dessus des goujons, quoique leur effort de réaction est légèrement plus faible que celui de la poutre sans défaut. La poutre 10 se démarque par une importante chute de l'effort appliqué quand la flèche atteint 6,5 mm.

Cette chute est expliquée par la carte d'endommagement affichée en Figure III-34. Après les premières fissures communes avec les autres poutres (fissure de flexion et première fissure d'effort tranchant), une deuxième fissure d'effort tranchant se développe à partir du goujon 9, le dernier avant celui qui a été retiré. Ce type de rupture a déjà été constaté (Wright et al., 1991a) sur la base des poutres testées dans le cadre expérimental (Wright et al., 1991b). Une reproduction du mode de rupture de la poutre B1 est faite en Figure III-35. Alors qu'elle était conçue pour développer une action composite complète, permettant d'atteindre la défaillance par plateau plastique dans la plaque tendue, la poutre B1 est entrée en défaillance par cisaillement du béton, parce qu'aucun goujon n'était présent au-dessus de l'appui.

Pour la poutre 10, le phénomène est identique : le bloc à droite de l'emplacement du goujon 10 n'est plus équilibré, donc une fissure s'y développe. Cette fissure est exacerbée par la présence du goujon 9 qui est un point de concentration de contraintes et par les connecteurs supérieurs qui poussent le béton vers la droite. Ce mode de fonctionnement peut être rapproché de celui qui est préconisé dans les Eurocodes à propos des poutres en béton armé (Comité Européen de Normalisation, 2005). Les dispositions constructives de la section 9.2 requièrent que l'épure d'arrêt des barres d'armatures tendues soit prolongée pour assurer leur tenue vis-à-vis de l'effort de traction dû à l'équilibrage des bielles de compression. Dans le cas de la poutre SCS en flexion 3 points, l'effort tranchant agit jusqu'à l'appui, donc il est nécessaire de disposer des éléments capables de reprendre des efforts de traction jusqu'à l'appui : les goujons.

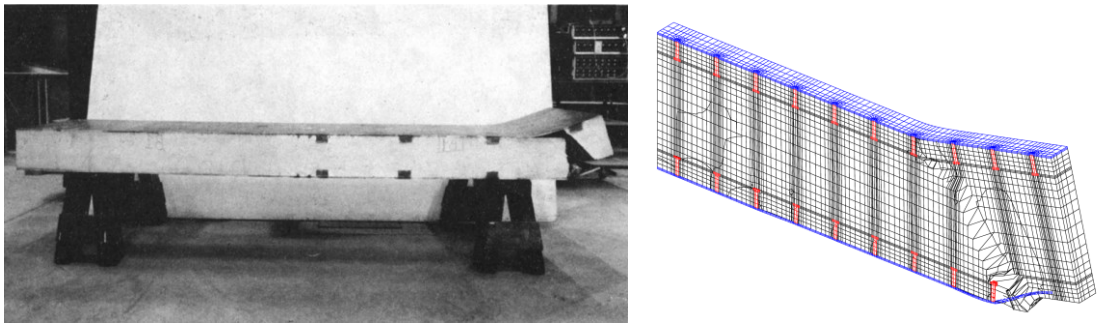
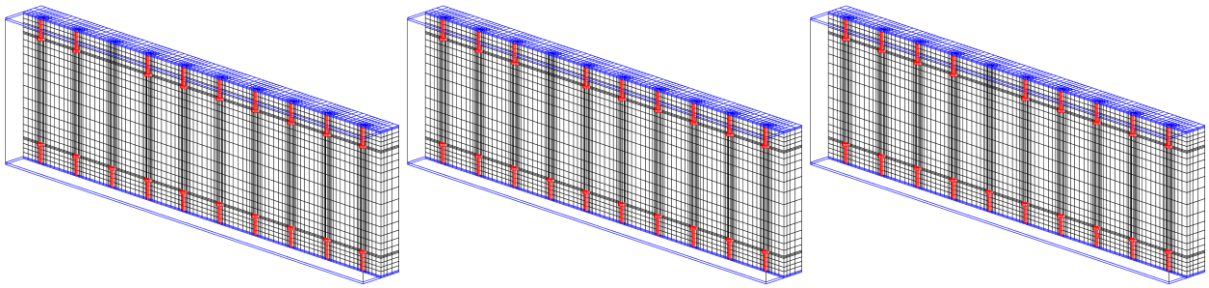


Figure III-35 : Comparaison de la poutre B1 rompue (retournée) de (Wright et al., 1991b, 1991a) avec la poutre où le goujon 10 est retiré du maillage

e) Retrait de goujons supérieurs

Le dernier cas-test sur la poutre « quart » concerne les goujons supérieurs. Les défauts sur trois goujons sont mentionnés comme illustration des tendances qui se dégagent des défauts sur les goujons supérieurs. Les maillages des poutres auxquelles les goujons 13, 14 et 15 ont été retirés sont affichés en Figure III-36. A partir de ces maillages, les courbes effort de réaction-flèche sont tracées en Figure III-37. Quel que soit le goujon retiré, les effets sur l'effort maximal et la ductilité ne sont pas clairement visibles. Certains défauts mènent au décalage des chutes d'effort, ce qui peut provoquer une augmentation très limitée de l'effort maximal appliqué.

Les tendances constatées sur les goujons 11 à 20 sont similaires : contrairement à la rangée de goujons inférieure, les goujons supérieurs transmettent des efforts moins importants. Cela n'arrive qu'avec le modèle de béton non-linéaire, car les fissures de flexion et d'effort tranchant redistribuent à la plaque tendue les efforts de traction initialement repris par le béton. Les goujons inférieurs sont les points-clefs de la transmission de l'effort du béton à la plaque tendue. Au contraire, pour la rangée supérieure de goujons, il existe une portion de béton non endommagée qui participe à la résistance de la poutre. Comparativement à la plaque tendue, la plaque comprimée est moins sollicitée, donc les efforts transmis par les goujons sont moindres.



(13) (14) (15)

Figure III-36 : Maillages des poutres où des goujons supérieurs ont été retirés du maillage

Ainsi, pour ce cas spécifique de poutre en flexion 3 points, un goujon supérieur défectueux a un impact faible, car les contraintes qui y transitent ne sont pas élevées. Le béton et l'acier sont capables de supporter la redistribution des contraintes perdues à cause du retrait d'un des goujons sans provoquer une non-linéarité supplémentaire. C'est visible sur les cartes d'endommagement et de contraintes, qui sont similaires à celles de la simulation de référence en Figure III-16 et Figure III-18.

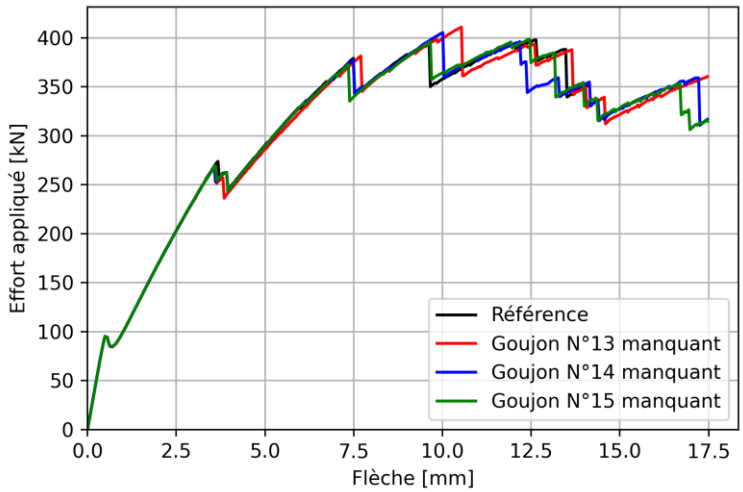


Figure III-37 : Courbes effort-flèche associées aux poutres où des goujons supérieurs sont retirés

Cependant, cette conclusion reste à nuancer, car la défaillance due au flambement de la plaque supérieure peut être favorisée par l'absence d'un connecteur, dont le rôle est aussi de limiter la longueur critique de flambement par ancrage dans le béton. La Figure III-38 donne un exemple de distribution de contrainte dans les plaques lorsque le connecteur N°12 est retiré. La zone au niveau du connecteur 12 est à une contrainte moyenne d'environ 81,1 MPa.

Au niveau du connecteur 12, l'espacement entre connecteurs est doublé à cause de son absence, c'est-à-dire 30 cm. L'équation 38 détaille la formule du rapport d'espacement critique pour le flambement dans le cas encastré-rotulé (Akiyama et al., 1991). Le coefficient 0,91 correspond aux coefficients de la charge critique d'Euler et du moment quadratique pour une plaque de largeur unitaire. Dans cette équation, s est l'espacement entre connecteurs, t_s est l'épaisseur des plaques (6,4 mm), E_s est le module de rigidité de l'acier (200 GPa), et σ_s est la contrainte sollicitante dans l'acier. Le résultat donne un rapport d'espacement maximal égal à 64,4, ce qui est au-dessus de la valeur réelle $s/t_s = 48$ obtenue lorsqu'un connecteur est supprimé. Pour le modèle encastré-rotulé, le risque de flambement est donc évité, mais il convient de noter que les imperfections géométriques liées à la construction peuvent aussi favoriser le flambement.

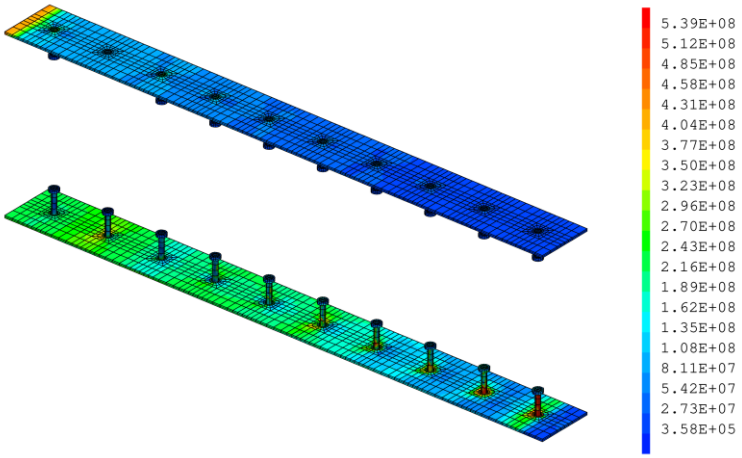


Figure III-38 : Carte de contraintes de von Mises à la fin de la simulation lorsque le connecteur 12 est retiré

$$\frac{s}{t_s} \leq 1{,}3\sqrt{\frac{E_s}{\sigma_s}} \qquad 38$$

Pour référence, avec un modèle rotulé-rotulé, le rapport d'espacement maximal serait de 45,2. Dans ce cas, le risque de flambement serait présent. Cette valeur est cependant critiquable parce que les connecteurs fournissent une résistance à la rotation de la plaque, même s'ils sont aussi atteints par un défaut, tant que ses dimensions sont retreintes. Un exemple d'évaluation des conséquences des défauts sur la rigidité des connecteurs est donné dans le chapitre IV.

3. Introduction de défauts de type trous dans le maillage

Dans cette partie, de la même manière que pour l'exemple du *pushout*, des défauts de bétonnage sont introduits dans le maillage en éliminant des éléments du maillage. Cette fois-ci, les défauts sont placés au hasard dans le maillage du béton pour chercher des effets structurels qui ne sont pas nécessairement liés aux goujons. La fonction génératrice de hasard suit une loi uniforme sur chaque coordonnée. Douze simulations avec un seul défaut chacune sont présentées dans cette partie. Les défauts correspondants sont affichés en Figure III-39 en rouge sur les arêtes du maillage de la poutre dite « quart ».

Les défauts de la Figure III-39 sont générés en utilisant la même méthode que celle de la partie III.A.2. Une ellipsoïde, dont le centre et les paramètres de dimension sur les trois axes sont choisis au hasard, est calculée. Cela permet de donner des ellipsoïdes de formes diverses, par exemple le défaut 5 (aplati) et le défaut 11 (sphérique) de la Figure III-39. Les nœuds du maillage de béton compris dans l'ellipsoïde sont ensuite sélectionnés, et tous les éléments du maillage de béton auxquels ils sont rattachés sont supprimés du maillage. Si aucun nœud n'est compris dans l'ellipsoïde parce que celle-ci est trop petite, seul le nœud le plus proche de l'ellipsoïde est sélectionné.

Parmi les défauts proposés en Figure III-39, seuls les défauts 2, 3, et 12 possèdent un impact significatif. Pour des raisons de concision, les courbes effort-flèches résultant des autres simulations ne sont pas présentées. Pour toutes les courbes exposées en Figure III-40, les différences avec la simulation de référence se concentrent dans l'intervalle de flèches [10, 15] mm. Les simulations avec des défauts présentent un affaiblissement, car les chutes d'effort sont plus importantes.

D'après les résultats de simulation en Figure III-40, le pire défaut semble être le défaut 12, car c'est celui qui diminue le plus l'effort appliqué entre 10 et 15 mm. Celui-ci passe de 400 kN à 350 kN, une baisse de 12,5 % par rapport à l'effort de la poutre de référence. Cependant, l'effort maximal reste

égal à celui de la poutre de référence, car les fissures ne se sont pas encore propagées jusqu'au défaut lorsque celui-ci est atteint.

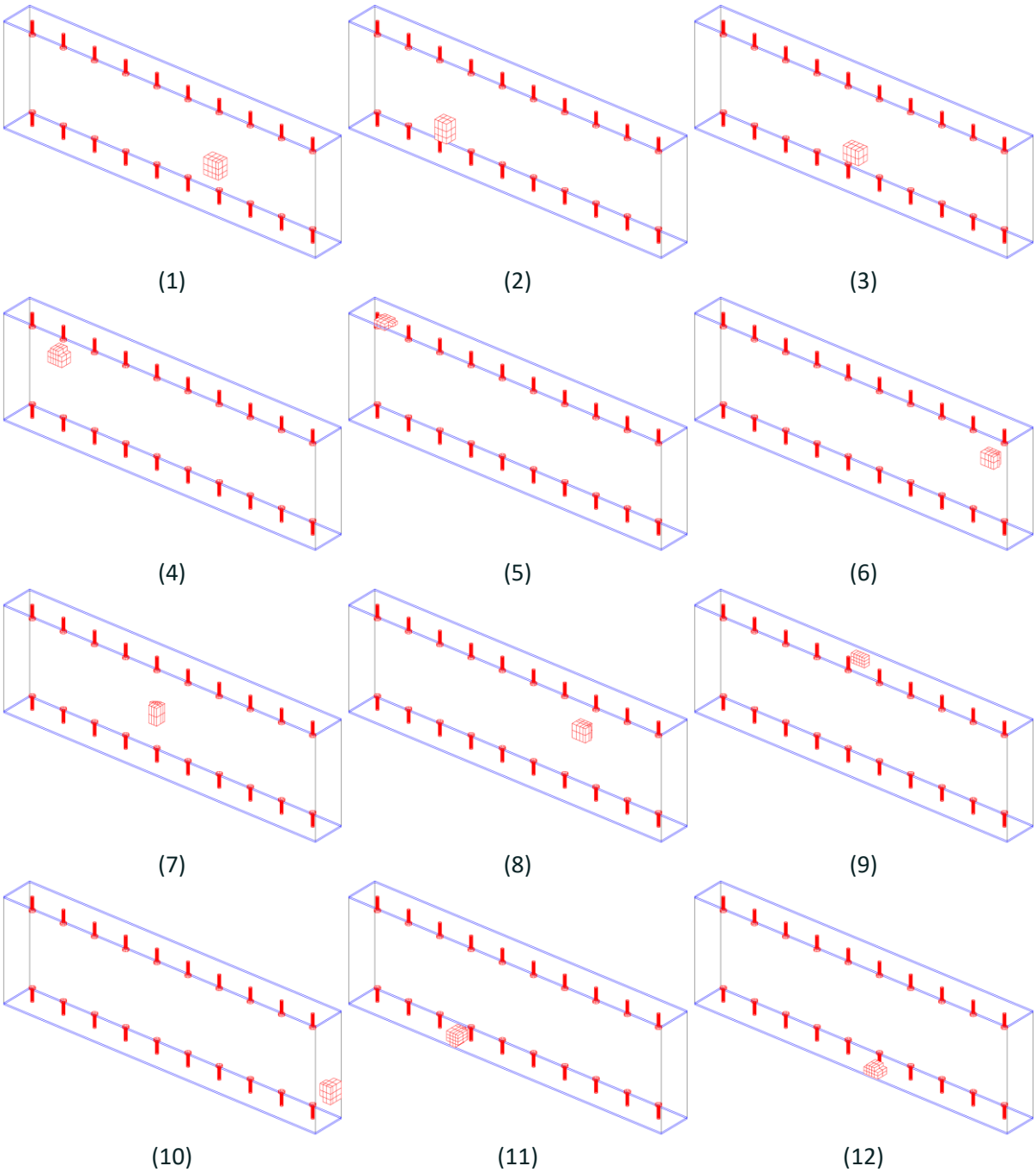


Figure III-39 : Douze exemples de défauts de bétonnage utilisés dans cette partie

Les autres poutres présentent un comportement semblable à celui de la poutre de référence jusqu'à 11 mm, où la chute de l'effort appliqué est plus importante que dans le cas de la simulation sans défaut. En outre, pour toutes les simulations, la courbe effort-flèche finit par rejoindre celle de la poutre de référence après que la flèche atteint 13,5 mm.

Les résultats précédents indiquent que la propagation des fissures est favorisée par la présence de certains défauts. Il est possible qu'elles arrivent plus tôt ou que les défauts empêchent les redistributions de contraintes, mais, comme l'indique la Figure III-41, seul le défaut 1 modifie la forme des fissures de manière significative, car une fissure d'effort tranchant supplémentaire est constatée.

Cette fissure n'a cependant pas d'impact significatif sur la courbe effort-flèche de la Figure III-40. De la même manière, une fois que les défauts sont traversés par les fissures, leur impact devient négligeable.

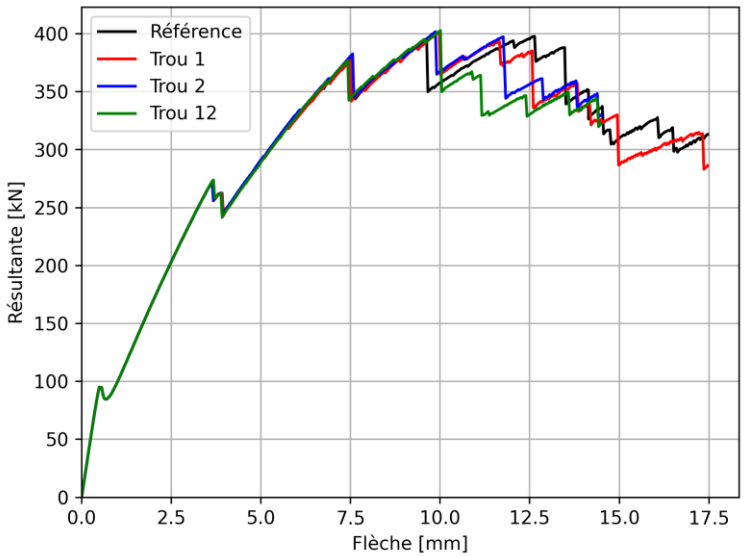
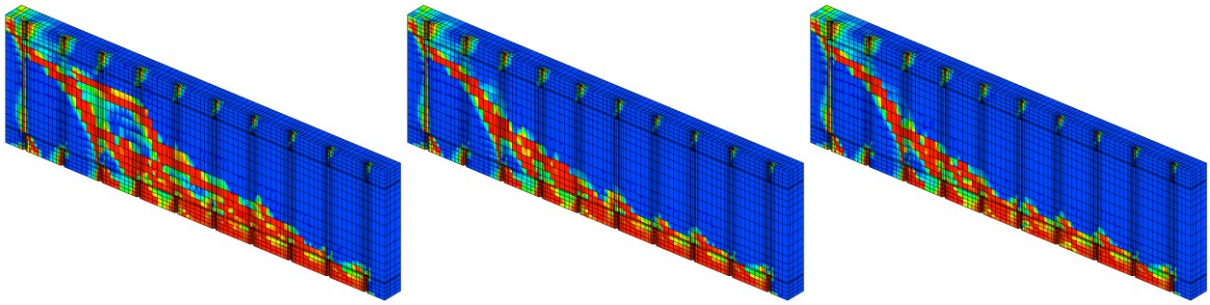


Figure III-40 : Courbes effort-flèche des simulations avec les trous 1, 2 et 12

Enfin, les défauts qui ont été testés ici montrent l'existence de localisations critiques. En effet, les défauts 1 et 2 ont peu d'impact sur la courbe effort-flèche. A part le défaut 12, les autres défauts ont un impact négligeable sur les résultats de simulation. Le défaut 12 a un impact plus significatif, ce qui suggère que les défauts à fort impact se situent près des goujons. Cependant, même si un défaut est situé près des goujons, il faut aussi que les défauts sur ledit goujon aient un impact important. Par exemple, pour le défaut 11, qui est situé à proximité du goujon 4, les études de la partie III.B.2.c) indiquent que le défaut ne devrait pas avoir d'impact significatif, ce qui est le cas ici.



(1) (2) (12)

Figure III-41 : Cartes d'endommagement en fin de simulation avec les défauts 1, 2, et 12

4. Retrait d'un goujon sur le maillage « moitié » : effet de la symétrie

Enfin, les hypothèses liées aux plans de symétrie sont explorées en simulant le comportement de la poutre SCS sur un maillage dit « moitié », c'est-à-dire en ne considérant qu'un seul plan de symétrie entre les deux files de goujon de la poutre. Un connecteur y sera retiré d'un seul côté de la section milieu, pour visualiser comment le comportement se détache de celui de la poutre dite « quart ». La simulation qui est choisie pour cette étude est la poutre où le connecteur N°3 est retiré, car elle menait à une amélioration significative du comportement effort-flèche, en matière de ductilité et de force maximale. Les conséquences de ce défaut sont réévaluées en effectuant le calcul sur le maillage d'une moitié de la poutre, coupée en deux dans le sens de sa largeur. Le maillage utilisé dans cette étude devient donc celui qui est affiché en Figure III-42.

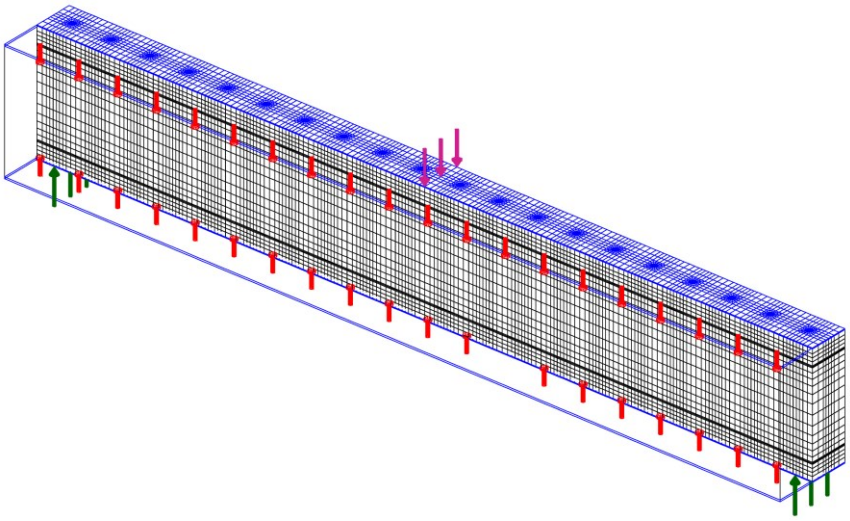


Figure III-42 : Poutre avec maillage dit « moitié » et goujon 3 manquant

Comme discuté en partie III.B.1, l'amélioration-β (Pijaudier-Cabot et al., 1991) finit par perturber l'adoucissement du béton au niveau de la fissure horizontale, et empêche une rupture claire, ce qui résulte en une rigidification du comportement effort de réaction-flèche à la fin de la simulation. Pour résoudre cela, les courbes sont affichées jusqu'au minimum de l'effort après le pic.

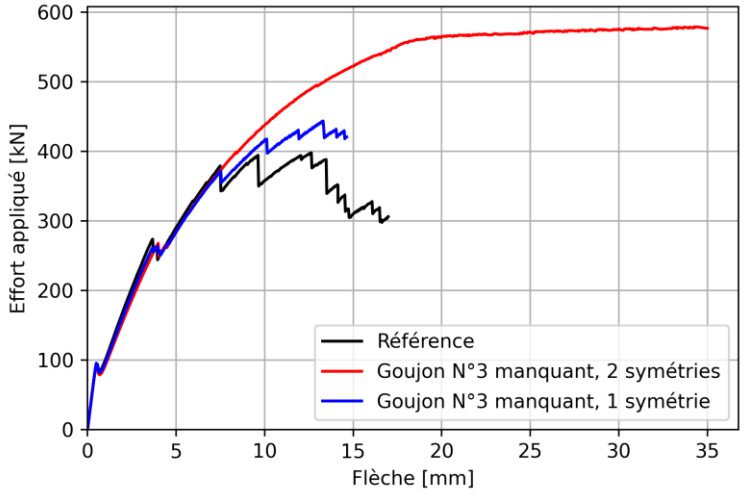


Figure III-43 : Courbes effort-flèche suivant le nombre de symétries prises dans le maillage, en tronquant la partie post-cisaillement de la fissure horizontale.

Le résultat de la troncature est affiché en Figure III-43. Lorsqu'une seule symétrie est considérée sur le plan au milieu de la largeur de la poutre, son comportement devient un hybride entre le comportement de la poutre avec deux symétries, et la poutre de référence. La Figure III-44 révèle que la poutre avec maillage « moitié » possède les deux profils d'endommagement : celui de la poutre de référence sur le côté gauche (sans défaut), et celui de la poutre 3 sur le côté droit (avec défaut). Cela explique comment l'hybridation du comportement entre la poutre de référence et la poutre N°3, comme constaté en Figure III-43, car la poutre avec maillage moitié est équivalente à la mise en parallèle des comportements des deux poutres. Ainsi, lorsque la poutre de référence endommage, la résultante globale diminue, mais la poutre avec le défaut 3 reste capable de reprendre une partie des efforts.

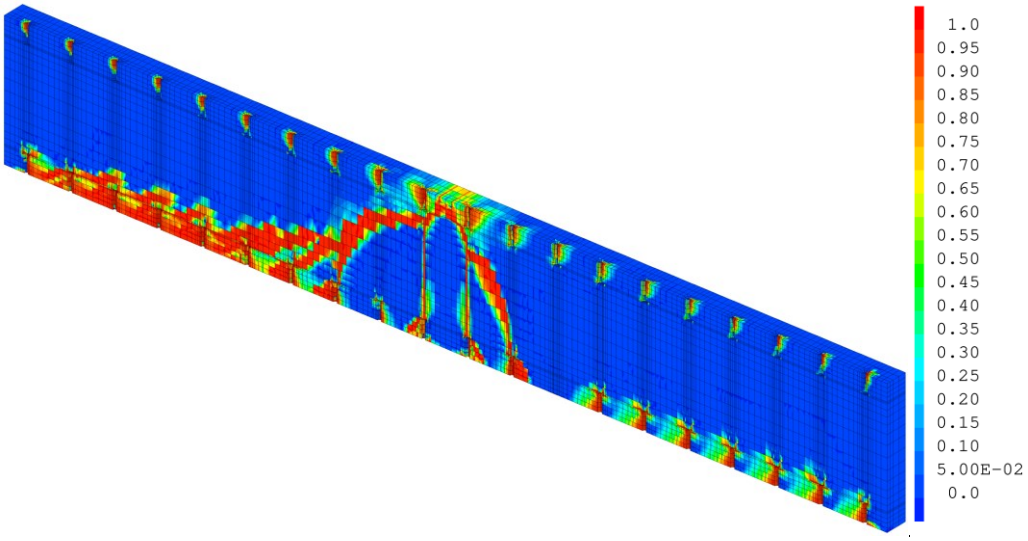


Figure III-44 : Carte d'endommagement dans la poutre sans goujon 3, avec une symétrie seulement, vue en coupe au niveau du plan des goujons.

En Figure III-43, il est intéressant de noter que la poutre avec une seule symétrie arrive plus tôt à la saturation de l'endommagement en cisaillement à cause de l'amélioration-β. Cela se visualise dans le fait que moins de fissures sont nécessaires pour atteindre un endommagement bloqué à 0,97 au-dessus des connecteurs. De plus, les chutes d'effort sont plus faibles, comparativement à la simulation de référence.

Cela indique que les membres cisaillés subissent de fortes déformations plus tôt. Ce phénomène peut être expliqué par le fait que le côté droit de la poutre conserve sa rigidité, tandis que le membre de gauche adoucit à cause des fissures qui s'y propagent. Ainsi, les déformations s'accumulent plus vite dans le côté gauche, car il est plus souple. Les fissures en cisaillement dans le côté gauche sont d'autant plus favorisées que des fissures y sont déjà présentes. Dans le maillage « quart », les deux côtés de la poutre sont symétriques par hypothèse, donc leurs déformations et rigidités le sont aussi. Ainsi, les déformations de cisaillement ne s'accumulent pas préférentiellement d'un côté de la poutre.

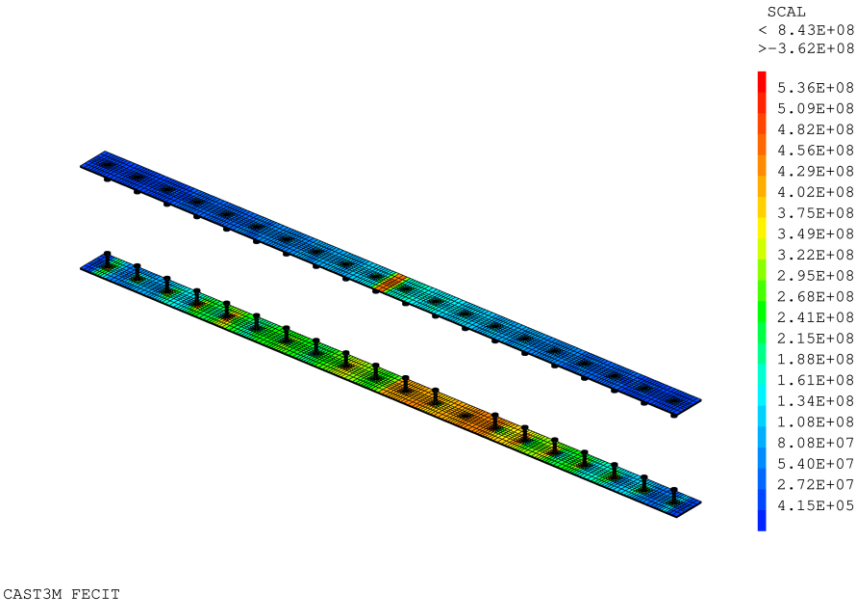


Figure III-45 : Contraintes de von Mises dans les plaques obtenues avec le maillage « moitié » à la fin du calcul

La Figure III-45 montre les contraintes de von Mises dans les plaques. Le maximum des contraintes dans la plaque tendue y est décalé vers la droite par rapport à la section milieu de la poutre. Ce phénomène indique que le côté droit est plus rigide que le côté gauche, donc les déformations sont plus importantes dans le côté gauche, ce qui confirme la discussion précédente.

Cet exemple montre que le comportement de la poutre « moitié » est un hybride entre le comportement des poutre « quart » de référence et défectueuse. Si certains défauts produisent des améliorations sur la réponse de la structure calculée avec les deux plans de symétrie, la performance mécanique d'une poutre non symétrique ne serait pas autant améliorée. Idéalement, il serait intéressant de faire les calculs sur des poutres qui ne possèdent pas de symétrie, mais la puissance de calcul nécessaire pour des simulations de cette envergure ne permettent pas de retenir un maillage aussi grand.

5. Conclusion des études sur poutre SCS avec défauts

Dans cette partie, les conséquences des défauts sur le comportement de la poutre SCS de (Sener et al., 2016) ont été évaluées à l'aide de deux exemples de complexité croissante.

Dans un premier temps, des défauts graves impliquant le retrait total d'un goujon ont été testés pour explorer les impacts maximaux pouvant être attendus si un défaut affectait un goujon. Les impacts sont classés en quatre catégories suivant la gravité des conséquences :

- impact limité (goujons inférieurs 1 et 2, et goujons supérieurs) ;
- amélioration du comportement par blocage de la propagation des fissures (goujon 3) ;
- impact modéré (goujons 4, 5, 6 et 7) ;
- impact important (goujons 8, 9 et 10).

Dans une deuxième partie, les conséquences de défauts de bétonnage sont déterminées en appliquant la même méthode que dans la partie III.A. Des trous sont introduits dans le maillage, mais leur génération est aléatoire cette fois-ci. Les défauts qui ont été analysés dans cette étude montrent que les conséquences des défauts qui ont été testés sont assez faibles. Il arrive que les distributions d'endommagement soient modifiées par la présence de trous dans le maillage, mais les impacts sur les résultats globaux ne sont pas très importants. Ce cas-test a mis en lumière certaines positions de défauts qui pourraient avoir un impact, car les défauts rapprochés des goujons semblent avoir un impact plus important.

Enfin, dans une troisième partie, l'impact des hypothèses de symétrie a été évalué. Le cas-test qui y est choisi est celui de la poutre dont le goujon 3 a été enlevé. Il est reproduit en retirant le même goujon d'un seul côté de la poutre. Les résultats montrent qu'en présence de défauts non-symétriques, la poutre se comporte principalement comme le côté le plus faible de la poutre. Dans le cas où le goujon 3 est défectueux, la simulation prédit que le côté sans défaut est plus faible, car les goujons favorisent les fissures par la concentration des contraintes qu'ils provoquent. Ainsi, l'absence du goujon 3 bloque l'apparition des fissures en effort tranchant dans le côté défectueux.

III.C. Conclusion : pistes d'amélioration de la méthode

Ce chapitre a abordé les conséquences des défauts au travers de deux exemples thématiques : l'essai *pushout* (Shim et al., 2004) et un essai de flexion 3 points sur une poutre SCS (Sener et al., 2016). Dans le premier essai, des défauts ont été introduits en soustrayant des éléments du maillage de béton. Dans le second, les défauts concernent les goujons eux-mêmes, qui sont retirés successivement du calcul pour visualiser les conséquences. Ensuite, des trous ont été placés dans le maillage du béton de la poutre SCS pour comprendre s'il y a des effets structurels liés à la présence de défauts.

D'après les résultats de la partie III.A et III.B.2, il est possible de voir que les efforts internes de la poutre sont généralement bien redirigés autour des trous qui sont introduits dans la structure, souvent sans grande conséquence sur le comportement. Cela pourrait soit signifier que les défauts n'ont pas d'incidence sur le comportement, soit que les endroits qui ont été testés dans cette partie ont des conséquences limitées. Certains des défauts ont des conséquences visibles, mais qui restent faibles devant les efforts développés par les structures.

D'après les résultats des simulations, deux effets semblent se cumuler. D'une part, les sections choisies pour accueillir les défauts sont généralement sollicitées en-dessous du maximum de contrainte du béton. Ainsi, même si les contraintes sont redirigées autour du défaut, elles n'augmentent pas suffisamment pour atteindre la non-linéarité. D'autre part, un défaut placé sur le chemin d'une fissure dans la simulation de référence perd ses conséquences négatives une fois que la fissure est apparue.

En effet, la plupart des défauts de bétonnage considérés dans cette partie sont éloignés des zones fortement sollicitées. Les défauts considérés sur l'exemple du *pushout* indiquent qu'il faut être à proximité des goujons pour voir un impact. Pour la poutre SCS, les défauts en partie centrale ont peu d'impact. La présence d'un défaut de bétonnage sur cette partie a donc peu d'importance sur le comportement final dans le cadre des simulations développées ici. Certains emplacements des défauts montrent cependant que des conséquences négatives sont possibles. A nouveau, les emplacements critiques semblent se situer à proximité des goujons, et en particulier les goujons qui sont identifiés comme problématiques lorsqu'ils sont retirés.

Ainsi, pour avoir un impact significatif sur le comportement de la structure, les défauts de bétonnage doivent être placés sur le chemin des efforts internes, et aucun chemin alternatif ne doit exister. C'est le cas quand les défauts sont situés à proximité immédiate des goujons. Par nature, ces défauts sont plus probables que des défauts placés au milieu d'une structure SCS, car les goujons forment des obstacles à l'écoulement du béton, et peuvent favoriser la ségrégation du béton.

Cette catégorie de défauts n'a été que très rapidement abordée pour les premiers tests sur le *pushout* en partie III.A.1, où les hypothèses de symétries faites pour accélérer les calculs ont été validées. Avec ces défauts, les contraintes n'ont pas de chemin alternatif, car la surface par laquelle le goujon s'appuie sur le béton est affectée. Les études sur la poutre SCS en partie III.B.2 ont montré quels goujons sont critiques pour le bon comportement de la poutre. Ainsi, des défauts affectant un ou plusieurs de ces goujons pourraient avoir un impact important.

Le comportement du défaut et sa modélisation auront nécessairement un impact sur le résultat final. Les défauts peuvent être représentés par des vides aussi bien que par des affaiblissements du béton, par exemple en introduisant un endommagement *a priori*, ou une poche dont les propriétés matériau sont affaiblies. Une étude de l'impact de la méthode de modélisation pourrait être intéressante.

Enfin, bien qu'elles permettent de comprendre les phénomènes physiques qui agissent, les méthodes qui ont été développées dans ce chapitre pour représenter les défauts ne sont pas encore suffisantes. Par exemple, elles ne permettent pas de faire une mesure objective des conséquences des défauts. Les méthodes appliquées ici restent très manuelles, car, même lorsque les défauts sont placés au

hasard, l'analyse et le post-traitement nécessaires pour comprendre les influences des défauts sur le comportement de la structure sont des tâches à traiter au cas par cas. De plus, les temps de simulation pour la poutre SCS sont très longs (compter plus d'une semaine) parce que tous les éléments sont non-linéaires. Les surfaces plastiques utilisant les éléments JOI1 nécessitent souvent d'avoir de très nombreuses itérations avant de converger vers une solution qui satisfait le solveur. Des études utilisant la méthode de Monte-Carlo sont donc inenvisageables pour chercher les emplacements de défauts qui provoquent les pires conséquences.

Pour la partie suivante, il sera nécessaire de développer une méthode permettant d'extraire les effets attendus pour tous les défauts à la fois, dans la limite d'un domaine déterminé à l'avance. La méthode s'appuiera sur les résultats obtenus dans cette partie pour proposer des emplacements de défauts, des paramètres permettant de décrire les défauts, et les intervalles de variation dans lesquels ceux-ci peuvent évoluer.

Chapitre IV : Vers des études probabilistes des conséquences des défauts sur les structures SCS

Il serait disproportionné de formuler des recommandations ne tenant compte que des impacts des défauts ayant été évalués par une étude déterministe. S'il est possible d'identifier des sites critiques où les conséquences des défauts sont potentiellement significatives, en pratique, la probabilité qu'ils soient tous atteints en même temps sur une structure est proche de zéro.

Par nature, il existe des incertitudes sur la forme et la position des défauts de bétonnage. Ainsi, l'estimation des conséquences ne peut se faire que *via* des études probabilistes. Grâce à celles-ci, des indices de fiabilité appropriés à la structure affectée donneront des estimations des conséquences moyennes auxquelles il est possible de s'attendre.

Pour ce faire, une méthodologie adaptée doit être développée. L'utilisation de méthodes de Monte Carlo n'est pas envisageable sur les modèles utilisant les éléments finis, car celle-ci nécessiterait un trop grand nombre de calculs, ce qui se traduit par un temps de simulation important. Avec des stratégies de méta-modélisation adéquates, il est possible de s'affranchir dans une large mesure des coûts de simulation. Alors, des études probabilistes deviennent possibles, à condition que le méta-modèle soit validé en dehors des points qui ont servi à sa calibration.

Dans ce chapitre, les études principales seront menées sur l'exemple du *pushout* pour deux raisons. D'une part, il s'agit d'un essai restreint, dont les dimensions limitées font que la simulation est exécutée rapidement. Il permet donc de faire des études plus approfondies sur les conséquences des défauts sur le comportement mécanique.

D'autre part, le chapitre précédent fait ressortir que les sites où les défauts ont un impact mesurable se concentrent sur les zones à proximité immédiate des goujons. Ainsi, l'essai *pushout* est bien adapté pour comprendre les influences au niveau de l'effort maximal transmissible par un connecteur, car celui-ci permet de tester la qualité de l'interaction entre le béton et le goujon. Cependant, l'essai *pushout* a pour limite l'omission de potentiels effets structurels tels que ceux qui sont constatés sur le cas de la poutre SCS lorsque des goujons y sont retirés. La désactivation intégrale d'un connecteur telle qu'envisagée précédemment est peu probable, car une capacité résiduelle devrait au moins exister en présence d'un défaut. Des études sur le comportement structurel et l'interaction entre les défauts au niveau d'un goujon et la fissuration structurelle sont donc requises.

La première partie présentera la stratégie de méta-modélisation et de création des données, accompagnée de plusieurs exemples d'application issus de la littérature. Les parties suivantes seront consacrées à la systématisation de la méthode permettant d'extraire les paramètres qui qualifient les performances de la structure étudiée et à son application aux essais *pushout* vus précédemment, en poursuivant jusqu'à l'élaboration d'une stratégie permettant de calculer des probabilités de défaillance. Une extension de cette méthode sera réalisée sur la simulation de la poutre SCS qui a été développée au chapitre III.B, fondée sur l'essai (Sener et al., 2016).

En plus des post-traitements effectués sur Cast3M (CEA, 2024) et sur *Matplotlib* (Hunter, 2007), des post-traitements seront réalisés à l'aide des bibliothèques *Plotly* pour les rendus 3D (Plotly Technologies Inc, 2015) et *Scipy* pour l'identification des surfaces de réponse (Virtanen et al., 2020).

IV.A. Méthodologie choisie

1. Méthode des surfaces de réponse

La méthodologie choisie s'appuie sur des développements statistiques réalisés dans les années 1950 pour élaborer un modèle à partir d'une série d'expériences (Box & Wilson, 1951). Cette stratégie est appelée Méthode des Surfaces de Réponse (en anglais, *Response Surface Methodology*, abrégé en *RSM*), et consiste en le calage d'un polynôme d'ordre limité (généralement inférieur ou égal à deux) sur les résultats expérimentaux pour modéliser la réponse expérimentale entre les expériences.

Un domaine d'étude est choisi et découpé en autant d'axes indépendants qu'il existe de paramètres d'entrée à étudier. Les intervalles admissibles pour ceux-ci sont définis à l'avance, de sorte qu'ils puissent être adimensionnés et centrés. Les intervalles de variation adimensionnés deviennent identiques, égaux à $[-1,1]$, ce qui transforme le domaine d'étude adimensionné en une boule fermée de centre O, de dimension n et de rayon 1, où n est le nombre de paramètres et la norme choisie est la norme infinie.

Si un plan d'expériences n'est pas nécessaire *a priori*, il est fortement recommandé d'en utiliser un pour s'assurer que les expériences sont bien réparties dans le domaine. Il s'agit de ne pas privilégier une partie du domaine expérimental par rapport à d'autres. Par commodité, ou parce que l'expérimentateur y est obligé (si un des paramètres ne peut prendre que des valeurs discrètes), les domaines de variation des paramètres sont réduits à plusieurs niveaux discrets, généralement deux ou trois. L'exemple typique de découpage inclut les deux niveaux extrêmes et un point milieu : -1, 0, et 1.

Le plan d'expérience choisi permet de combiner les niveaux des paramètres considérés pour construire les échantillons. Un bon plan d'expérience permettra d'estimer les constantes du polynôme, qui deviennent nombreuses lorsque son ordre augmente. Alors, plusieurs classes de plans d'expérience existent, parmi lesquels :

- les plans d'expérience factoriels (Fisher, 1935) ;
- les plans d'expérience de Placket et Burman (Plackett & Burman, 1946) ;
- les plans d'expérience de type composite centré (Box & Wilson, 1951) ;
- les plans d'expérience de Box-Behnken (Box & Behnken, 1960), …

Bien qu'intuitifs, les plans d'expérience factoriels sont généralement peu applicables, en particulier lorsque beaucoup de paramètres sont testés séparément. Ils proposent de réaliser toutes les combinaisons possibles, ce qui implique n^k expériences selon le nombre n de niveaux considérés, avec k le nombre de paramètres à utiliser. Par exemple, s'il y a quatre paramètres, et si trois niveaux sont choisis, il faut réaliser 81 expériences. Ces plans sont généralement rejetés car ils mènent à un trop grand nombre d'expériences à effectuer.

Le plan d'expériences à deux niveaux de Placket et Burman est un exemple où les variables prennent les valeurs discrètes $\{-1, 1\}$ (Plackett & Burman, 1946), c'est-à-dire un niveau dit nominal et un niveau extrême. Il s'agit d'un plan dit de 1er ordre, car l'ordre des polynômes identifiés par ce plan est égal à un. Ils permettent de tester les frontières du domaine uniquement. Les combinaisons considérées forment un plan d'expériences incomplet (car ne testant pas toutes les combinaisons d'un plan factoriel), ce qui est apprécié pour la diminution du coût expérimental. Ils sont cependant rarement utilisés, car il ne permettent pas de vérifier le bon accord du modèle polynômial aux expériences (Box & Behnken, 1960). Ce défaut provient de l'utilisation de deux niveaux seulement, qui impose de réaliser autant d'expériences qu'il existe de paramètres à estimer pour le modèle polynômial. Le niveau de redondance, qui correspond à la quantité d'expériences divisée par le nombre de paramètres à identifier, est donc égal à 1. Si le nombre d'expériences est limité (ce qui est intéressant

concernant les coûts), il n'est pas possible d'obtenir une estimation de l'erreur commise par le modèle, car le polynôme passe par tous les points expérimentaux. En outre, l'impossibilité d'identifier un polynôme d'ordre supérieur à 1 avec les plans d'expériences de Placket-Burman est une contrainte éliminatoire.

Plutôt que la méthode de génération de (Plackett & Burman, 1946), un plan d'expériences incomplet à trois niveaux est proposé dans (Box & Behnken, 1960). Il possède un niveau de redondance contenu entre 1,5 et 2,5, ce qui permet une identification robuste des coefficients du polynôme, tout en maîtrisant le nombre d'expériences produites. Le plan d'expériences « Box-Behnken » possède la propriété de rotabilité (Box & Hunter, 1957), qui décrit l'incertitude sur les prédictions du modèle. Si le plan d'expérience a cette propriété, alors la variance associée au plan d'expériences dépend de la distance entre les points expérimentaux et le centre du plan d'expériences, et ne dépend pas de la direction choisie. Ainsi, chaque point expérimental (ou simulé) possède la même variance, ce qui évite de privilégier une direction par rapport à une autre.

Cette propriété revient à considérer que les points testés sont à distance équivalente du point central, ce qui est particulièrement important avec des polynômes d'ordre deux. En effet, pour les termes carrés, les points les plus éloignés du centre sont ceux qui ont le plus de poids, car les variables au carré y prennent leurs valeurs les plus grandes. Il est donc essentiel que chaque point ait le même poids lors de l'identification des coefficients du polynôme de régression.

A partir du plan d'expériences, des échantillons sont construits, et donnent des résultats qui peuvent être issus soit d'expériences, soit de simulations. Leur post-traitement permet de donner des indicateurs d'intérêt qui les qualifient, par exemple le rendement d'un processus, la tenue mécanique d'une pièce, la consommation énergétique pendant la rupture, *etc*… Ces résultats forment une base de données reliée aux paramètres qui ont permis de les générer, et sur laquelle un modèle simple peut être identifié. Par exemple, le modèle peut être un polynôme d'ordre 2 à k paramètres, avec ou sans termes croisés suivant le degré d'interaction entre variables souhaité. L'identification des coefficients du polynôme est typiquement réalisée en utilisant une optimisation par minimisation des erreurs au carré.

Une illustration du processus d'analyse utilisant les surfaces de réponse est faite en Figure IV-1. La dernière étape correspond au traitement des résultats de la méthode des surfaces de réponse. Il s'agit de tracer les surfaces pour visualiser les interactions entre variables, et de chercher des points d'intérêt dans les résultats.

La méthode a initialement été développée pour atteindre un point optimal (Box & Behnken, 1960; Box & Wilson, 1951). En dernière étape, il est possible de conclure sur le jeu de paramètre qui fournirait, par exemple, une pièce manufacturée en acier avec la meilleure contrainte à rupture, étant donné les grandeurs significatives qui interviennent dans sa production : température de forge, pression de forge, durée de recuisson, température de trempe, … Pour cela, le point maximal (ou minimal) de la surface de réponse qui a été identifiée aux étapes précédentes est utilisé. Il est calculé grâce aux coefficients du polynôme déterminé à l'aide des résultats expérimentaux, en annulant le gradient de la surface de réponse, si celui-ci est bien situé dans le domaine choisi. Suivant le degré de finesse qui est recherché, cette méthode peut être répétée plusieurs fois, en restreignant le domaine étudié à chaque itération.

Des exemples d'application de la méthode des surfaces de réponse comprennent l'optimisation des paramètres d'un système de dépollution (Maleki & Karimi-Jashni, 2020), l'optimisation d'une jointure graphite-alliage de titane-zirconium-molybdène (Han et al., 2021), l'optimisation d'un cadre en S pour l'absorption d'énergie dans une collision automobile (S.-T. Liu et al., 2014) et l'analyse de la fiabilité d'une structure (Bucher & Bourgund, 1990).

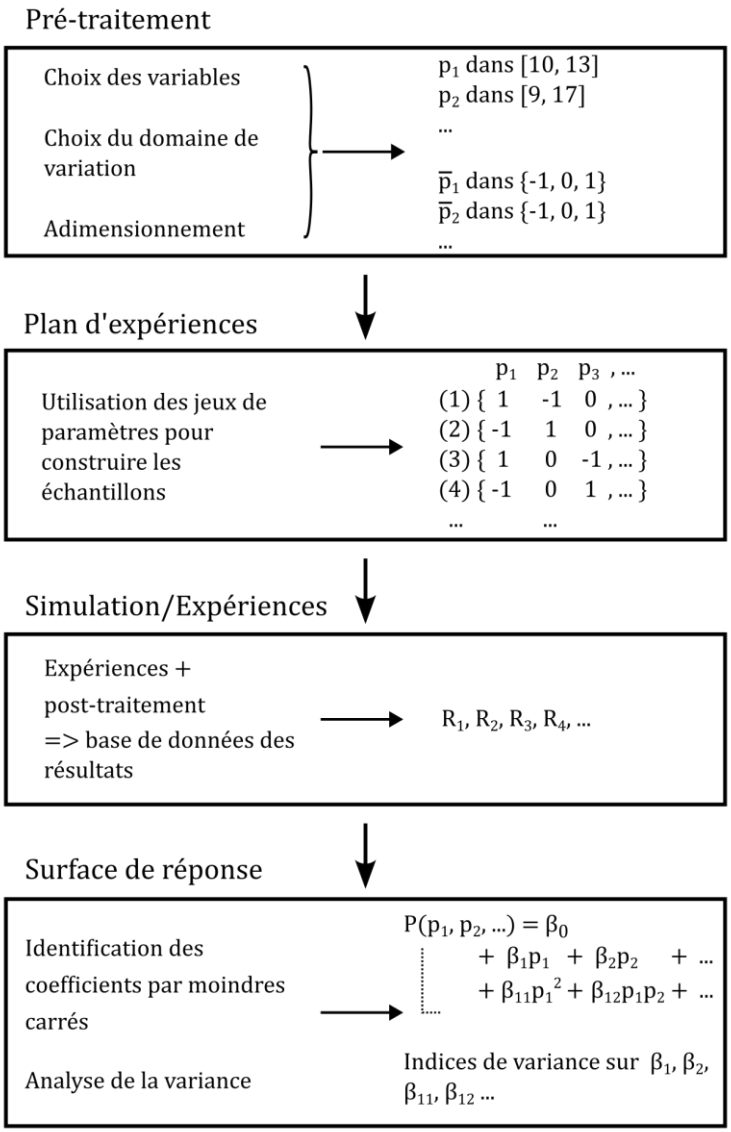


Figure IV-1 : Illustration des étapes principales utilisées pour mettre en œuvre la méthode des surfaces de réponse

2. Adaptation à l'étude des conséquences des défauts sur le *pushout*

A la lumière des études qui ont été mentionnées dans la partie précédente, cette partie détaille la méthode appliquée pour les études sur la réponse du *pushout* affecté d'un défaut. Les étapes décrites à la Figure IV-1 restent globalement correctes, mais elles seront précisées dans cette partie. De plus, le tableau d'analyse de la variance sera appliqué aux essais développés dans les parties suivantes.

a) Prétraitement

L'étape de prétraitement inclut le choix des variables et de leur domaine de variation. Pour le *pushout*, les simulations utilisées, et notamment la génération des défauts, s'appuient sur celles qui ont été construites en partie III.A. Les défauts qui y sont modélisés sont ellipsoïdaux. Les trois grands axes de l'ellipsoïde sont définis comme suit : un axe parallèle à l'axe du goujon (l'axe X), l'axe perpendiculaire dans le plan horizontal (l'axe Y) et l'axe vertical Z, comme indiqué en Figure IV-2.

Dans les études sur les *pushout*s, deux jeux de paramètres sont choisis pour être totalement ou partiellement liés à la géométrie du connecteur. Le premier jeu de variables utilise le formalisme de la Figure IV-2, et comprend l'abscisse x des défauts, leur angle θ, la distance d entre le centre des défauts et le centre de la section à l'abscisse x, et un paramètre de taille multipliant les dimensions de

l'ellipsoïde sur ses trois axes. Avec ce jeu de variables, les défauts sont modélisés par des trous dans le maillage en éliminant les éléments par la même méthode que celle utilisée dans le chapitre III. La discrétisation spatiale étant plus fine à proximité du connecteur, les formes ellipsoïdales des défauts sont mieux respectées Le deuxième jeu de variables utilise ce formalisme de manière partielle, mais remplace l'angle par un paramètre d'affaiblissement. L'angle est maintenu à la valeur 180°, et les éléments ne sont pas supprimés.

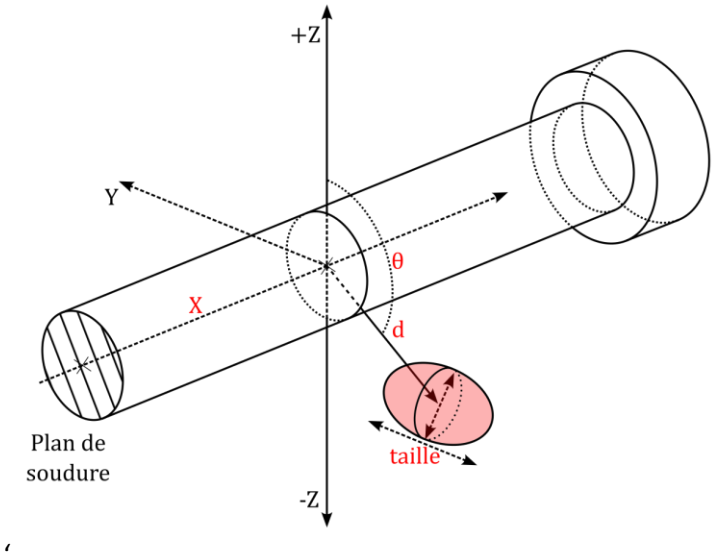


Figure IV-2 : Variables considérées dans la génération du défaut

Dans le premier jeu de variables, l'abscisse x correspond à la projection du vecteur partant du centre de la soudure au centre du défaut sur l'axe du goujon. La variable θ décrit l'angle entre la verticale montante et le centre du défaut. La distance d désigne la distance entre le centre de la section du goujon à l'abscisse x et le centre du défaut. Enfin, la taille t est un facteur multipliant la taille du défaut de base selon ses trois directions. Le défaut de base est identifié sur le défaut de l'étude du III.A.2, c'est-à-dire qu'il mesure 1,5 cm sur l'axe Y, et 1 cm sur les deux autres axes. Pour simplifier l'étude, le défaut est considéré de forme constante, mais de taille variable.

Dans le deuxième jeu de variables, le modèle du défaut est modifié. Au lieu de soustraire les éléments du maillage, ils y sont conservés, mais la résistance en compression du béton f_c y est multipliée par un coefficient d'affaiblissement. Celui-ci remplace la variable θ dans la génération du plan d'expérience pour garder un plan d'expérience à quatre paramètres. Cela évite de passer à un plan à cinq paramètres nécessitant plus de simulations pour l'identification du polynôme, et permet d'appliquer la même méthode et les mêmes post-traitements déjà développés sur le premier *pushout*. L'énergie de fissuration en compression prise pour le béton contenu dans le volume du défaut est calculée en fonction de la résistance résiduelle avec l'équation 30 (Nakamura et al., 2018). Ainsi, l'affaiblissement au sein du défaut diminue l'énergie de fissuration du béton.

Tableau IV-1 : Intervalles de variation des variables caractérisant les défauts

Valeur	Abscisse x [adim.]	Angle θ [°] (jeu 1)	Affaiblissement $f_{c,résі}$ [adim.] (jeu 2)	Distance au centre du goujon d [adim.]	Taille t [adim.]
Minimale	0	225	$0{,}1\ (\times f_c)$	$1\ (\times R_g)$	$0{,}5\ (\times t_{x,y,z})$
Médiane	$0{,}2\ (\times L_g)$	180	$0{,}3\ (\times f_c)$	$1{,}5\ (\times R_g)$	$1\ (\times t_{x,y,z})$
Maximale	$0{,}4\ (\times L_g)$	135	$0{,}5\ (\times f_c)$	$2\ (\times R_g)$	$1{,}5\ (\times t_{x,y,z})$

Les domaines de variation choisis pour l'étude sont résumés dans le Tableau IV-1, en prenant L_g égale à la longueur du goujon avec tête, et R_g son rayon. Ils sont choisis par rapport aux résultats des simulations de la partie III.A, où l'emplacement des défauts avait un impact significatif. Les abscisses sont décalées d'une valeur égale à la taille suivant x du défaut pour éviter que le défaut ne dépasse du bord de la dalle pour les abscisses nulles, et qu'il ne reste qu'une moitié de défaut dans la dalle de béton.

Pour les défauts à proximité du goujon en parties III.A.2.a)-b), seuls les défauts situés à proximité du plan de soudure avaient un impact mesurable, notamment les défauts 16-18, et 25-27. Les défauts situés à la moitié du goujon n'en avaient pas, ce qui explique pourquoi la valeur $0{,}4 \times L_g$ est choisie pour l'abscisse maximale.

De même, la distance entre le goujon et le défaut a un impact significatif sur les résultats. Le paramètre qui affecte principalement le comportement du *pushout* semble correspondre à l'emprise du défaut sur la surface d'interaction entre le goujon et le béton. Ainsi, les distances choisies permettent d'avoir une surface affectée plus ou moins grande en fonction de si le défaut est collé à la surface du connecteur ou s'il en est éloigné. D'après les conclusions de la partie III.A.2.b), les défauts ont des conséquences très faibles lorsqu'ils sont éloignés de 5 cm du connecteur. L'intervalle choisi ici permet, dans le cas de l'essai (Shim et al., 2004), de les placer à un maximum de 2,5 cm, ce qui permet de tester si les conséquences sont encore importantes à cette distance. En outre, cette longueur maximale permet de mesurer l'interaction entre la taille du défaut et sa distance au connecteur, car les défauts les plus petits peuvent mener à la présence d'une couche de béton sain entre le défaut et le connecteur, ce qui devrait entraîner des conséquences sur le comportement.

Pour l'angle, l'intervalle choisi permet de situer le défaut en-dessous du goujon, avec un décalage maximal de 45° par rapport à la verticale descendante. Ce choix est motivé par le fait que les conditions de non pénétration n'autorisent que des contraintes compressives, et parce que les défauts situés au-dessus des connecteurs en partie III.A.2.c) n'avaient aucune influence sur les résultats de la simulation, quelle que soit leur abscisse.

Les tailles choisies permettent de construire un défaut de la même forme que ceux qui ont été produits en partie III.A.2. Les paramètres de l'ellipsoïde de base sont égaux à 1 cm dans la direction du goujon (X) et dans la direction verticale (Z). Pour la direction horizontale perpendiculaire à l'axe du goujon (Y), la taille de l'ellipsoïde de base est égale à 1,5 cm. Le défaut implanté dans la simulation est construit en multipliant ces tailles par un facteur compris entre 0,5 et 1,5. Le volume de l'ellipsoïde du défaut est alors égal à 12,5 % du volume de base pour le défaut le plus petit, et 337 % du volume de base pour le défaut le plus grand.

Pour le second jeu de paramètres, les affaiblissements sont choisis de sorte à avoir un défaut qui conserve une résistance à la compression non nulle, même si le béton est plus faible. Le coefficient d'affaiblissement est défini par la résistance en compression du défaut, et est exprimé sous la forme d'un pourcentage. Ainsi, la résistance du béton au sein du défaut varie entre 10 % et 50 % de celle du béton sain.

Enfin, les variables sont adimensionnées pour produire des paramètres prenant leurs valeurs dans l'ensemble $\{-1, 0, 1\}$. Par exemple, si le plan d'expérience propose un échantillon $\{0{,}0{,}1, -1\}$ avec le jeu de paramètres N°1, l'échantillon comporte un défaut situé à $x = 0{,}2 \times L_c$, en-dessous du goujon ($\theta = 180°$). Le centre du défaut est situé à une distance égale à $2 \times R_g$ et son volume est égal au huitième de celui des défauts considérés dans la partie III.A.2 Pour le second jeu de paramètres, l'abscisse, la distance et la taille sont inchangées, mais l'angle est remplacé par l'affaiblissement. Ainsi, la résistance résiduelle est égale à 30 % de la valeur de la résistance nominale.

Avec les deux jeux de variables, les *pushouts* qui sont testés concernent les deux essais qui ont été développés en partie II.D (An & Cederwall, 1996; Shim et al., 2004). Le premier jeu de variables est utilisé sur les deux essais de cisaillement, mais le second sera uniquement appliqué sur l'essai avec connecteurs courts (An & Cederwall, 1996).

b) *Plan d'expérience*

Le plan d'expériences choisi pour générer les données est le plan d'expériences de Box-Behnken à quatre variables, disponible dans (Box & Behnken, 1960). Dans sa version originale, il se divise en trois groupes de neuf échantillons, soit 27 simulations. Les groupes permettent de rassembler les échantillons dont les mêmes variables sont écartées du niveau milieu, initialement pour réaliser des expériences dans une fenêtre temporelle restreinte et limiter la variance expérimentale au sein d'un groupe. Les points qu'ils contiennent sont orthogonaux entre eux. De plus, les groupes sont chacun divisés en deux demi-groupes, où deux variables sont modifiées à la fois. Le Tableau IV-2 récapitule les niveaux donnés aux quatre variables en fonction du numéro de l'échantillon.

Tableau IV-2 : Plan d'expérience de Box-Behnken à quatre variables (Box & Behnken, 1960)

	Echantillon	Variable 1	Variable 2	Variable 3	Variable 4
Groupe 1	Milieu 1	0	0	0	0
	1	-1	-1	0	0
	2	1	-1	0	0
	3	-1	1	0	0
	4	1	1	0	0
	5	0	0	-1	-1
	6	0	0	1	-1
	7	0	0	-1	1
	8	0	0	1	1
Groupe 2	Milieu 2 (éliminé)	0	0	0	0
	9	-1	0	0	-1
	10	1	0	0	-1
	11	-1	0	0	1
	12	1	0	0	1
	13	0	-1	-1	0
	14	0	1	-1	0
	15	0	-1	1	0
	16	0	1	1	0
Groupe 3	Milieu 3 (éliminé)	0	0	0	0
	17	0	-1	0	-1
	18	0	1	0	-1
	19	0	-1	0	1
	20	0	1	0	1
	21	-1	0	-1	0
	22	1	0	-1	0
	23	-1	0	1	0
	24	1	0	1	0

Les trois groupes possèdent chacun un point milieu, qui servent à la reproduction d'une expérience pour l'estimation de la variabilité expérimentale. Dans le cadre d'une campagne de simulations, les trois points milieux ayant les mêmes jeux de paramètres, leur réponse ne présente aucune variabilité et la variabilité entre groupes est nulle. Ainsi, les points milieux 2 et 3 du Tableau IV-2 sont superflus et éliminés du plan d'expériences considéré, ce qui fait passer le nombre de simulations de 27 à 25. Rigoureusement, le plan n'est plus orthogonal, car l'orthogonalité repose aussi sur les points milieux (Box & Behnken, 1960), mais les pertes de précision qui sont liées à l'absence d'orthogonalité ne surviennent que dans le cadre expérimental, où il existe des incertitudes liées à la mesure et à la reproductibilité des séries d'essais.

La construction du plan d'expérience permet ainsi de générer 25 échantillons orthogonaux entre eux au sein d'un même groupe. A part le point milieu, ils possèdent tous une norme euclidienne égale à $\sqrt{2}$ dans l'espace des variables adimensionnées. Ce plan d'expérience est construit et lancé à l'aide d'un code sur Python, qui écrit un jeu de données par échantillon et les ajoute à la file d'attente d'un calculateur.

c) Simulations, post-traitement

Cette partie présente les quantités d'intérêt qui seront retenues pour les analyses par surfaces de réponse. Parmi les paramètres qui permettent de qualifier la réponse mécanique d'une structure, on peut retrouver :

- la force de réaction maximale au cours du temps, ou la force mesurée en un point prédéfini ;
- un déplacement ou une force correspondant à une rupture de pente, à l'apparition de non-linéarité sévère, … ;
- la rigidité initiale, la rigidité après le début de la non-linéarité, … ;
- l'énergie consommée jusqu'à un certain déplacement, jusqu'à une certaine force, ou jusqu'à la rupture ;
- un rapport de quantités pour faire une mesure de la ductilité de la structure.

Avec la formulation du modèle utilisé dans les simulations, les résultats indiquent que la force maximale est identique pour toutes les simulations, mais celle-ci n'est pas atteinte pour un même déplacement imposé, selon les défauts considérés. Cela provient du mode de rupture envisagé pour les échantillons, qui survient à l'atteinte du palier plastique. Le modèle d'écrouissage sans endommagement qui est pris pour les aciers n'autorise pas de descente de la contrainte après l'atteinte de la non-linéarité. Ainsi, si le déplacement imposé est arbitrairement grand, la force de réaction du *pushout* défectueux finit par atteindre la force maximale de la simulation de référence. La force maximale est donc identique pour tous les échantillons, si le déplacement imposé est assez grand. Les indicateurs qui seront retenus pour constituer les grandeurs d'intérêt doivent tenir compte des biais qui sont liés à l'absence de rupture par atteinte du palier plastique.

A la place du maximum de l'effort, la première quantité d'intérêt sera l'effort obtenu au glissement correspondant à l'atteinte de la rupture dans la simulation de référence. La rupture est considérée atteinte lorsque l'effort atteint la plastification de la surface cohésive, car elle est identifiée sur la capacité maximale du connecteur.

La Figure IV-3 illustre un exemple de méthode de calcul du facteur de ductilité, dont l'expression est détaillée en équation 39. Il correspond au rapport entre le déplacement où la force maximale est atteinte et le déplacement où elle est atteinte avec la rigidité initiale. Pour les échantillons dont les défauts sont particulièrement pénalisants sur la rigidité initiale, le déplacement où la force maximale est atteinte peut être très grand, bien au-delà du déplacement imposé maximal dans les simulations, et au-delà d'une sollicitation acceptable. Ainsi, la force maximale n'est pas toujours atteinte à la fin de

la simulation parce que le déplacement imposé maximal ne le permet pas, mais la pente en fin de simulation reste un écrouissage qu'il n'est pas possible de résumer à une pente nulle. Pour de telles simulations, la valeur du coefficient de ductilité μ perd son sens, car le déplacement u_f serait à quelques ordres de grandeurs d'une valeur acceptable, ce qui conduit à son rejet comme variable d'intérêt.

$$\mu = \frac{u_f k_{ini}}{F_{max}} \qquad 39$$

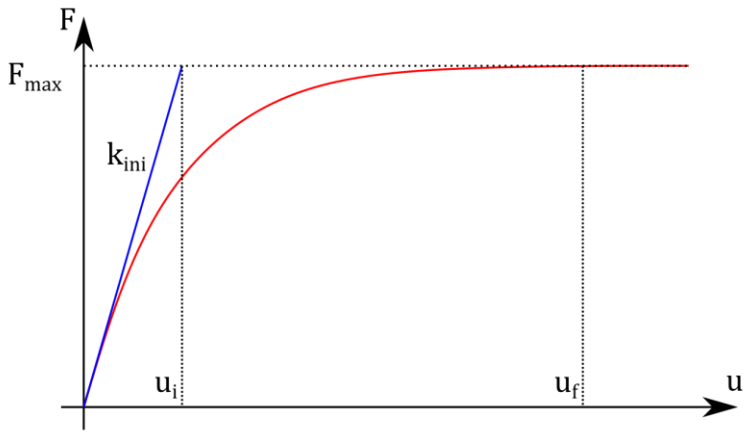


Figure IV-3 : Exemple de calcul de facteur de ductilité

De plus, pour accélérer les post-traitements et fournir des résultats reproductibles, le calcul des indicateurs doit pouvoir être automatisé. L'obtention du déplacement où F_{max} est considérée atteinte passe soit par un raisonnement sur la pente (*id est* la pente est presque nulle), ou par un critère sur la valeur relative de l'effort de réaction par rapport à la force maximale dans la simulation de référence. En pratique, ces analyses sont assez difficilement automatisables, car la pente dans le palier plastique présente de fortes irrégularités, localement. Elles sont dues à des apparitions de non-linéarités mineures, qui introduisent des perturbations qui affectent le calcul de la pente. Une solution peut passer par un filtre (par exemple le filtre de Savitzky-Golay), mais elle revient à modifier les données. En outre, les résultats filtrés ne sont pas de qualité suffisante pour avoir confiance en la pente, donc cette solution est abandonnée.

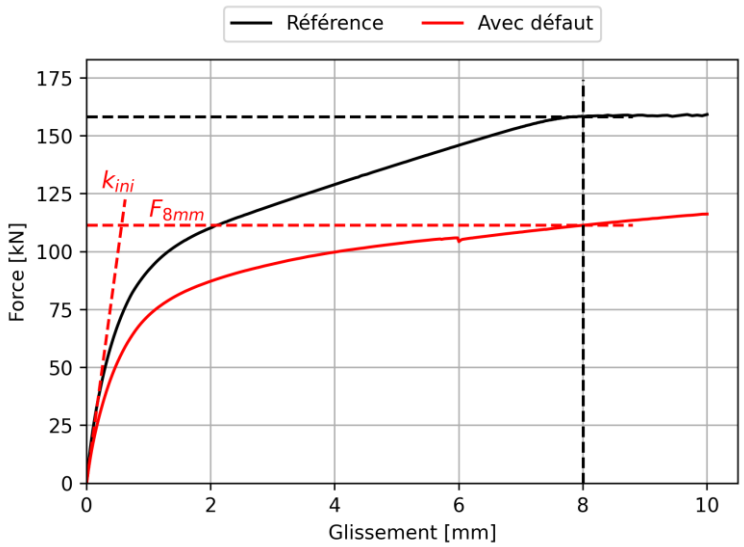


Figure IV-4 : Force à 8 mm et Rigidité initiale

A la place, les deux indicateurs qui seront retenus sont la force au déplacement correspondant à l'atteinte de la force maximale dans la simulation sans défauts, et la rigidité initiale. La rigidité initiale peut être estimée par le point à 40 % de la force maximale, conformément aux méthodes décrites dans les Eurocodes (Comité Européen de Normalisation, 2006), mais l'identification de la pente sur les dix premiers points sera préférée, l'apparition de l'écrouissage en Figure IV-4 perturbe l'estimation de la force à 40 %. Le comportement initial est beaucoup moins sujet aux perturbations constatées lors de l'atteinte du palier plastique. Pour améliorer la précision de cette estimation, le premier pas de temps fait l'objet d'un raffinement temporel par 10, ce qui permet de rester dans le domaine élastique dans la simulation de référence.

La Figure IV-4 illustre la méthode de calcul des variables d'intérêt de cette partie. Ici, le palier plastique de la simulation de référence est atteint à 8 mm. Pour la simulation avec défaut, les variables d'intérêt sont donc $F_{8mm} = 111\ \mathrm{kN}$ et $k_{ini} = 197\ \mathrm{kN/mm}$. Ces indicateurs coïncident avec les paramètres utilisés dans les lois empiriques pour la modélisation du *pushout* (Ollgaard et al., 1971; Xu & Liu, 2019).

d) Identification des coefficients de la surface de réponse

Une fois que les post-traitements ont été faits, il reste à estimer les coefficients du polynôme de l'équation 40. Le polynôme comporte 15 variables, et prend en compte à la fois les termes linéaires, quadratiques, et d'interaction entre les variables i et j. L'estimation est faite en utilisant une méthode des moindres carrés, en définissant l'erreur par l'équation 41, où Y_i est le résultat de la simulation i et x_{ki} sont les coordonnées de son défaut.

$$P(x_1, x_2, x_3, x_4) = \beta_0 + \sum_{i=1}^{4} \beta_i x_i + \sum_{i=1}^{4} \sum_{j=1}^{i} \beta_{ij} x_i x_j \qquad 40$$

$$E = \sum_{i=1}^{25} \left(Y_i - P(x_{1i}, x_{2i}, x_{3i}, x_{4i})\right)^2 \qquad 41$$

La fonction utilisée pour la minimisation de l'erreur au carré est la fonction *least_squares*, issue du module *scipy.optimize* de Python (Virtanen et al., 2020). Dans sa version par défaut, elle repose sur une estimation numérique de la Jacobienne du système pour son algorithme de descente du gradient.

e) Analyse de la variance

Pour comprendre les participations de chaque variable dans le comportement final, une analyse de la variance associée à chaque terme du polynôme peut être menée. La méthode repose sur la partition de la variance des résultats de simulation, qui est découpée en une partie expliquée par le modèle, et une partie d'erreur, appelée « résiduelle ». Celle-ci peut être subdivisée d'une part en une partie de manque de corrélation entre le modèle polynômial et les données, et d'autre part en une partie d'erreur pure. Dans un cadre expérimental, cette dernière désigne les erreurs de mesure, et est estimée à l'aide des points répliqués (ici, les points milieux), mais elle est nulle dans le cadre numérique.

Le tableau d'analyse de la variance présenté au Tableau IV-3 détaille les calculs associés à chaque paramètre statistique, en application sur les essais *pushout* avec le plan d'expériences à 25 échantillons. Les variables d'intérêt sont les valeurs-p de la colonne de droite. Il s'agit d'indices statistiques permettant de classer les termes linéaires, quadratiques et d'interaction du modèle selon leur degré d'explication de la variance.

Pour cela, la variance de chaque terme du modèle est soumise au test de Fisher d'égalité des variances (Fisher, 1934), en calculant la variable de Fisher-Snedecor F_p grâce à l'équation 42. Il s'agit du quotient entre la variance $Var(i)$ de la variable explicative i et la variance résiduelle. Leurs expressions sont

données à la colonne 2 du Tableau IV-3. Dans cette colonne, $\vec{X}_i$ désigne le vecteur de coordonnées (x, θ, d, t) de la simulation i dans l'espace adimensionné, $\bar{P}$ est la moyenne du polynôme de régression appliqué sur les coordonnées des simulations, $\overline{X^2}_i$ est la moyenne de la variable i élevée au carré, Y_i désigne le résultat de la simulation numéro i et $\bar{Y}$ est la moyenne des résultats des simulations. Les coefficients $\beta_{i,ij,ii}$ correspondent aux coefficients du polynôme de régression, estimés à l'aide de la méthode des moindres carrés.

Tableau IV-3 : Tableau d'analyse de la variance appliqué pushout

Source	**Somme des carrés (*Sum of squares*)**	**Degrés de liberté (*Degrees of freedom*)**	**Carrés moyens (*Mean square*)**	**Variable de Fisher-Snedecor (*F-value*)**	**Valeur p (*p-value*)**
Modèle	$\sum_{i=1}^{25}\left(P(\vec{X}_i)-\bar{P}\right)^2$	14	$\frac{Col_2}{14}$	$\frac{Col_4}{Col_4(rési.)}$	p (éq. 43) $ddl_1 = 14$ $ddl_2 = 15$
Variance associée à la variable x_i $i \in [0, k]$	$\beta_i^2 \sum_{u=1}^{25} x_{i,u}^2$	1	$\frac{Col_2}{1}$	$\frac{Col_4}{Col_4(rési.)}$	p (éq. 43) $ddl_1 = 1$ $ddl_2 = 15$
Variance de l'interaction $x_i x_j$. $i \in [0, k]$ $j \in [0, k], i \neq j$	$\beta_j^2 \sum_{u=1}^{25} x_{i,u} x_{j,u}$	1	$\frac{Col_2}{1}$	$\frac{Col_4}{Col_4(rési.)}$	p (éq. 43) $ddl_1 = 1$ $ddl_2 = 15$
Variance associée aux variables au carré $i \in [0, k]$	$\beta_{ii}^2 \sum_{u=1}^{25}\left(x_{i,u}^2 - \overline{X^2}_i\right)^2$	1	$\frac{Col_2}{1}$	$\frac{Col_4}{Col_4(rési.)}$	p (éq. 43) $ddl_1 = 1$ $ddl_2 = 15$
Résiduel (*rési.*) (*Residual*)	$\mathrm{Var}(Y) - Lig_2(Modèle)$ $= L.o.F. + E.P.$	15	$\frac{Col_2}{1}$		
Manque de corrélation avec les données (*Lack of fit, L.o.F.*)	$\sum_{j=1}^{25}\left(Y_i - P(\vec{X}_i)\right)^2$	15	$\frac{Col_2}{1}$	Indéf.	Indéf.
Erreur pure (E.P.) (*Pure error*)	0	0	Indéf.		
Variance expérimentale	$\mathrm{Var}(Y) = \sum_{i=1}^{25}(Y_i - \bar{Y})^2$	24			

Les degrés de liberté correspondent au nombre de variables indépendantes qui composent chaque membre. Il s'agit du nombre de variables, auquel le nombre d'équations qui relient ces variables entre elles est soustrait. Par exemple, pour un modèle polynômial d'ordre 2 possédant 4 variables d'entrée, il y a un terme constant β_0, quatre termes linéaires β_{1-4}, quatre termes quadratiques β_{11-44} et six termes d'interaction β_{12-34}, soit en tout 15 termes. Le nombre d'équations indépendantes reliant ces variables est égal à 1. Il s'agit de l'équation du polynôme, ce qui porte le nombre de degrés de liberté

à 14. Pour les variables prises seules, il n'y a qu'une variable, et aucune équation, donc le nombre de degrés de liberté est égal à 1.

$$F_p = \left(\frac{Var(i)}{ddl(i)}\right) / \left(\frac{Résі}{ddl(Résі)}\right) \quad 42$$

Les carrés moyens sont le quotient entre la colonne 2 et la colonne 3. Ils représentent le numérateur de l'équation 42. Le dénominateur est égal aux carrés moyens de l'erreur résiduelle, qui désigne la variance des simulations à laquelle est retranchée la variance expliquée par le modèle, comme indiqué dans la colonne 2 du Tableau IV-3, à la ligne « résiduel ».

Il est alors possible de calculer une valeur, dite valeur-p, permettant de classer les variables selon leur capacité à expliquer la variance des simulations. L'expression de la valeur-p est indiquée en équation 43. Elle utilise la fonction de répartition de la loi de Fisher F, dont une représentation est donnée en Figure IV-5, la variable de Fisher F_p calculée en équation 42, ainsi que les nombres de degrés de liberté de la variable explicative et de l'erreur résiduelle.

$$p = 1 - F\left(F_p, ddl_1, ddl_{Résі}\right) \quad 43$$

L'hypothèse nulle du test d'égalité de deux variances postule que la variable explicative testée et les erreurs possèdent la même variance, ce qui signifie que la variable explicative n'explique pas mieux la variance que les erreurs. La valeur-p calculée à l'équation 43 constitue une probabilité que l'hypothèse nulle soit vraie. Typiquement, elle est rejetée lorsque la valeur-p est inférieure à 0,05, ce qui équivaut à dire que les variances sont statistiquement différentes lorsque la valeur-p est inférieure à ce seuil. Ainsi, plus la valeur-p associée à une variable est proche de 1, plus l'hypothèse nulle est probable, et moins elle est capable d'expliquer la variance des simulations. Dans une analyse des impacts des défauts, cela signifie que la variable considérée n'a pas de conséquence significative sur les résultats du polynôme.

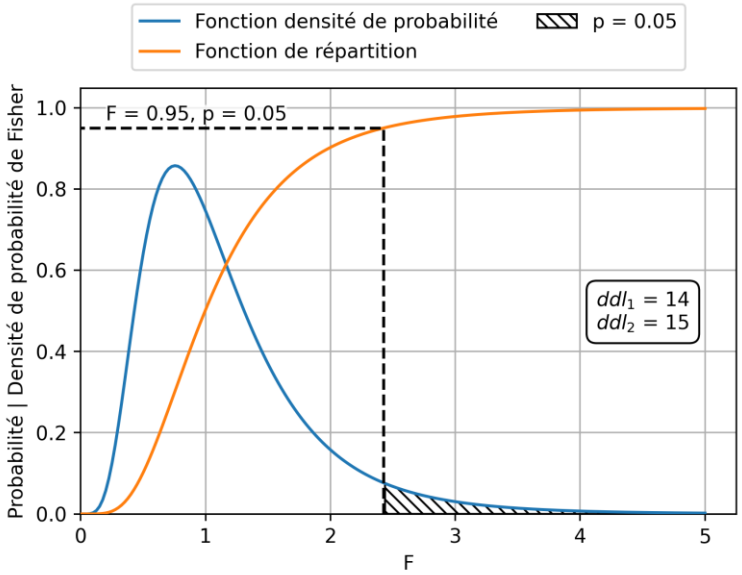


Figure IV-5 : Fonction de répartition et de densité de probabilité de la loi de Fisher

L'utilisation des lois de Fisher-Snedecor est conditionnée à l'hypothèse de normalité des variables qui sont utilisées. Dans le cadre des surfaces de réponse, celle-ci doit être vérifiée, essentiellement pour le résidu du polynôme, car le plan d'expériences garantit la normalité de la répartition des jeux de paramètres. Dans le cadre de ce travail, cela passe seulement par un diagramme quantile-quantile qui

permet de visualiser si la répartition des résidus est cohérente avec une loi normale. Cette étape sera détaillée pendant l'analyse de la variance sur le cas concret.

Les indices statistiques restants concernent l'écart-type σ, la moyenne $\bar{Y}$, le coefficient de variation et l'indice de corrélation R^2. Leurs expressions sont données en équation 44. L'écart-type est donné par la racine carrée de la moyenne de l'erreur résiduelle au carré. Le coefficient de variation est l'écart-type divisé par la moyenne des réalisations. Le coefficient d'adéquation (ou indice de corrélation) R^2 correspond à la variance expliquée par le modèle divisée par la variance totale des réalisations. Il peut être ajusté vers R^2_{aj} par la méthode d'Ezekiel en prenant en compte les nombres de degrés de liberté respectifs (Ezekiel, 1930), de telle sorte que le coefficient de corrélation soit moins sensible au nombre de variables du modèle.

$$\bar{Y} = \frac{1}{n_e}\sum_{i=1}^{n_e} Y_i \quad ; \quad \sigma = \sqrt{\frac{Résі.}{k}} \quad ; \quad C.V. = \frac{\sigma}{\bar{Y}}$$

$$R^2 = 1 - \frac{\sum_{i=1}^{n_e}\left(P(\vec{X}_i) - \bar{Y}_i\right)^2}{\mathrm{Var}(Y)} \qquad 44$$

$$R^2_{aj} = 1 - \frac{\frac{\sum_{i=1}^{n_e}\left(P(\vec{X}_i) - \bar{Y}_i\right)^2}{ddl_{L.o.F}}}{\frac{\mathrm{Var}(Y)}{ddl_Y}}$$

IV.B. Surface de réponse d'un *pushout* défectueux par introduction d'un trou proche des connecteurs

Les défauts caractérisés dans cette partie sont appliqués sur les deux cas-test avec des connecteurs courts et des connecteurs longs (An & Cederwall, 1996; Shim et al., 2004). Ces essais permettent de déterminer l'influence d'un défaut à l'échelle du connecteur, et de comparer les conséquences suivant la taille du connecteur.

A des fins de vérification, des points de contrôle sont également calculés pour évaluer la correspondance du polynôme de régression avec des points sur lesquels il n'a pas été identifié. La méthode de génération de ces points suit le plan d'expériences de Box-Behnken décrit dans le Tableau IV-2, en remplaçant les niveaux +1 et -1 par +0,5 et -0,5.

1. Des résultats de simulation à la formulation d'une surface de réponse : un exemple sur le *pushout* à connecteurs longs (Shim et al., 2004)

Le cas d'étude de cette partie concerne l'essai *pushout* publié dans (Shim et al., 2004). Les résultats effort-glissement des simulations avec défauts sont affichés en Figure IV-6. Les pentes initiales calculées par la méthode décrite en partie IV.A.2.c) sont tracées en pointillé avec la même couleur que la courbe correspondante.

Les courbes révèlent que l'abscisse joue un rôle prépondérant dans les conséquences des défauts sur la réponse du connecteur. En effet, sur la Figure IV-6 a, c et d, les défauts dont l'abscisse x est égale à 0 présentent les conséquences les plus importantes. Par exemple, les défauts N°1, 3 et 11 montrent un impact du défaut très important, avec une baisse de l'effort à 8 mm égale à 50 kN pour les deux premiers, et 65 kN pour le dernier. De la même manière, les conséquences sur la pente sont particulièrement prononcées lorsque l'abscisse approche 0. A l'inverse, si celle-ci est grande (au-delà de 20 % de la longueur du connecteur), les conséquences des défauts sont très faibles.

La taille du défaut semble jouer un rôle capital dans les répercussions de la présence des défauts, en particulier lorsqu'elle est couplée à une abscisse faible. Par exemple, les défauts 9 et 11 montrent que

faire passer le paramètre de taille de 0,5 à 1,5 fait perdre environ 50 kN sur la force à 8 mm. Cet effet est invisible lorsque l'abscisse est à 40 % de la longueur du goujon, comme visible sur les défauts 10 et 12 n'ayant aucune différence avec la simulation de référence.

La distance entre le défaut et le connecteur joue un rôle plus discret, mais qui reste marqué lorsque l'abscisse est faible. Plus un défaut est éloigné du connecteur, plus son effet est faible. Les défauts 21 et 23 illustrent ce phénomène, car ils sont placés à des distances différentes, et le défaut 21 montre les conséquences les plus sévères.

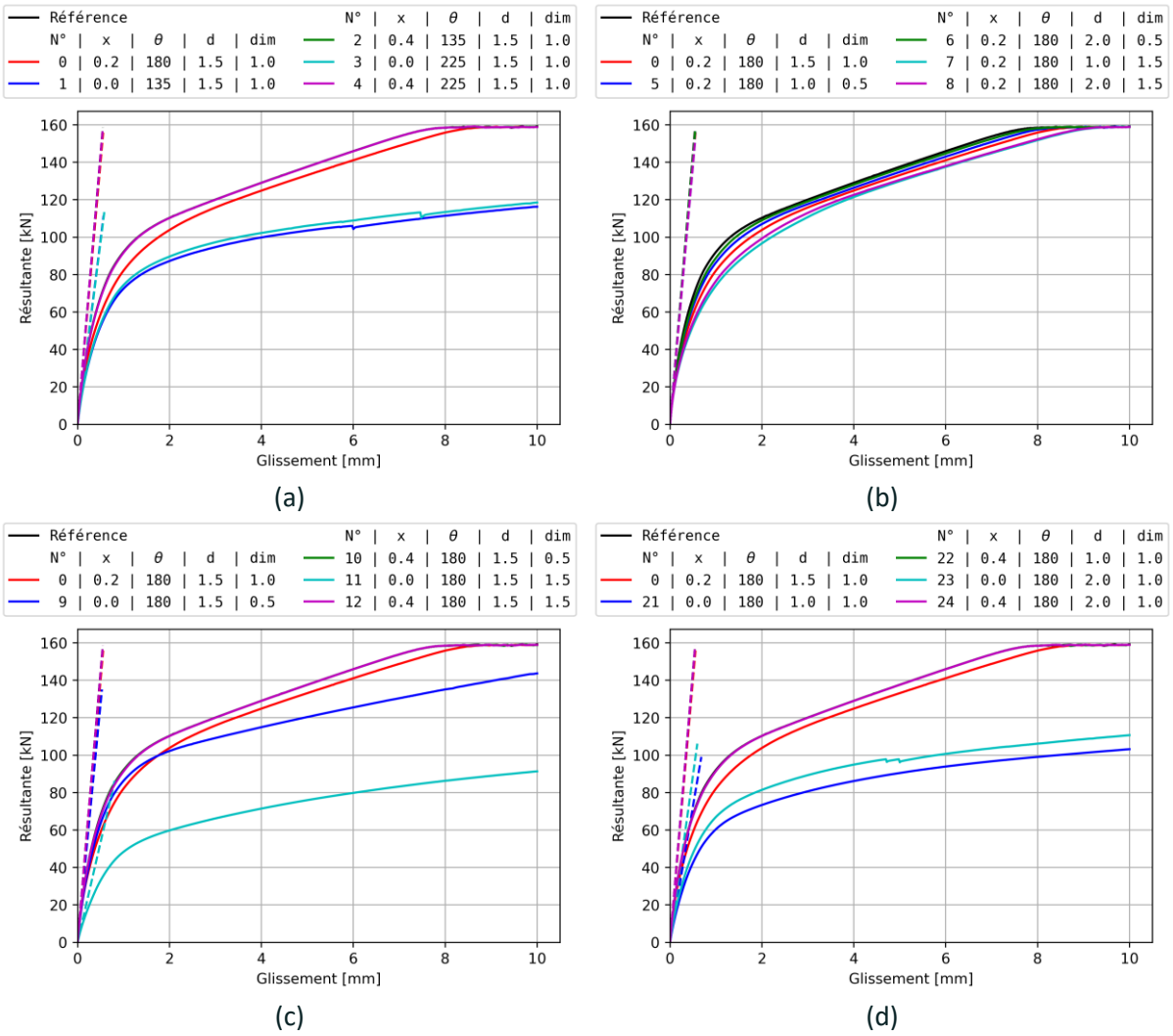
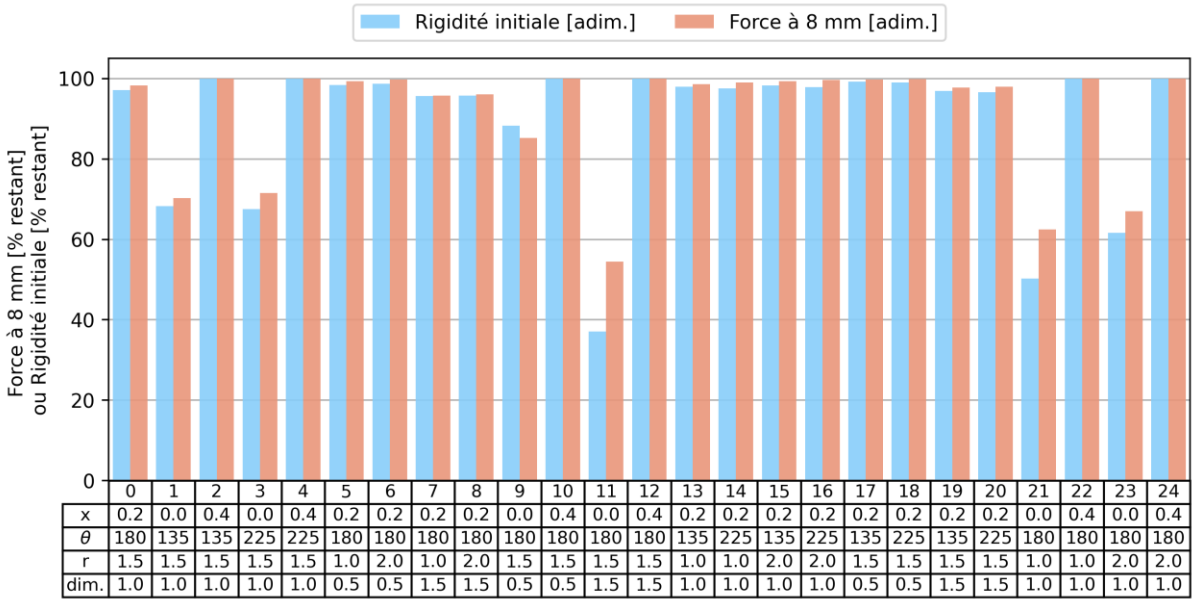


Figure IV-6 : Illustration des comportements effort-glissement des essais pushout *(Shim et al., 2004) en présence de défauts dans le maillage du béton. (a) Variation de l'abscisse et de l'angle sur les défauts milieu, 1, 2, 3 et 4. (b) Variation de la distance au goujon et de la dimension sur les défauts mil. 5, 6, 7, 8. (c) Variation de l'abscisse et de la dimension sur les défauts mil. 9, 10, 11, 12. (d) Variation de l'abscisse et de la distance au connecteur sur les défauts mil. 21, 22, 23, 24.*

Enfin, les comportements tracés en Figure IV-6 ne permettent pas de conclure quant à la participation de l'angle. Les différences entre les échantillons dont l'angle diffère sont minimes, par exemple les défauts 1 et 3, situés à 135° et à 225°. Cela confirme qu'il n'y a pas de préférence entre un défaut situé à gauche et à droite du connecteur. Cependant, en l'absence de point situé à 180° et conservant les mêmes paramètres que les défauts 1 et 3, il n'est pas possible de conclure sur l'existence d'un minimum à 180° à ce stade.

Les conséquences des défauts sur la rigidité initiale et sur la force à 8 mm sont représentées par la fraction restante, indiquée par des barres en Figure IV-7. Comme mentionné précédemment, la plus grande baisse en effort parmi les échantillons simulés est due au défaut 11, qui perd 46 % de la valeur

de référence (160 kN), soit une diminution de l'effort de presque 74 kN. Ses conséquences sont notables car il cumule les variables les plus préjudiciables, par sa proximité à la soudure et sa taille. Pour la rigidité initiale, la dégradation est encore plus sévère : 60 % de la valeur de référence (211 kN/mm) est perdue, soit une baisse de 127 kN/mm.



	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
x	0.2	0.0	0.4	0.0	0.4	0.2	0.2	0.2	0.2	0.0	0.4	0.0	0.4	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.0	0.4	0.0	0.4
θ	180	135	135	225	225	180	180	180	180	180	180	180	180	135	225	135	225	135	225	135	225	180	180	180	180
r	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.0	2.0	1.0	2.0	1.5	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	2.0	2.0	1.5	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	2.0	2.0
dim.	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.5	0.5	1.5	1.5	0.5	0.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	1.0	0.5	0.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	1.0

Figure IV-7 : Conséquences des défauts sur la force à 8 mm ou sur la rigidité initiale pour chaque échantillon

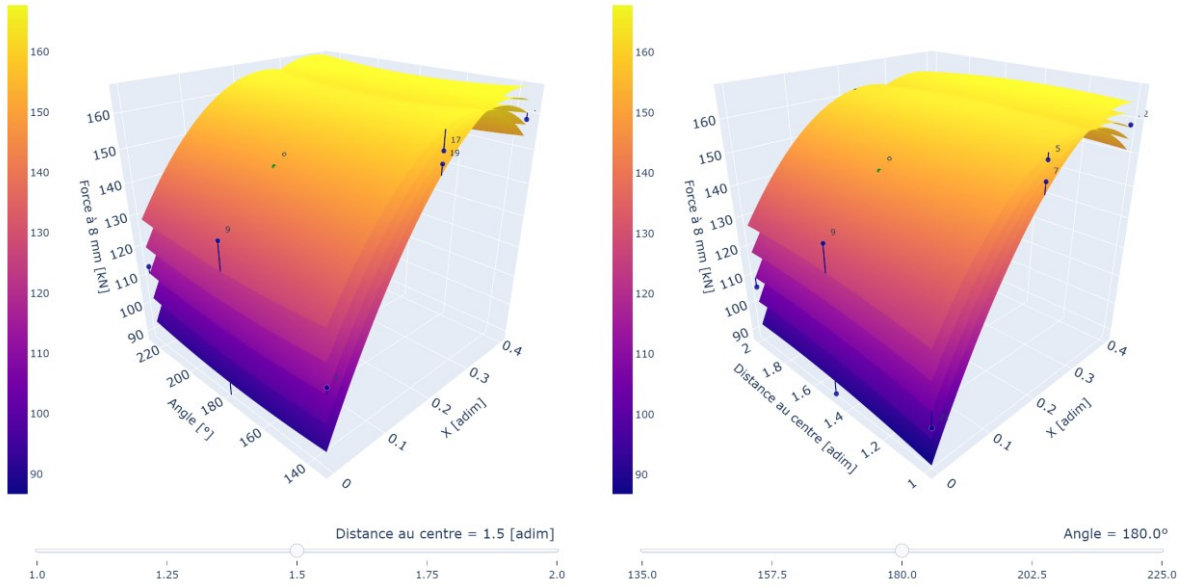
A partir des résultats de la Figure IV-7, le polynôme de l'équation 40 est identifié en minimisant l'erreur de l'équation 41 par moindres carrés. Son expression est donnée à l'équation 45, où x désigne l'abscisse du défaut, θ son angle, d la distance qui le sépare du centre du goujon et t sa taille. Toutes ces variables sont exprimées dans l'espace adimensionné, c'est-à-dire qu'elles varient entre -1 et 1.

$$\begin{aligned} P_F(x,\theta,d,t) = {} & 155 + 24{,}9 \cdot x + 0{,}302 \cdot \theta + 0{,}860 \cdot d - 5{,}52 \cdot t - 0{,}508 \cdot x\theta - 1{,}77 \cdot xd \\ & + 12{,}2 \cdot xt - 0{,}0462 \cdot \theta d + 4{,}90 \cdot 10^{-3} \cdot t\theta - 4{,}22 \cdot 10^{-3} \cdot td - 22{,}5 \cdot x^2 \\ & + 1{,}84 \cdot \theta^2 - 1{,}52 \cdot d^2 + 0{,}282 \cdot t^2 \end{aligned} \qquad 45$$

Puisque le polynôme possède quatre variables, son tracé devrait théoriquement se faire dans un espace à quatre dimensions. La méthode de tracé envisagée consiste à tracer une surface en 3D, ce qui permet de représenter les effets de deux variables, mais nécessite de fixer la valeur des deux variables restantes. Il est possible de visualiser les effets d'une troisième variable en empilant plusieurs surfaces sur le même graphique. Cinq surfaces empilées seront tracées, où la troisième variable prendra les valeurs -1, $-0{,}5$, 0, $0{,}5$ et 1. Ces valeurs sont choisies pour tracer une surface sur tous les hyperplans des points simulés, y-compris les points supplémentaires utilisés pour la vérification, qui se situent aux niveaux $\pm 0{,}5$. Enfin, en traçant les groupes de surfaces pour plusieurs valeurs successives de la quatrième variable, il est possible de visualiser la forme complète de la surface de réponse.

La surface de réponse est illustrée sur deux combinaisons d'axes en Figure IV-8 a et b. Pour les deux diagrammes, les surfaces sont empilées en faisant varier la taille du défaut. Les points en bleu aux extrémités correspondent aux points qui ont servi à l'identification du polynôme d'ordre 2. Les points en vert représentent les simulations intermédiaires pour la vérification du polynôme de régression. . Ils sont placés sur les quarts des intervalles, par exemple, le point vert numéroté 9 en Figure IV-8 a est placé sur les valeurs intermédiaires $x = 0{,}1$ (niveau -0,5) et $t = 0{,}75$ (niveau -0,5), donc il appartient à la deuxième surface en partant du haut. Son angle et sa distance sont égaux au niveau milieu 0, c'est-à-dire 180° et une distance de 1,5 fois le rayon du connecteur. La différence avec le polynôme vaut 6

kN. Pour tous ces points, la boule indique le résultat de la simulation, et la barre la relie à la surface de réponse qui modélise sa valeur.



(a) (b)

Figure IV-8 : Surfaces de réponse en force sur l'essai (Shim et al., 2004), obtenues en empilant les résultats avec différentes tailles de défaut (plus haut = défaut plus petit). (a) Surface angle-abscisse. (b) Surface distance au connecteur-abscisse.

Les surfaces tracées en Figure IV-8 a et b prédisent une baisse de l'effort maximal au-delà de l'abscisse $x = 0{,}3$, contrairement aux conclusions des analyses de la Figure IV-6 a, c et d. Il s'agit d'une limite de la méthode, car le degré du polynôme de régression n'est que de deux, donc il est fonctionnellement incapable de reproduire une limite constante, par exemple pour l'abscisse qui tendrait vers l'infini. Pour lever ce problème, il serait nécessaire de modifier le polynôme, soit en augmentant son degré, soit en utilisant d'autres fonctions ayant un contenu plus riche, comme des fonctions décrivant des sinus ou des cosinus pour l'angle, ou des fonctions possédant des limites. Pour ces dernières, des fonctions rationnelles ont été suggérées, mais n'ont pas été testées car les surfaces polynômiales donnaient des résultats satisfaisants (Bucher & Bourgund, 1990).

Ces deux méthodes posent cependant des problématiques de surapprentissage, et de coût de production des données, car des modèles plus sophistiqués possédant plus de coefficients requièrent plus de données pour leur identification. Pour la suite, le modèle des surfaces de réponse est enrichi par l'introduction d'un seuil que la surface de réponse ne peut dépasser, dont la valeur est identifiée à partir de la force maximale (respectivement, la rigidité initiale) de la simulation de référence. Cette force correspond par construction à la charge maximale d'un connecteur P_u dans l'Eurocode 4 (Comité Européen de Normalisation, 2006), car il s'agit du palier plastique de la simulation de référence.

Le nouveau modèle avec seuil produit des difficultés de convergence de l'algorithme de recherche des coefficients du polynôme de la surface de réponse, aussi, celle-ci est identifiée en deux étapes. Dans un premier temps, le seuil n'est pas activé, ce qui produit la surface de réponse de l'équation 45. La deuxième étape consiste à introduire le seuil dans le modèle polynômial, et à identifier à nouveau les coefficients du polynôme, en initialisant les coefficients du polynôme avec ceux de l'étape précédente. Grâce au seuil, le polynôme est libéré de la contrainte de minimisation de l'écart par rapport à tous les résultats de simulation.

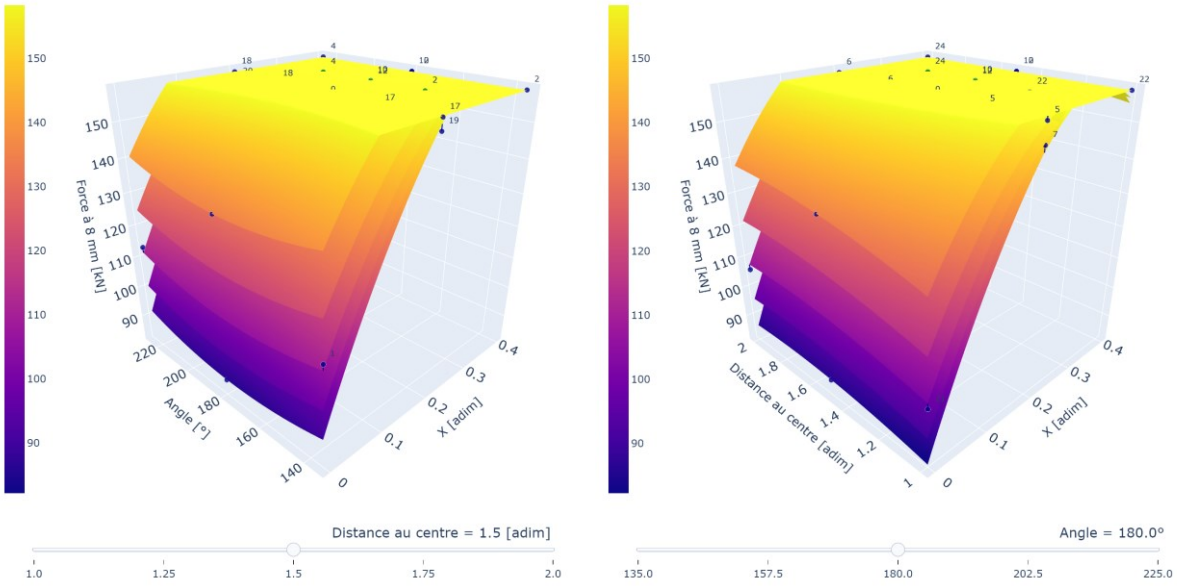
Par exemple, les résultats mettent en évidence que les défauts à l'abscisse 0,4 n'ont aucune incidence sur la force à 8 mm. Sans seuil, la minimisation des carrés doit faire un compromis entre une surface plate entre les abscisses 0,2 et 0,4, et une surface inclinée en deçà de 0,2, ce qui augmente l'erreur

partout. Avec le seuil, le polynôme peut prendre de grandes valeurs sur les échantillons où les impacts sont faibles, car le seuil écrête les valeurs supérieures à P_u. Ainsi, la pente du polynôme aux endroits où les défauts ont de fortes conséquences n'est pas limitée par la nécessité d'avoir une surface plate non loin, et il peut ainsi mieux coïncider avec les échantillons où des conséquences existent. Le résultat de cette optimisation en deux étapes donne le polynôme de l'équation 46, dont les résultats sont seuillés en utilisant l'équation 47.

$$\begin{aligned} P_F(x,\theta,d,t) = {} & 156 + 27{,}8 \cdot x + 0{,}296 \cdot \theta + 1{,}68 \cdot d - 8{,}14 \cdot t - 0{,}69 \cdot x\theta - 1{,}86 \cdot xd \\ & + 16{,}2 \cdot xt - 0{,}0202 \cdot \theta d - 0{,}0872 \cdot \theta t - 1{,}4 \cdot dt - 21{,}9 \cdot x^2 + 4{,}46 \cdot \theta^2 \\ & - 1{,}99 \cdot d^2 + 4{,}55 \cdot t^2 \end{aligned} \quad 46$$

$$Resu_F = \min(P_F(x,\theta,d,t), P_u) \quad 47$$

Les résultats de la nouvelle surface de réponse sont calculés conformément à l'équation 47. La Figure IV-9 illustre la nouvelle forme de la surface de réponse. A la différence de la Figure IV-8, le sommet de la colline due au polynôme d'ordre 2 disparaît, et est remplacé par une surface plate correspondant au seuil, à la valeur P_u. Aux abscisses nulles, les surfaces concordent mieux avec les points simulés, ce qui confirme que le processus de minimisation de l'erreur au carré n'a plus besoin de faire un compromis entre les points à abscisse supérieure à 0,2 dont les résultats approchent tous P_u et les points à abscisse nulle, où les conséquences des défauts sont visibles.



(a) (b)

Figure IV-9 : Surfaces de réponse en force corrigées, obtenues en empilant les résultats avec différentes tailles de défaut (plus haut = défaut plus petit). (a) Surface angle-abscisse. (b) Surface distance au connecteur-abscisse.

La Figure IV-9 b montre que l'usage du seuil conserve quelques limites. En effet, pour les abscisses les plus grandes ($x = 0{,}4$), certaines des surfaces montrent une baisse de l'effort. Cela est dû aux mêmes limitations du polynôme qui ne sont pas filtrées par le seuil. A distance, angle et à taille de défaut fixés, le maximum du polynôme se trouve entre $x = 0{,}2$ et $x = 0{,}4$, donc ses valeurs peuvent être en-dessous du seuil pour $x = 0{,}4$, ce qui se voit sur la Figure IV-9 b. Si ces limites sont présentes, elles ne remettent pas en question l'usage de la méthode du seuil, en regard des améliorations qu'il fournit.

De la même manière que pour les surfaces de réponse décrivant la diminution de l'effort à 8 mm, un polynôme décrivant les variations de rigidité initiale imputées aux défauts est identifié. A nouveau, la méthode de seuil est utilisée pour éviter que la surface de réponse ne dépasse la valeur de la simulation de référence. Son équation caractéristique est donnée en équation 48 dans l'espace adimensionné, et

l'étape de seuillage est détaillée en équation 49. Les tendances indiquées par ce polynôme sont semblables à celles qui se dégagent du polynôme sur les forces à 8 mm.

$$P_k(x,\theta,d,t) = 281 + 70{,}4\cdot x - 0{,}508\cdot\theta + 13{,}0\cdot d - 20{,}4\cdot t + 0{,}519\cdot x\theta - 3{,}50\cdot xd + 53{,}6\cdot tx - 5{,}74\cdot 10^{-3}\cdot\theta d - 0{,}0354\cdot t\theta - 12{,}6\cdot td - 39{,}1\cdot x^2 + 17{,}0\cdot\theta^2 - 1{,}81\cdot d^2 + 10{,}2\cdot t^2 \quad (48)$$

$$Résu_k = \min\left(P_k(x,\theta,d,t), k_{ini,réf}\right) \quad (49)$$

2. Surfaces de réponse appliquées à l'essai (An & Cederwall, 1996)

Deux autres surfaces de réponse sont identifiées sur l'essai (An & Cederwall, 1996). Dans un premier temps, la modélisation des défauts reprend celle de la partie précédente en insérant des cavités dans le maillage. Les paramètres du polynôme sont identiques à ceux de la partie précédente. D'après la Figure II-32, la simulation de référence atteint son palier plastique lorsque le glissement est égal à 7,5 mm, donc ce glissement sera pris comme référence pour la mesure de la force.

L'équation du polynôme de force à 7,5 mm est écrite en équation 50. De la même manière qu'en équation 47, un seuil est appliqué sur les résultats du polynôme en utilisant la force de plastification de la simulation de référence. L'expression du polynôme de rigidité initiale est donnée en équation 51. A nouveau, les expressions des polynômes présentés ici sont données dans l'espace adimensionné, c'est-à-dire que les variables sont comprises entre -1 et 1.

$$P_F(x,\theta,d,t) = 98{,}6 + 23{,}3\cdot x + 0{,}334\cdot\theta + 1{,}93\cdot d - 9{,}29\cdot t + 0{,}02\cdot x\theta - 2{,}32\cdot xd + 9{,}76\cdot xt + 0{,}374\cdot\theta d - 0{,}116\cdot\theta t - 0{,}702\cdot dt - 8{,}81\cdot x^2 + 4{,}48\cdot\theta^2 + 2{,}78\cdot d^2 + 2{,}08\cdot t^2 \quad (50)$$

$$P_k(x,\theta,d,t) = 204 + 60{,}5\cdot x - 0{,}318\cdot\theta + 5{,}67\cdot d - 22{,}6\cdot t + 0{,}058\cdot x\theta - 11\cdot xd + 29{,}5\cdot xt - 0{,}0787\cdot\theta d + 0{,}0472\cdot\theta t - 2{,}24\cdot dt - 20\cdot x^2 + 16{,}9\cdot\theta^2 + 6{,}45\cdot d^2 + 6{,}03\cdot t^2 \quad (51)$$

Dans un deuxième temps, le deuxième jeu de variables est appliqué à l'essai (An & Cederwall, 1996) en remplaçant l'angle par la résistance en compression dans le défaut. Les polynômes en force et en rigidité initiale sont donnés aux équations 52 et 53. Ils sont soumis aux mêmes seuils qu'écrits à l'équation 47, ce qui permet d'avoir une portion plate de la surface de réponse, là où les conséquences des défauts sont nulles.

$$P_F(x,\theta,d,t) = 116 + 4{,}48\cdot x + 2{,}27\cdot f_{c,résі} - 0{,}456\cdot d - 2{,}08\cdot t - 3{,}03\cdot xf_{c,résі} + 1{,}31\cdot xd + 3{,}84\cdot xt - 0{,}982\cdot f_{c,résі}d + 0{,}410\cdot f_{c,résі}t + 0{,}784\cdot dt - 1{,}36\cdot x^2 - 0{,}129\cdot f_{c,résі}^2 + 0{,}475\cdot d^2 - 2{,}03\cdot 10^{-3}\cdot t^2 \quad (52)$$

$$P_k\left(x, f_{c,résі}, d, t\right) = 254 + 27{,}2\cdot x + 7{,}41\cdot f_{c,résі} + 5{,}11\cdot d - 5{,}96\cdot t - 17{,}5\cdot xf_c + 1{,}73\cdot xd + 1{,}44\cdot xt - 3{,}25\cdot f_{c,résі}d - 3{,}60\cdot f_{c,résі}t + 6{,}16\cdot dt - 7{,}25\cdot x^2 - 4{,}34\cdot f_{c,résі}^2 + 8{,}25\cdot d^2 + 9{,}11\cdot t^2 \quad (53)$$

Les surfaces de réponse des polynômes 50, 51, 52 et 53 offrant des variations semblables à celles de la Figure IV-9, quoiqu'à des échelles différentes, elles seront tracées dans les parties dédiées à l'analyse des effets de chaque variable.

Une application immédiate des surfaces de réponse en force et en rigidité initiale est la possibilité d'utiliser leurs résultats pour compléter des lois empiriques initialement utilisées pour modéliser la relation force-glissement d'un connecteur. La surface de réponse en force permet de calculer un effort maximal en présence de défaut, alors que la surface de réponse en rigidité produit un affaiblissement de la rigidité initiale. Ces deux coefficients peuvent être adaptés aux lois issues de (Ollgaard et al., 1971; Xu & Liu, 2019). En Figure IV-10 a, la bonne cohérence entre les modèles empiriques et l'essai (An & Cederwall, 1996) est rappelée. En Figure IV-10 b, des défauts sont introduits dans la formulation en modifiant la force maximale transmissible dans les lois empiriques. Pour la loi (Xu & Liu, 2019), la

rigidité initiale est également modifiée en introduisant le rapport $k_{déf}/k_{ini}$ dans le calcul de l'exposant γ, où ces deux paramètres désignent la rigidité initiale défectueuse et non défectueuse.

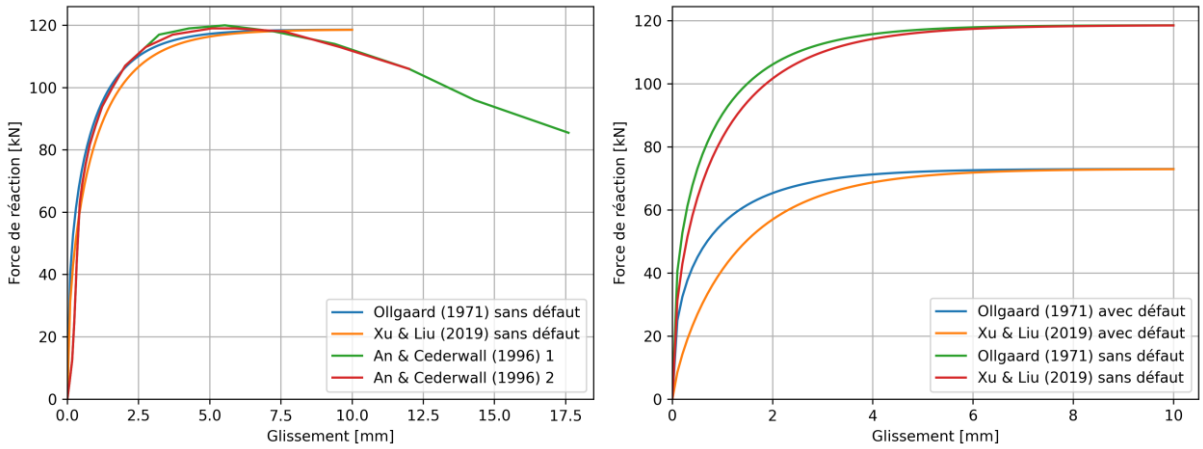


Figure IV-10 : Courbes effort-glissement obtenues avec les modèles empiriques (Ollgaard et al., 1971; Xu & Liu, 2019). (a) Modèles empiriques sans défaut vs *résultats expérimentaux de (An & Cederwall, 1996). (b) Modèles empiriques sans défaut* vs *modèles empiriques avec un défaut de type « trou ».*

Le défaut pour lequel les deux lois empiriques sont tracées est situé à 10 % de la longueur du goujon, à 12,5° par rapport à la verticale descendante, à une distance de 1,5 fois le rayon du goujon, et sa taille est la taille maximale. Le résultat de la loi (Xu & Liu, 2019) montre un affaiblissement de la rigidité initiale par rapport à celui de la loi (Ollgaard et al., 1971), ce qui est plus cohérent avec les résultats de simulation, qui montrent que la rigidité initiale est impactée par les défauts.

L'inclusion de telles lois empiriques dans des simulations par éléments finis par un superélément a été discuté dans (Calixte, 2021; Calixte et al., 2023), avec de bons résultats à l'échelle du connecteur comme sur une poutre SCS. En utilisant les résultats des surfaces de réponse de cette partie, il serait possible de reproduire dans une certaine mesure les conséquences des défauts au niveau des connecteurs. Cependant, les résultats locaux seront ignorés par la méthode, ce qui n'est pas nécessairement désirable étant donné le mode de rupture détaillé dans la suite.

3. Analyse de la variance

Dans cette partie, la méthode d'analyse de la variance est détaillée à partir d'un premier exemple utilisant les surfaces de réponse identifiées sur l'essai *pushout* issu de (Shim et al., 2004). Cette méthode permet de déduire quelles variables ont le plus d'effet sur les résultats. Elle est ensuite appliquée sur les deux surfaces de réponse sur le *pushout* à connecteurs courts (An & Cederwall, 1996).

Tout d'abord, la corrélation entre le polynôme de l'équation 47 et les données de simulation est illustrée à travers les deux graphiques de la Figure IV-11 a-b. Ils présentent la répartition des écarts adimensionnés entre le modèle et les éléments finis, respectivement pour la force passant par le connecteur au glissement 8 mm (a) et pour la rigidité initiale de son comportement effort-glissement (b). La ligne en pointillés rouge correspond à la moyenne des écarts, tandis que la ligne bleue montre l'étendue de l'écart-type. Le coefficient choisi pour l'adimensionnement est l'écart entre la pire simulation et la simulation de référence, sans défaut. Pour la force à 8 mm, il vaut 72 kN, et 138 kN/mm pour la rigidité initiale.

La Figure IV-11 b montre que la moyenne de l'erreur est non nulle. Ce phénomène peut se produire lorsque le modèle utilisé n'a pas de terme constant en dehors de la partie non-linéaire. Ici, le seuil appliqué au polynôme en est responsable. L'écart-type réduit pour les erreurs de la surface de réponse en force est de 0,05 et de 0,06 pour la surface de réponse en rigidité. Que ce soit en force ou en rigidité,

les deux surfaces de réponse ont un écart maximum inférieur à 5 % de la valeur d'adimensionnement, soit 1,73 kN pour la force et un écart un peu plus faible à 8,11 kN/mm pour la rigidité initiale.

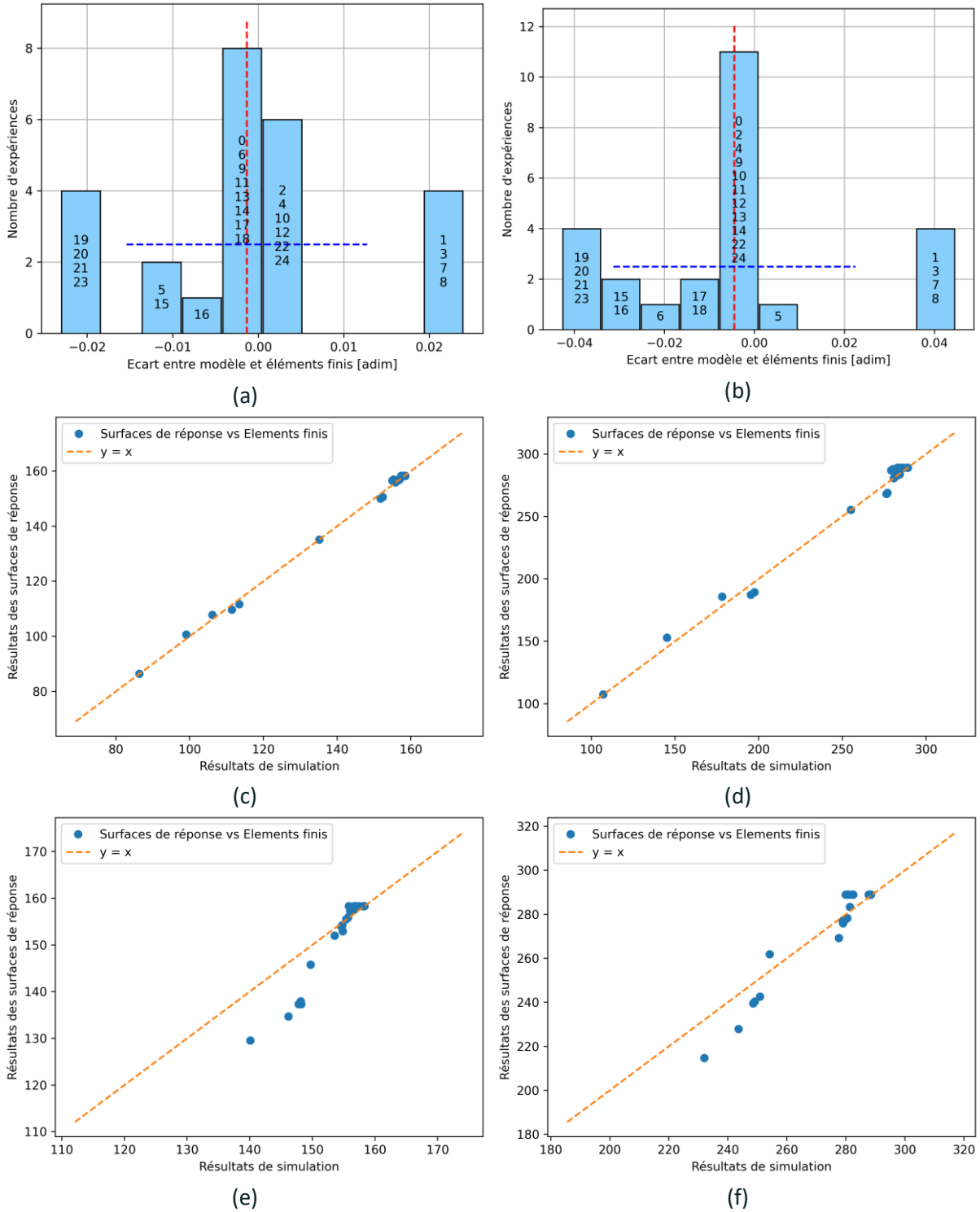
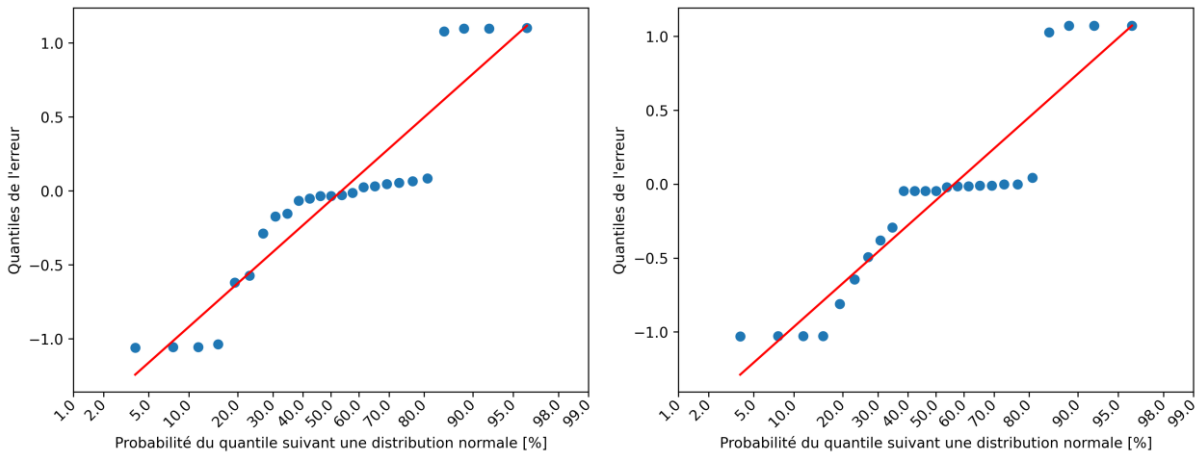


Figure IV-11 : Illustrations des écarts entre la surface de réponse et les simulations par éléments finis. (a) Distribution des écarts suivant le nombre d'expériences sur les forces à 8 mm, (b) sur les rigidités initiales, (c) comparaison entre les résultats obtenus par éléments finis et de la surface de réponse de force, (d) comparaison EF-surface de réponse en rigidité, (e) comparaison entre les simulations EF de confirmation (points verts sur la Figure IV-17), (f) idem *sur la surface de réponse en rigidité*

Les graphiques c et d de la Figure IV-11 montrent comment se positionnent les résultats de la surface de réponse par rapport à ceux des simulations par éléments finis. Les coordonnées de chaque point

sont les résultats de simulation pour les abscisses et ceux de la surface de réponse pour les ordonnées, de telle sorte que les points d'autant plus rapprochés de la droite $y = x$ que l'écart entre le polynôme et les résultats des simulations aux éléments finis est faible. Une grappe de points très rapprochés est visible sur le côté droit des deux diagrammes. Elle correspond aux points où le défaut a peu d'influence, quand son abscisse adimensionnée dépasse 0,2.

Les graphiques e et f de la Figure IV-11 sont construits sur le même principe que la Figure IV-11 c et d. La différence réside dans le fait que les résultats concernent les simulations de vérification, c'est-à-dire les points verts tracés sur les rendus 3D (voir Figure IV-9). Pour ces résultats, une grande partie des points se trouve dans la grappe mentionnée précédemment, c'est-à-dire dans la zone où le seuil annule les conséquences des défauts. Sur la gauche des deux diagrammes, il existe des écarts importants qui peuvent être expliqués par l'insuffisance des données sur lesquelles la fonction de minimisation des carrés peut s'appuyer lors de l'identification des coefficients du polynôme. Les coefficients concernent principalement ceux en lien avec l'abscisse, et les raisons de cette mauvaise identification sont données dans la partie qui est dédiée à l'abscisse.



(a) (b)

Figure IV-12 : Quantiles de l'erreur en fonction de leur probabilité modélisée par une distribution normale. (a) écarts de la surface de réponse de force, (b) écarts de la surface de réponse de rigidité

Pour évaluer les degrés de participation de chaque coefficient du polynôme utilisé pour le tracé des surfaces de réponse, l'analyse de la variance telle que présentée en section IV.A.2.e) est utilisée. Un de ses prérequis est que les deux variables utilisées pour le calcul de la variable de Fisher suivent une distribution normale. C'est le cas pour les variables adimensionnées dans le cadre du plan d'expériences de Box-Behnken (Box & Behnken, 1960), mais il est aussi nécessaire de le vérifier sur la distribution des erreurs. Cela passe par le tracé du diagramme quantile-quantile de la Figure IV-12 qui représente les quantiles de l'erreur répartis suivant leur probabilité d'apparition dans l'échantillon considéré. Les abscisses y sont mises à l'échelle pour que les échantillons s'alignent le long d'une droite s'ils sont distribués selon une loi normale.

Pour les deux diagrammes de la Figure IV-12, les distributions obtenues ne sont pas normales. Les points s'alignent selon des portions de droites, ce qui pourrait indiquer un mélange de distributions normales. La non-normalité est à attribuer à la forte influence du seuil, qui introduit une non-linéarité importante lors de l'identification du modèle. Lorsque celui-ci n'est pas activé, ou que ses effets sont peu visibles grâce à une identification correcte des intervalles d'étude, la distribution des erreurs se rapproche d'une distribution normale. C'est par exemple le cas de la surface de réponse identifiée sur l'essai (An & Cederwall, 1996) avec des défauts de type trous.

Pour les exemples d'analyse de la variance donnés dans la suite, l'hypothèse de normalité sera ignorée. La conséquence principale est que la valeur-p perd son sens en tant que valeur brute, dont le module n'est plus comparable à un seuil tel que 0,05, pour accepter ou rejeter l'hypothèse nulle. Cependant, les valeurs-p continuent à fournir un classement robuste des variables analysées, permettant de comprendre lesquelles ont une plus forte participation dans l'explication de la variance du polynôme.

Tableau IV-4 : Tableau d'analyse de la variance (ANoVA) sur les forces au glissement 8 mm

Source	Somme des erreurs au carré	Degrés de liberté	Carrés moyens	Valeur de la variable de Fisher-Snedecor	Valeur p
Modèle	$1{,}21 \times 10^4$	14	864	522	$1{,}11 \times 10^{-16}$
x **(abscisse)**	9290	1	9 290	5610	$1{,}11 \times 10^{-16}$
θ **(Angle)**	1,05	1	1	0,634	0,438
d **(Distance)**	34,0	1	34	20,6	$3{,}94 \times 10^{-4}$
t **(Taille)**	795	1	795	480	$8{,}34 \times 10^{-13}$
x^2	2 980	1	2 980	1 800	$1{,}11 \times 10^{-16}$
$x\theta$	1,91	1	1,91	1,15	0,300
θ^2	124	1	124	74,9	$3{,}23 \times 10^{-7}$
xd	13,8	1	13,8	8,39	0,0111
θd	$1{,}63 \cdot 10^{-3}$	1	$1{,}63 \cdot 10^{-3}$	$9{,}87 \times 10^{-5}$	0,975
d^2	24,7	1	24,7	14,9	$1{,}52 \times 10^{-3}$
xt	1050	1	1050	637	$1{,}05 \times 10^{-13}$
θt	0,0305	1	0,0305	0,0184	0,894
θt	7,84	1	7,84	4,74	0,0459
t^2	129	1	129	78,2	$2{,}46 \times 10^{-7}$
Résiduel	24,8	15	1,65	–	–
Variance expérimentale	$1{,}21 \times 10^4$	24	502	–	–
Ecart-type	8,32	–	R^2	0,91	–
Moyenne	145	–	R^2 ajusté	0,86	–
Coefficient de variation [%]	5,73	–	–	–	–

Le Tableau IV-4 présente les résultats de l'application des formules du Tableau IV-3 aux données obtenues par simulation. Le coefficient de corrélation entre le polynôme et les simulations par éléments finis est égal à 0,97, et 0,94 dans sa version corrigée. Le coefficient de corrélation est très bon et la proximité avec sa version corrigée, et traduit la bonne concordance entre le modèle et les données.

Les valeurs-p données dans le Tableau IV-4 sont résumées dans le diagramme à barres de la Figure IV-13 a. La même méthode est appliquée pour les valeurs de la rigidité initiale en utilisant la surface de réponse de la rigidité initiale, ce qui donne la Figure IV-13 b. La ligne rouge désigne la valeur-p égale à 0,05 à titre indicatif. Comme mentionné précédemment, elle ne doit pas être utilisée comme limite stricte. Cependant, certaines valeurs-p sont très faibles (par exemple inférieures à un millième), ce qui indique que malgré le manque de normalité, certaines variables possèdent des effets mesurables par la méthode développée ici.

Que ce soit pour la rigidité ou pour la force de réaction atteinte lorsque le glissement vaut 8 mm, tous les paramètres possèdent un bon degré de significativité, à part les variables linéaires avec l'angle (ainsi que les termes croisés). Pour compenser le manque de normalité, il serait par exemple possible de ne conserver que les valeurs-p inférieures à 10^{-3} (ou avoisinant cette valeur), ce qui reviendrait à rejeter le terme d'interaction entre l'abscisse et la distance, et quelques autres paramètres suivant la surface de réponse concernée. Dans le cas de la surface de réponse en force (Figure IV-13 a), il s'agit de l'interaction distance-taille. Pour la surface de réponse en rigidité initiale (Figure IV-13 b), la distance au carré serait aussi un terme dont la significativité statistique est insuffisante, contrairement au terme linéaire en distance, qui est acceptable.

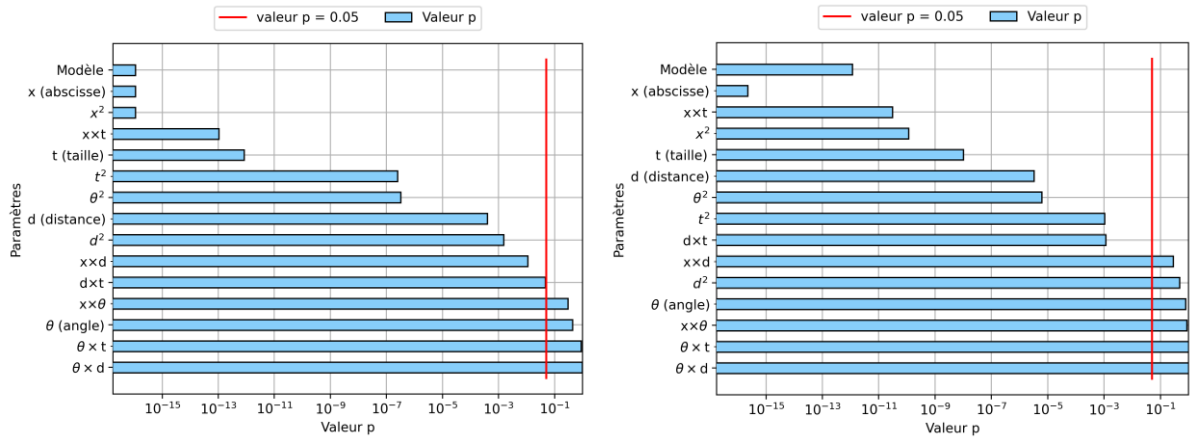


Figure IV-13 : Valeurs-p associées à chaque coefficient du polynôme de la surface de réponse identifiée sur les essais (Shim et al., 2004) avec défauts, (a) en force, (b) en rigidité initiale.

Il est intéressant de noter que, dans le cas de la Figure IV-13 a, les valeurs-p du modèle, de l'abscisse et de l'abscisse au carré sont égales. Il s'agit ici de la valeur minimale dans le code Python, car les variables F_p correspondantes sont grandes.

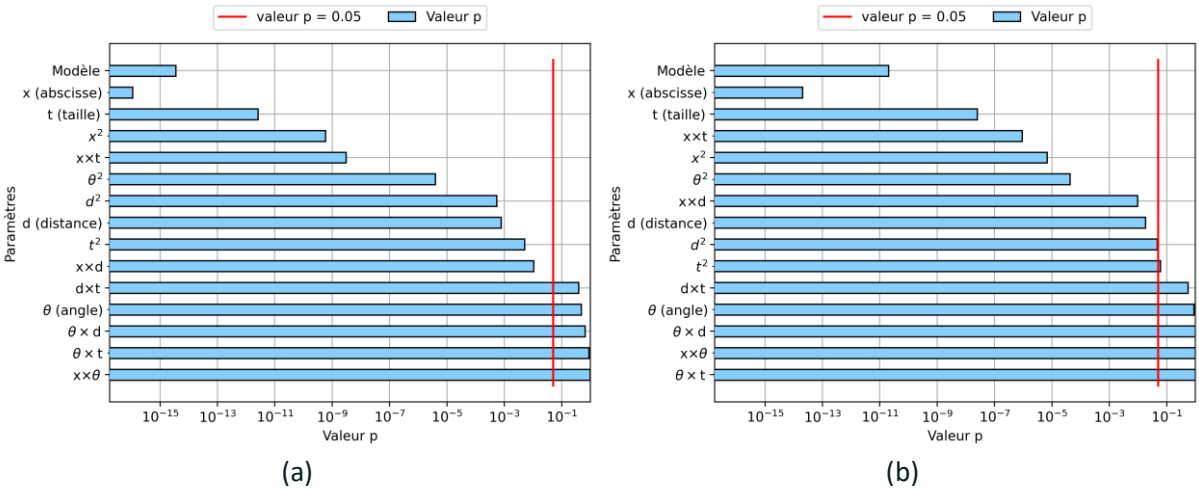


Figure IV-14 : Valeurs-p associées à chaque paramètre des surfaces de réponse pour une modélisation des défauts par des trous sur l'essai (An & Cederwall, 1996). (a) Force à 7,5 mm. (b) Rigidité initiale.

La même méthode d'analyse de la variance est appliquée à l'essai *pushout* à connecteurs courts (An & Cederwall, 1996). Les coefficients des polynômes des surfaces de réponse sont écrits aux équations 50, 51, 52 et 53. A nouveau, les valeurs-p sont représentées sous la forme d'un diagramme à barre, en Figure IV-14 (modélisation par des trous) et en Figure IV-15 (modélisation par des poches affaiblies). Pour ces analyses, la distribution des erreurs est plus proche d'une loi normale que pour celle de la

surface de réponse de l'essai (Shim et al., 2004), ce qui renforce la confiance en les valeurs-p de cette partie. De même que pour la Figure IV-13, plus la valeur-p d'une variable est faible, plus elle a d'influence sur les résultats du polynôme de régression.

Pour la surface de réponse en force de la Figure IV-14 a, les variables linéaires qui ont un grand impact sont l'abscisse, la taille, et la distance. De même, les interactions entre l'abscisse et la taille d'une part, et l'abscisse et la distance du défaut au connecteur d'autre part, expliquent une part significative de la variance. Enfin, les carrés de l'abscisse, de l'angle, de la distance et de la taille du défaut présentent aussi des valeurs-p faibles, ce qui indique qu'elles expliquent une forte part de la variance.

Pour la surface de réponse en rigidité (Figure IV-14 b), la variance expliquée est plus faible car les valeurs-p sont globalement plus élevées que dans la Figure IV-14 a. Par rapport à la surface de réponse en force, les valeurs-p associées à la taille du défaut au carré et à la distance au carré ont augmenté, ce qui indique que les participations de ces variables dans l'explication de la variance sont plus faibles.

La Figure IV-15 affiche les valeurs-p des variables du polynôme identifié avec les simulations où les défauts sont modélisés par des affaiblissements. Comme pour les valeurs-p calculées sur l'essai (Shim et al., 2004) de la Figure IV-13, peu de variables montrent un degré d'explication de la variance du polynôme important. Cela s'explique par la faible variance du polynôme, comparativement à celle des deux modélisations précédentes. En effet, puisque les défauts conservent une résistance en compression, leurs impacts sont plus modérés que ceux des trous, et la variance des simulations est diminuée.

Pour la surface de réponse en force (Figure IV-15 a), les variables ayant une bonne participation dans l'explication de la variance du modèle sont l'abscisse, la résistance en compression du béton au sein du défaut et la taille de celui-ci. De plus, l'interaction entre l'abscisse et la taille, et celle entre l'abscisse et la résistance en compression sont deux variables avec un effet important. Il est intéressant de remarquer qu'aucune variable au carré ne semble avoir d'impact significatif dans l'explication de la variance, et les effets de l'interaction entre la résistance et la taille du défaut sont faibles. Cela indique par exemple qu'un défaut de plus grande taille n'aura pas de conséquences d'autant plus importantes que la résistance du béton est faible.

Pour la surface de réponse en rigidité initiale de la Figure IV-15 b, les paramètres qui expliquent bien la variance du polynôme sont plus restreints. La rigidité initiale est principalement sensible à l'abscisse du défaut et son carré, à la résistance en compression du défaut et au terme d'interaction entre ces deux paramètres. Plus l'abscisse du défaut est importante, et plus les conséquences d'une résistance en compression faible sont importantes. Il est intéressant de noter que la participation de la taille, et de la distance du défaut par rapport au connecteur n'expliquent pas beaucoup de variance. Ainsi, avec la modélisation par des affaiblissements et avec les intervalles considérés, la rigidité ne dépend pas beaucoup de la taille des défauts.

Les Figure IV-13, Figure IV-14 et Figure IV-15 montrent que la variable ayant le plus d'influence sur les résultats est l'abscisse du défaut, que ce soit pour la force transmise par le connecteur ou vis-à-vis de la rigidité initiale. L'abscisse du défaut est systématiquement devant les autres variables. Ce n'est pas nécessairement le cas pour l'abscisse au carré, ce qui indique un effet prépondérant de la variable linéaire par rapport à la variable quadratique.

Le deuxième paramètre avec le plus influence est la taille du défaut. Ce paramètre agit sur la rigidité et sur la force transmise lorsque le défaut est modélisé par un trou, mais sa participation est moins évidente quand il s'agit d'une poche affaiblie.

Le troisième paramètre qui explique le mieux la variance est la distance du défaut par rapport au connecteur. A part pour la modélisation de l'essai (An & Cederwall, 1996) avec des défauts de type

trou, la distance du défaut au connecteur, son carré, et les termes d'interaction avec ce paramètre ont rarement une significativité importante. Ainsi, les effets de la distance sur les surfaces de réponse risquent d'être faibles.

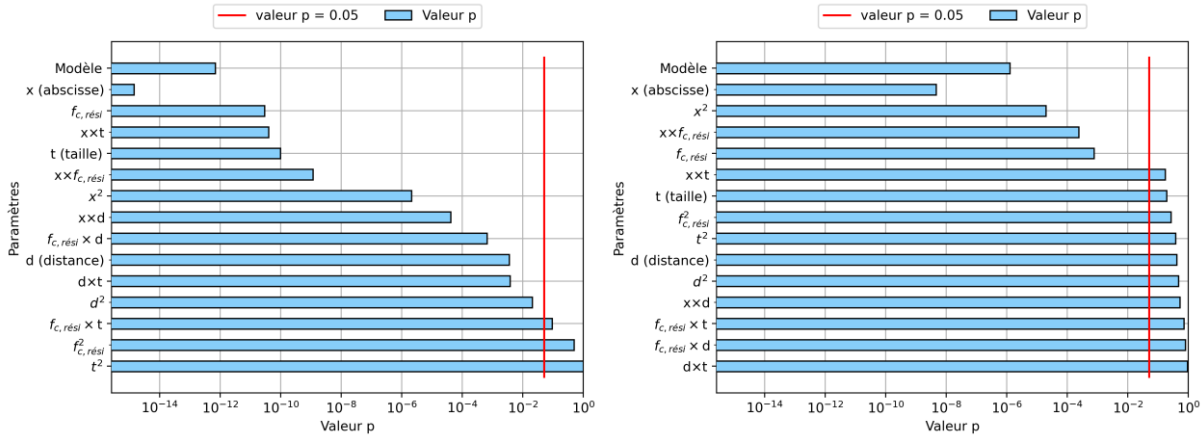


Figure IV-15 : Valeurs-p associées à chaque variable des surfaces de réponse pour une modélisation des défauts par des affaiblissements sur l'essai (An & Cederwall, 1996). (a) En force à 7,5 mm. (b) En rigidité initiale.

En ce qui concerne l'angle du défaut par rapport à la direction verticale, les participations des variables linéaires de l'angle sont invariablement en bas du classement. Ce phénomène provient du fait que les résultats des simulations ne montrent pas de préférence d'un côté du connecteur. Etant donné que l'espace dans lequel les variables évoluent est adimensionné et centré autour de 0, tous les termes linéaires et d'interaction introduiraient une antisymétrie par rapport à l'angle, et donc favoriseraient un côté par rapport à un autre.

Enfin, pour la modélisation où les défauts sont modélisés par des poches affaiblies, la résistance du béton en compression est un paramètre important, second derrière l'abscisse. Son interaction avec l'abscisse du défaut explique la variance du modèle dans une moindre part, mais reste notable. C'est le cas à la fois pour la surface de réponse en force et en rigidité initiale. Cependant, la résistance du béton carré possède une valeur-p très élevée, ce qui suggère que les effets de la résistance en compression du défaut restent linéaires, dans le cadre de l'intervalle considéré.

Dans les parties suivantes, les effets des variables sur la forme de la surface de réponse seront explorés. Les parties sont ordonnées de la variable la plus importante à la variable présentant les effets les plus faibles, c'est-à-dire l'abscisse, la taille du défaut, et sa distance au connecteur. Puisqu'ils concernent des jeux de paramètres différents, l'angle et la résistance en compression du défaut seront étudiés à la fin, même si la résistance en compression explique plus de variance que la distance au connecteur.

4. Effet de l'abscisse

Dans cette partie, les effets de l'abscisse sur les résultats des surfaces de réponse sont illustrés au travers de deux groupes de surfaces identifiées sur les essais (Shim et al., 2004) et (An & Cederwall, 1996). Pour chaque groupe, cinq images sont produites, en incrémentant l'abscisse à chaque nouveau tracé. Le pas d'abscisse est choisi à 10 % de la longueur du goujon, ce qui correspond à un quart de l'intervalle de variation donné à l'abscisse, et permet de représenter l'ensemble des simulations qui ont été produites pour l'identification et la vérification des surfaces de réponse. En effet, les points d'identification (tracés en bleu) sont situés pour les niveaux entiers de la variable de l'abscisse (-1, 0 et 1), ce qui les place à 0, 20 % ou à 40 % de la longueur du connecteur, et les points de vérification sont placés aux niveaux -0,5, 0 et 0,5, c'est-à-dire à 10 %, à 20 % et à 30 % de la longueur du connecteur.

Les résultats des surfaces de réponse sont tracés en Figure IV-16 sur l'essai (An & Cederwall, 1996) et en Figure IV-17 sur l'essai (Shim et al., 2004). Dans les deux cas, les surfaces de réponse sont identifiées à partir des simulations avec des trous, mais les analyses de cette partie sont aussi valables quand les défauts sont modélisés par des affaiblissements.

Sur chaque graphique de la Figure IV-16, les cinq surfaces empilées correspondent à des défauts de tailles variant entre 0,5 et 1,5 fois la taille de référence, et la surface inférieure correspond au défaut le plus petit. La Figure IV-16(0) montre cinq surfaces très écartées, ce qui indique que la taille du défaut a un impact très important à cette abscisse.

Au fur et à mesure que l'abscisse du défaut est augmentée (Figure IV-16 (10-40)), les cinq surfaces empilées se rapprochent de plus en plus, jusqu'à se confondre entre30 % et 40 %. Cela indique que les effets des défauts sont d'autant plus importants qu'ils sont proches du plan de soudure.

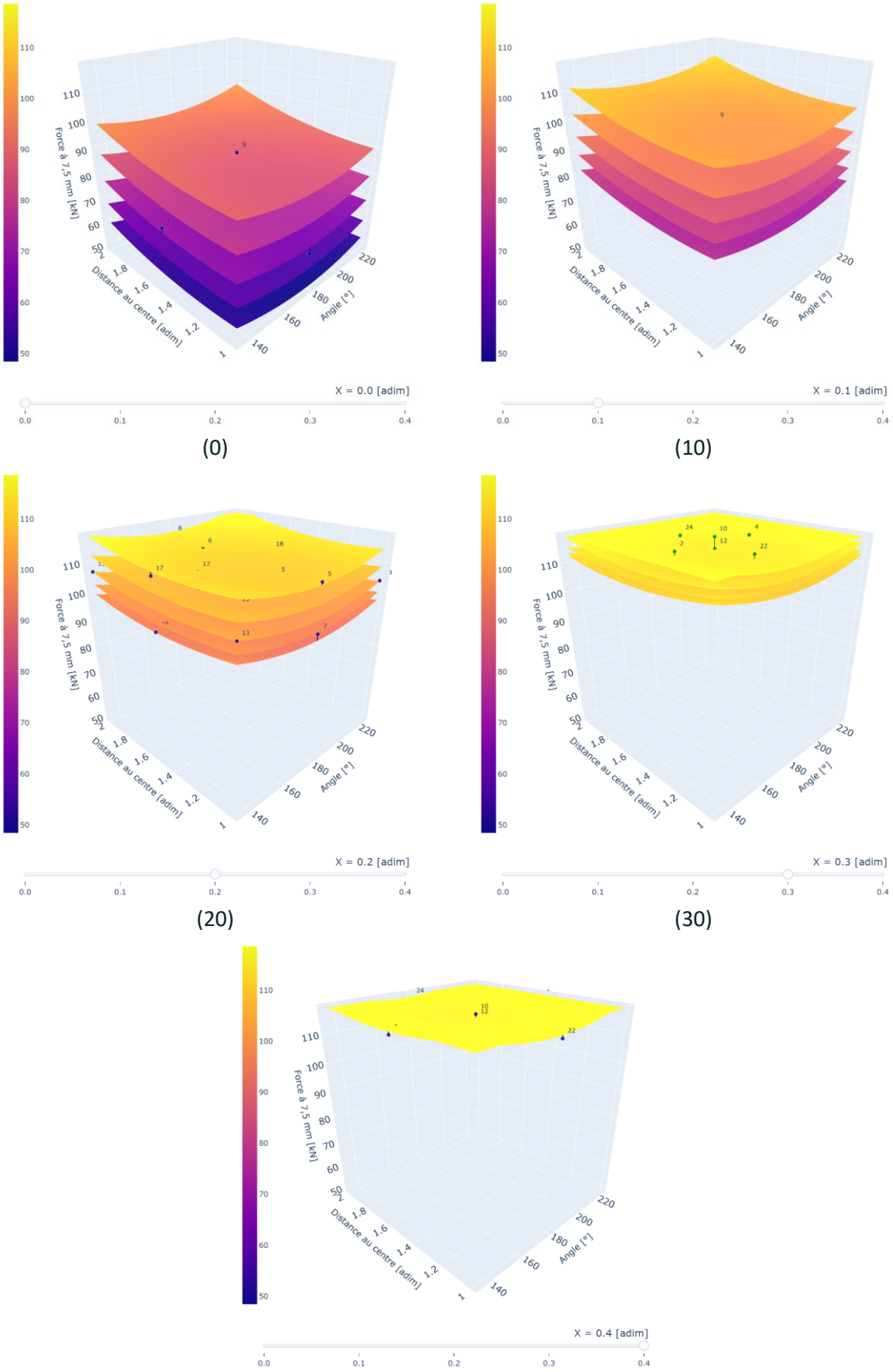
Le gain de proximité entre les cinq surfaces à mesure que l'abscisse est augmentée révèle le rôle de l'interaction abscisse-taille dans la compensation des variations dues à la taille du défaut uniquement. Le seuil n'est pas responsable du rapprochement entre les surfaces, car leur écart se réduit progressivement avant qu'elles n'atteignent le seuil. En ce qui concerne les simulations sur l'essai (An & Cederwall, 1996) avec des trous, les effets du seuil ne sont réellement visibles que sur la représentation tracée en Figure IV-16 (40). Lorsque les surfaces sont tracées en fonction d'autres variables, les effets du seuil sont invisibles.

Les graphiques de la Figure IV-17 illustrent un phénomène analogue, les surfaces initialement inclinées dans le sens de la taille se redressent au fur et à mesure que le défaut est éloigné du plan de soudure. Cela indique à nouveau que les termes croisés avec l'abscisse permettent de progressivement compenser les variations initiales des surfaces de réponse, et que les défauts ont les conséquences les plus importantes sur les connecteurs lorsqu'ils sont situés aux abscisses nulles.

Pour la Figure IV-17 (10), un manque de corrélation est visible sur les points de vérification (en vert), car les données initiales ne contiennent pas suffisamment de points pour bien identifier les coefficients relatifs à l'abscisse, et trop de points sont situés dans des zones où la force à 8 mm est proche de la valeur de référence. Cela indique une mauvaise sélection des bornes de l'intervalle de variation de l'abscisse des défauts sur la modélisation de l'essai (Shim et al., 2004). En effet, les connecteurs y sont assez longs, donc la borne supérieure (40 % de la longueur des connecteurs) place un grand nombre de simulations dans la zone à conséquences nulles. Comparativement aux simulations sur l'essai (An & Cederwall, 1996) présentées en Figure IV-16, les défauts situés à 20 % de la longueur du connecteur présentent des conséquences déjà faibles pour l'essai à connecteurs longs.

Ainsi, les données situées à 40 % de la longueur ne servent pas à identifier le polynôme. Les résultats de celui-ci étant saturés par le seuil, l'erreur en ces points est nulle, mais le gradient de l'erreur par rapport aux coefficients de l'abscisse l'est tout autant, tant que les résultats du polynôme sont supérieurs au seuil. Cela revient à réduire de moitié le nombre de données utiles à l'identification des coefficients de l'abscisse, c'est-à-dire toutes les simulations où l'abscisse du défaut est égale à 40 %.

Pour corriger cela, il serait nécessaire de simuler à nouveau le comportement des échantillons, mais en choisissant une nouvelle borne supérieure pour le domaine de l'abscisse. Par exemple 25 % ou 30 % de la longueur du connecteur placerait le niveau milieu du domaine à un emplacement où les conséquences des défauts sont plus importantes, tout en conservant la borne supérieure de l'intervalle en un lieu où les impacts des défauts sont faibles.



(0) (10)

(20) (30)

(40)

Figure IV-16 : Evolution de la surface de réponse distance-angle appliquée à l'essai (An & Cederwall, 1996) obtenue en modifiant l'abscisse du défaut par incréments de 10 %. (0) 0 % de la longueur du goujon - (40) 40 % de la longueur du goujon

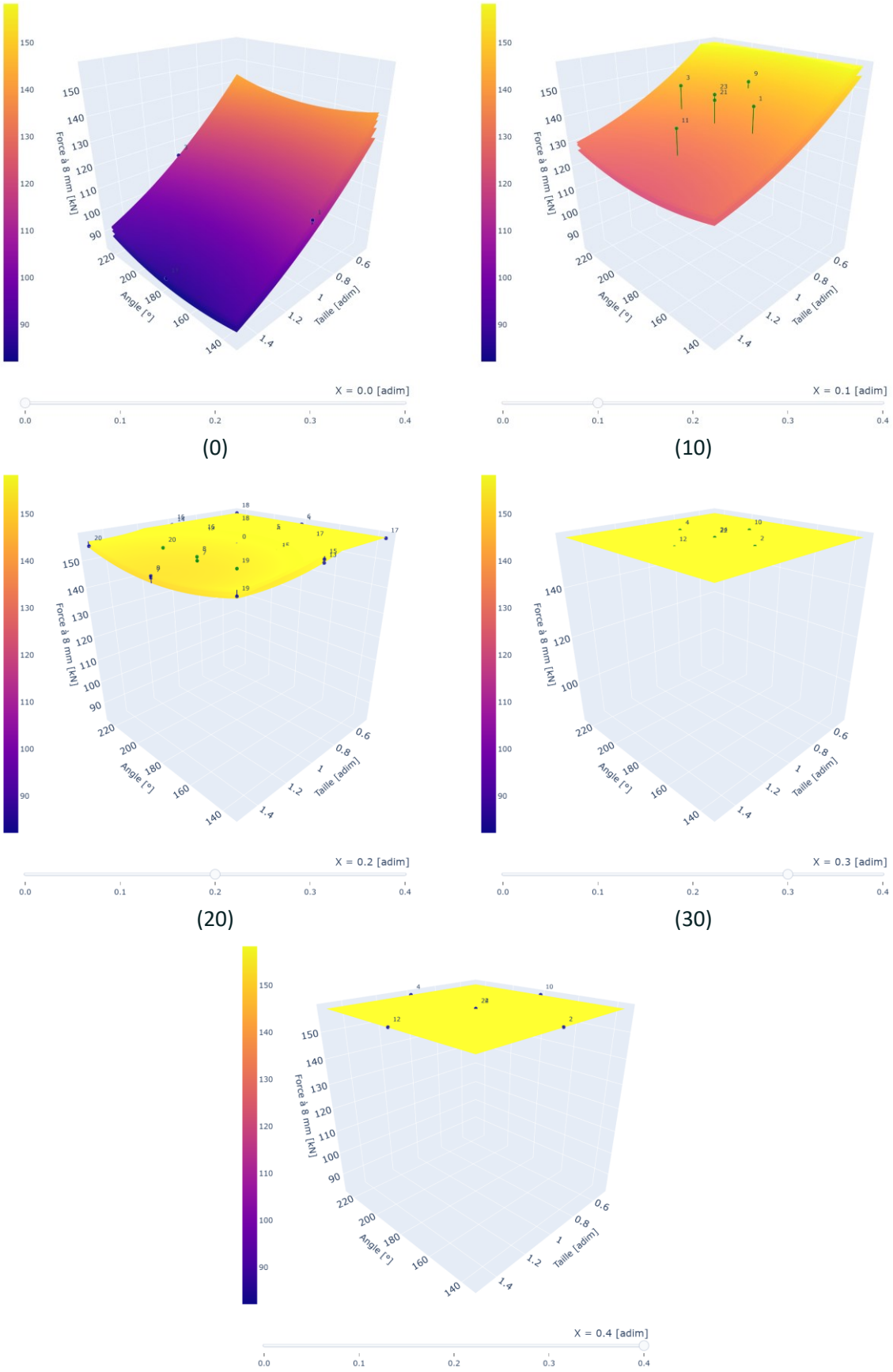


Figure IV-17 : Evolution de la surface de réponse angle-taille appliquée à l'essai (Shim et al., 2004) lorsque l'abscisse du défaut augmente par incréments de 10 % de la longueur du goujon. (0) 0 % - (40) 40 % de la longueur du goujon

Les cartes d'endommagement de l'essai *pushout* présentées en Figure II-29 et Figure II-34 montraient un endommagement important au plus proche du plan de soudure. La localisation des défauts ayant les des conséquences les plus importantes pourrait donc sembler surprenante. Si le béton le plus proche du plan de soudure est censé avoir rompu au moment de l'atteinte du palier plastique, vers 8 mm, son retrait par le défaut devrait provoquer une absence de participation, qui devrait avoir les mêmes effets que sa rupture. Ainsi, le défaut ne devrait pas avoir de conséquences. En réalité, même fortement endommagé, le béton continue à reprendre une partie des charges. Au contraire, retirer les éléments du béton enlève totalement leur participation, donc le connecteur doit solliciter le béton plus loin.

Le mécanisme physique qui abaisse la force est illustré en Figure IV-18. Il consiste en l'apparition d'un chargement de flexion sur la partie du connecteur au-dessus du défaut. Plus la zone affectée est proche du plan de soudure, plus les efforts internes sont importants. L'état de contrainte dans le connecteur derrière le point de soudure passe d'un état mixte entre flexion et cisaillement à un état dominé par la flexion, qui fait atteindre la contrainte d'écrouissage pour des efforts appliqués plus faibles que dans le cas sans défaut.

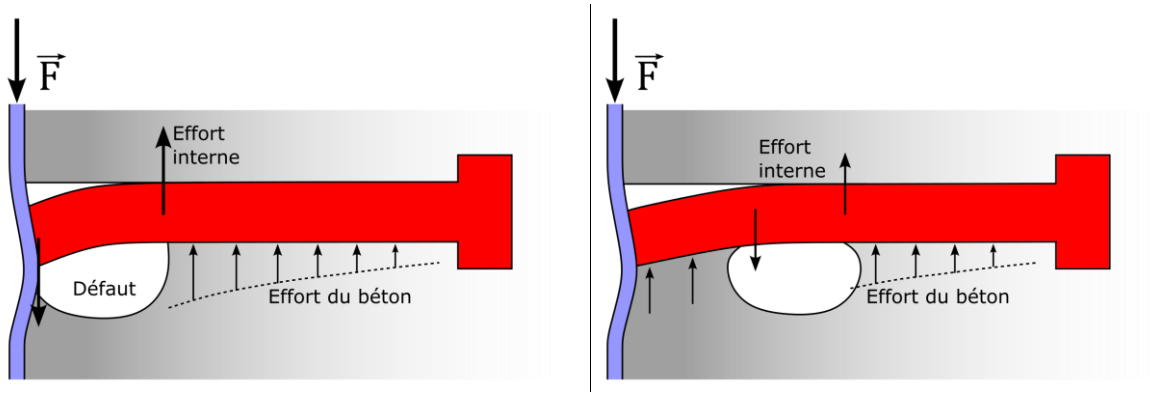


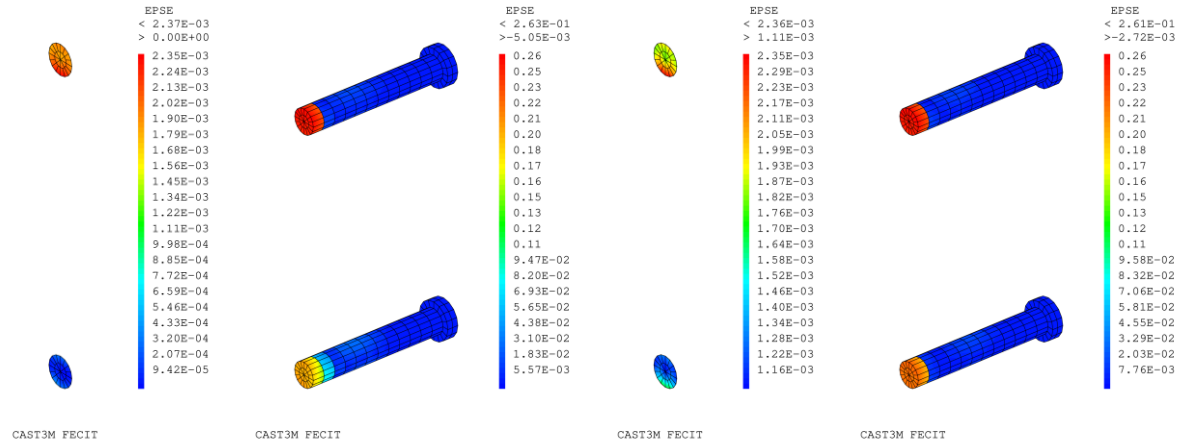
Figure IV-18 : Mécanisme à l'origine de l'affaiblissement en présence de défaut, proche de la soudure et éloigné

Ainsi, lorsque le défaut est situé à 20 % de la longueur du goujon, il existe une longueur de béton saine, qui participe à la résistance du connecteur et permet un certain transfert de charges. La partie du goujon au-dessus du défaut est donc soumise à des efforts internes plus faibles, et sa flexion est moins encouragée. Ce mécanisme abaisse les conséquences néfastes du défaut sur le comportement du goujon.

Par exemple la Figure IV-19 illustre le changement de mode de sollicitation entre le défaut 1 et le défaut dit « milieu ». Le premier correspond à un défaut situé au contact de la soudure, alors que le défaut milieu est situé à 20 % de la longueur du goujon. Lorsque le défaut est situé à proximité de la soudure (Figure IV-19 a), la surface cohésive inférieure n'est pas sollicitée, contrairement à celle du défaut milieu (Figure IV-19 c), qui a amorcé sa plastification. Les déformations plastiques cumulées dans le goujon inférieur ne sont plus localisées dans une seule bande collée à la soudure (Figure IV-19 b), alors qu'elles y restent si le défaut est plus éloigné (Figure IV-19 d).

Ces résultats montrent qu'il existe une longueur au-delà de laquelle les conséquences des défauts deviennent négligeables. Pour l'essai (Shim et al., 2004), elle est environ égale à 30 % de la longueur des goujons, soit 4,65 cm. Pour l'essai (An & Cederwall, 1996), il s'agit de 40 % de la longueur des goujons, voire légèrement au-delà, donc environ 3 cm. Le rapport entre les deux longueurs donne environ 1,5, et avoisine le rapport des charges ultimes qui sont transmissibles par les goujons ($P_{u,Shim} = 167$ kN vs $P_{u,A\&C} = 119$ kN, pour un rapport égal à 1,4). Une égalité entre le rapport des charges transmissibles et celui des longueurs critiques d'influence du défaut ne serait pas surprenante, en considérant que le mode de défaillance sur lequel le défaut agit est l'apparition prématurée de la

plasticité en flexion. En effet, l'effort résistant à la flexion des goujons dépend des mêmes variables que l'effort résistant au cisaillement : le rayon du goujon, et le seuil de non-linéarité plastique de l'acier.



(a) (b) (c) (d)

Figure IV-19 : Cartes de déformation plastique cumulée, (a) dans les surfaces cohésives et (b) dans le volume des connecteurs qui ont subi le défaut 1, (c) dans les surfaces cohésives et (d) dans le volume des connecteurs ayant subi le défaut avec les paramètres « milieu ».

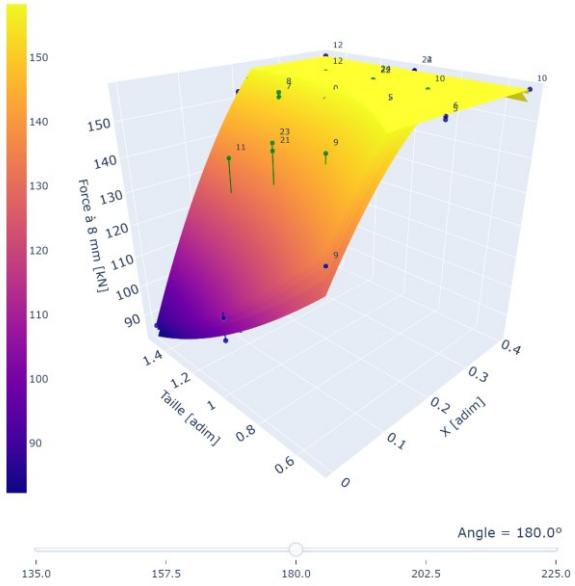
5. Effet de la taille du défaut

Une comparaison des effets de la taille du défaut sur les résultats du *pushout* est affichée en Figure IV-20 au travers des trois surfaces de réponse de cette partie. Les diagrammes montrent les variations de la force transmise par le connecteur. Les graphiques a et b présentent les résultats obtenus en modélisant les défauts par des trous, alors que la Figure IV-20 c fait apparaître les conséquences des défauts modélisés par des affaiblissements. L'angle des défauts de la surface de la Figure IV-20 c étant constant à 180°, les graphiques a et b sont tracés en adoptant cet angle. Pour la surface des défauts à affaiblissement, la résistance en compression médiane est choisie pour montrer autant de résultats de simulation que dans les Figure IV-20 a et b.

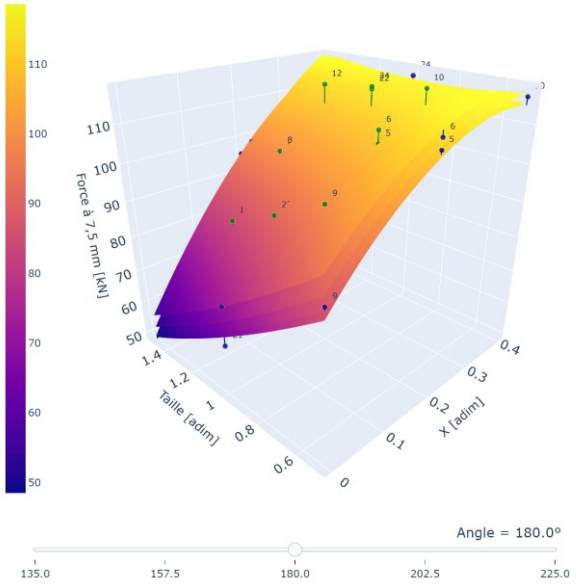
Dans les trois cas, les effets sont semblables. Plus la taille du défaut est importante, plus celui-ci impacte la force transmissible par le connecteur, cependant, les proportions sont différentes. L'ordre de grandeur de la baisse de l'effort est de 70 à 80 kN dans le cas de la modélisation par les trous. La modélisation par des affaiblissements montre un fort contraste avec ces résultats, car la baisse d'effort est de l'ordre de 15 kN sur les résultats affichés, et de 20 kN dans le pire des cas (non représenté ici).

Il convient de noter que, des effets exposés en Figure IV-20, seuls ceux où les défauts sont modélisés par des affaiblissements arrivent à saturation grâce au seuil sur l'axe de la taille, et uniquement pour les défauts les plus proches du connecteur. Cela suggère le besoin d'élargir l'intervalle de la taille du défaut à des défauts encore plus petits pour les modélisations avec des trous. Cela permettrait de tester l'ensemble des conséquences jusqu'à atteindre les tailles de défaut pour lesquelles les conséquences sont négligeables.

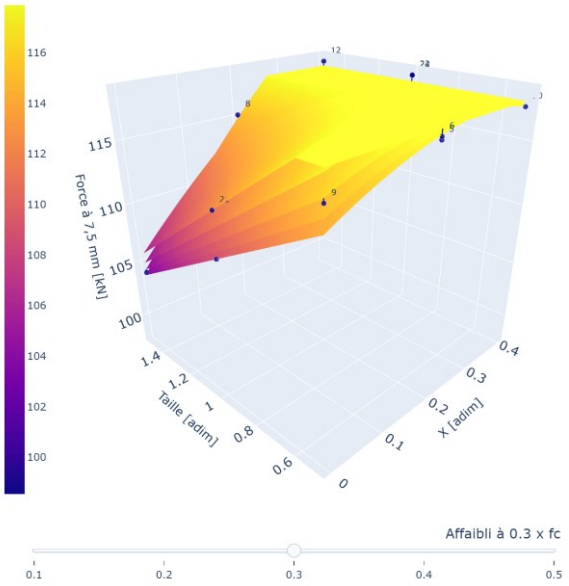
Avec les équations des polynômes qui ont été identifiées en équations 47, 50 et 52, pour le pire défaut, les tailles de défaut où les conséquences disparaissent complètement sont respectivement de 0,05 fois la taille de défaut de base (Shim et al., 2004), -0,14 (An & Cederwall, 1996) et 0,1 pour le même essai avec des affaiblissements. Elles sont obtenues en cherchant les racines de l'équation $P(\vec{X}) = F_{max}.$, où l'abscisse, l'angle (respectivement la résistance du défaut), et la distance sont fixés aux pires valeurs.



(a)
(surface inférieure = à proximité du connecteur)



(b)
(surface inférieure = à proximité du connecteur)



(c)
(surface inférieure = défaut éloigné du connecteur)

Figure IV-20 : Forme des surfaces de réponse taille-abscisse en force obtenues en empilant des surfaces où le défaut est à une distance différente du connecteur. (a) Modélisation par des trous sur (Shim et al., 2004). (b) Modélisation par des trous sur (An & Cederwall, 1996). (c) Modélisation par des affaiblissements sur (An & Cederwall, 1996).

Etant en dehors de l'intervalle de validité, ces valeurs sont à prendre avec précaution, par exemple la deuxième est impossible, car une taille de défaut négative est impossible. Cela indique qu'il doit y avoir des changements de pentes plus importants que ce qu'un polynôme du second ordre peut représenter. Cependant, ces tailles peuvent servir à identifier une nouvelle borne inférieure de l'intervalle de variation de la taille du défaut (en gardant avec pour minimum 0). Cela nécessiterait une campagne de simulations supplémentaire, soit en élargissant l'intervalle sur la nouvelle campagne, soit en calculant une surface de réponse sur un intervalle adjacent à celui qui est étudié ici, et en combinant les deux surfaces.

En pratique, il existe une taille de défaut minimale liée à la taille des mailles autour du connecteur. Une solution à cela peut passer par le raffinement des éléments proches du défaut, mais une dépendance au maillage subsiste, comme montré en partie II.D.1. De la même manière, de l'autre côté de l'intervalle des tailles de défaut, l'estimation des conséquences de défauts plus grands devrait être envisagée. A nouveau, il existe nécessairement une taille où les conséquences des défauts cessent de croître, car le défaut ne peut avoir un impact plus important après avoir dépassé la taille du connecteur (ce qui l'invaliderait complètement dans le cas d'un trou). Un défaut de cette taille soulève toutefois des questions au niveau de sa probabilité d'apparition, étant donné les tailles des connecteurs. Cela pointe vers la nécessité d'estimer avec précision les tailles de défaut possibles dans les structures SCS.

6. Effet de la distance entre le défaut et le connecteur

La Figure IV-21 présente une comparaison des résultats des surfaces de réponse identifiées sur les essais (Shim et al., 2004) (a), (An & Cederwall, 1996) avec des trous (b) et avec des affaiblissements (c). Dans l'intervalle de distance du défaut au connecteur considéré pour cette étude, les conséquences de la distance du défaut sont très faibles, car la différence entre la pire distance et la meilleure distance est de l'ordre de quelques kilonewtons.

Il convient de noter que les formes des surfaces de réponse dans les trois cas montrent des tendances différentes avec la distance au centre. Par exemple, pour la Figure IV-21 a, les conséquences des défauts s'amenuisent avec la distance, mais de moins en moins vite à mesure que le défaut est éloigné. Cela suggèrerait qu'il n'existe pas de distance pour laquelle les défauts perdent leur impact, au contraire des conclusions de la partie III.A.2.b), où les conséquences des défauts étaient très faibles car ils étaient trop éloignés. Pour la Figure IV-21 b, les impacts des défauts sont aussi diminués lorsque la distance augmente, mais la pente augmente avec la distance. Cela indique qu'il existe une distance pour laquelle les conséquences des défauts sont annulées.

Quant à elle, la Figure IV-21 c indique que les variations des conséquences des défauts lorsque la distance augmente dépendent de la taille du défaut. Pour les grands défauts (surface inférieure), les conséquences diminuent avec la distance, alors qu'elles augmentent avec la distance pour les défauts petits de la surface supérieure. Cela traduit un effet de l'interaction distance-taille.

Ces changements dans le mécanisme identifié par la méthode des surfaces de réponse suggèrent à nouveau que le choix de l'intervalle de variation de la distance pourrait être adapté. A ce niveau de variations, il est possible que les phénomènes que le polynôme tente de représenter n'aient pas de conséquences suffisantes pour les caractériser de manière fiable. Cette conclusion est confortée par les valeurs encore faibles de la surface de réponse au bord de l'intervalle de la distance dans les modélisations avec trous. Par exemple, dans le cas de l'essai (Shim et al., 2004), les défauts de la partie III.A.2.b) étaient placés à une distance de 5 cm, et n'avaient pratiquement pas de conséquences. Au contraire pour la surface médiane de la Figure IV-21 a, les conséquences sont de l'ordre de 50 kN, même au bord supérieur de la surface.

Un élargissement de l'intervalle est donc nécessaire pour une évaluation plus précise de l'influence de la distance du défaut au connecteur. Etant donné les changements dans les mécanismes identifiés par les surfaces de réponse, il conviendrait de remplacer la surface de réponse présente par une nouvelle surface calculée sur un plus grand intervalle, par exemple de R_g à $4 \times R_g$, ce qui devrait permettre de clarifier les effets de la distance.

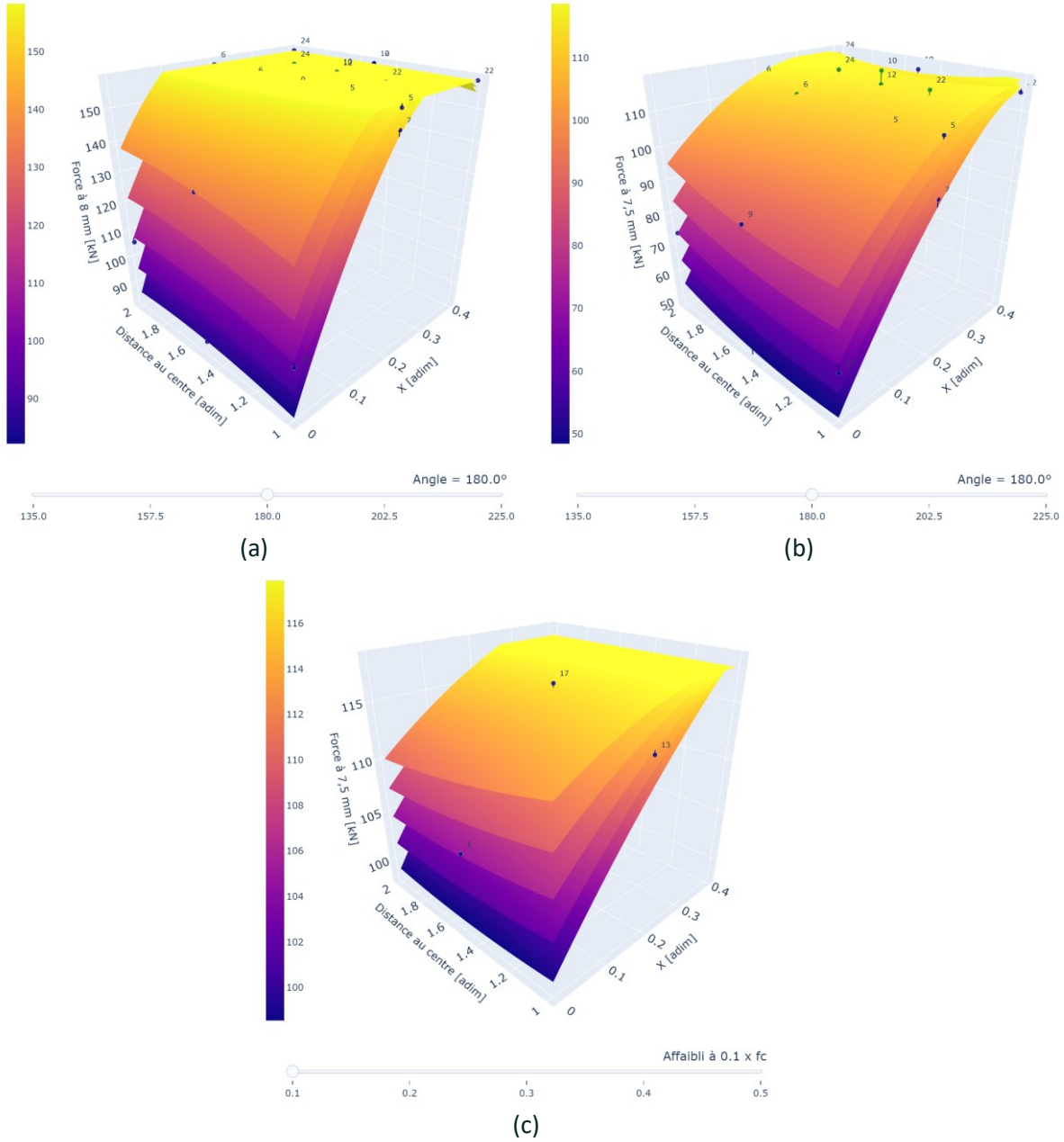


Figure IV-21 : Surfaces de réponse distance-abscisse en force suivant le cas simulé, où l'empilement est réalisé sur la taille du défaut (surfaces inférieures = grands défauts). (a) (Shim et al., 2004) avec des défauts de type trou. (b) (An & Cederwall, 1996) avec des trous. (c) (An & Cederwall, 1996) avec des affaiblissements.

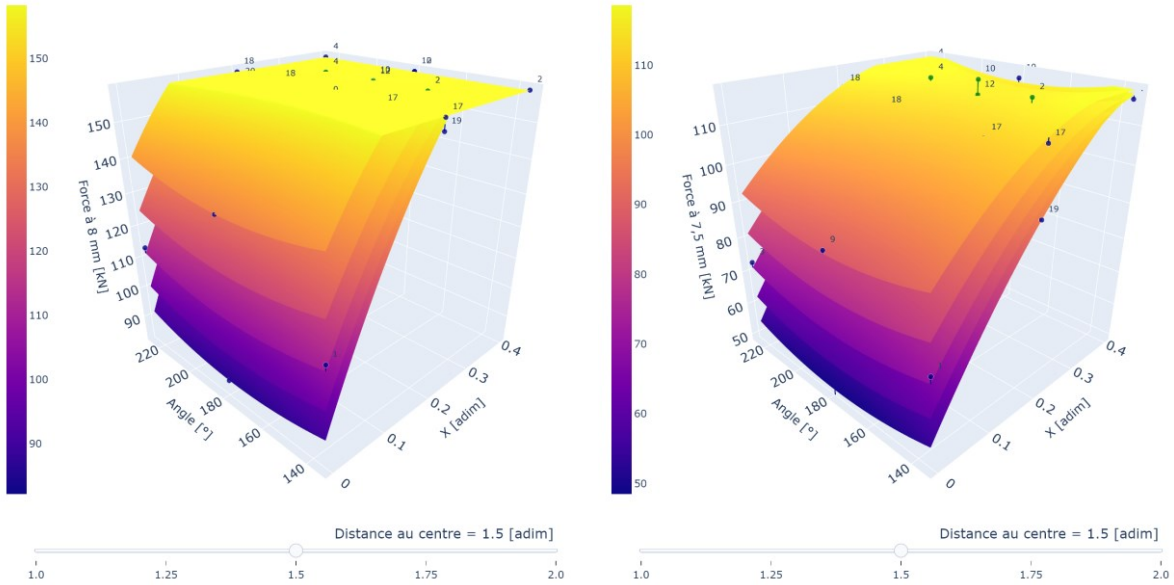
7. Effet de l'angle du défaut

La Figure IV-22 présente les surfaces de réponse tracées en fonction de l'angle et de l'abscisse des défauts. Elles sont identifiées à partir des simulations des essais (Shim et al., 2004) et (An & Cederwall, 1996) en modélisant les défauts avec des trous exclusivement, car la surface de réponse modélisant les affaiblissements ne possède pas de variable symbolisant l'angle des défauts. La Figure IV-22 est obtenue en empilant cinq surfaces ayant une taille de défaut chacune, où les surfaces inférieures correspondent aux plus grands défauts. Dans les deux cas, la distance du défaut au centre du connecteur est maintenue à 1,5 fois le rayon du connecteur.

Dans les deux configurations, les conséquences de l'angle ne sont pas très importantes. Les variations sont plus prononcées pour la surface inférieure (défauts plus grands), mais restent contenues dans l'ordre du kilonewton. Toutefois, la symétrie par rapport à 180° est notable, et est à mettre en

perspective avec les résultats de l'analyse de la variance, dont les conclusions montraient que θ^2 avait un impact significativement plus élevé que toutes les variables linéaires en θ. Cela pourrait indiquer que la participation de l'angle est fonction d'un cosinus, car son développement limité à l'ordre 2 est $1 - \theta^2/2$, sans terme linéaire.

A nouveau, l'exploration des conséquences sur un intervalle d'angles plus éloignés du centre $180 \pm 45°$ par rapport à la verticale montante serait intéressante. D'après cette étude préliminaire, les résultats montrent un début de symétrie qu'il convient de vérifier.



(a) (b)

Figure IV-22 : Surfaces de réponse angle-abscisse en force, où l'empilement est réalisé sur la taille du défaut (surfaces inférieures = grands défauts). (a) (Shim et al., 2004). (b) (An & Cederwall, 1996).

Enfin, la richesse polynômiale peut être remise en question ici, car les interactions entre l'angle et les autres variables est exclusivement à l'ordre 1 en angle. Comme discuté auparavant, le processus d'identification des coefficients appliqués à chaque variable du polynôme donne des valeurs très faibles pour les termes linéaires en angle, en particulier parce qu'ils mènent à une fonction antisymétrique de l'angle, ce qui n'est pas acceptable pour la minimisation de l'erreur au carré. Pour résoudre cela, un changement dans la formulation du polynôme pourrait être fait en remplaçant θ par son carré dans la formulation du polynôme. Ce n'est pas fait dans ce travail parce que les effets de l'angle dans les résultats de simulations sont faibles, et les gains de corrélation espérés ne justifient pas de modifier le modèle polynômial à ce stade. Cela pourrait toutefois être envisageable si des simulations sur un intervalle plus grand sont menées.

8. Effet de la résistance en compression au sein du défaut

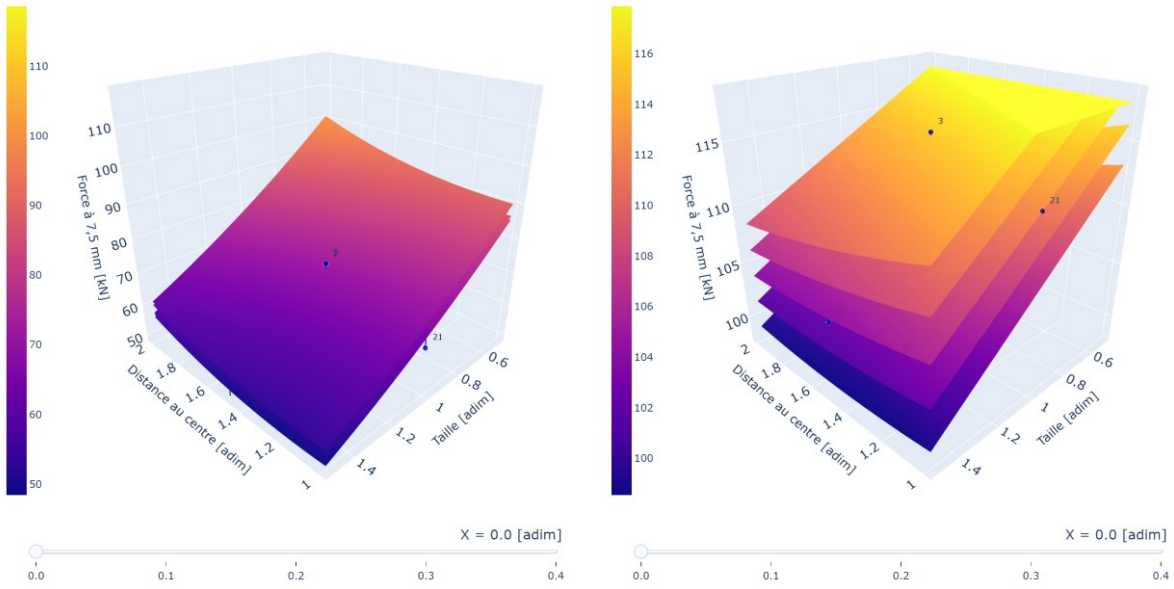
La Figure IV-23 compare les formes des polynômes obtenus à partir des résultats de simulation sur l'essai (An & Cederwall, 1996), avec des défauts de type trou (a) et de type affaiblissement (b). Les deux parties sont tracées à une abscisse constante égale à 0 pour afficher les pires conséquences.

Au-delà de la constatation de la partie IV.B.6 selon laquelle la forme des surfaces le long de la distance est différente, les ordres de grandeur des conséquences des défauts présentées ici sont très différents. Pour l'essai avec des trous, les pertes d'effort sont de l'ordre de 70 kN, alors qu'ils sont de l'ordre de 20 kN dans le cas avec les affaiblissements.

A cette échelle, la résistance du béton a une forte influence sur les résultats, car, lorsque celle-ci est égale à $f_c/2$ (surface supérieure en Figure IV-23 b) au lieu de $f_c/10$ (surface inférieure), la perte

d'effort peut être divisée par deux. La perte d'effort est ici linéaire avec la résistance du béton, car les surfaces sont régulièrement espacées, ce qui confirme les conclusions de l'analyse de la variance, selon lesquelles le paramètre f_c^2 ne participait que très peu à l'explication de la variance.

En supposant que le polynôme reste valable sur l'intervalle $[0{,}5f_c, 0{,}9f_c]$, voire au-delà, la linéarité des conséquences montre qu'il n'existe pas de valeur de la résistance résiduelle pour lesquelles les conséquences sont identiquement nulles, sauf pour le cas trivial où la poche « affaiblie » a la même résistance que celle du béton sain. En effet, à 90 % de la résistance nominale, l'affaiblissement serait de 2,5 kN, avec le pire défaut étudié ici. Toutefois, dans ce cas de figure, les conséquences des défauts n'existeront que pour les pires défauts, car l'effet de la résistance en compression est linéaire, ce qui revient à calquer les surfaces de la Figure IV-23 b, en les montant de 2,5 kN chacune et en appliquant le seuil. Ici, les pires défauts sont grands, à abscisse nulle et à grande distance.



(a) (b)

Figure IV-23 : Surfaces de réponse distance-taille sur les simulations de l'essai (An & Cederwall, 1996). (a) Modélisation des défauts par des trous (empilement sur l'angle, plus haut = défauts sur le côté). (b) Modélisation des défauts par des affaiblissements (empilement sur la résistance du défaut, plus haut = plus résistant).

9. Conclusion des modélisations par surfaces de réponse

Dans cette partie, la méthode des surfaces de réponse a été appliquée sur trois cas-tests représentatifs de l'interaction connecteur-béton. Des défauts y ont été introduits en incluant des trous dans le maillage, ainsi que des poches où le matériau est affaibli.

Cinq variables ont été considérées sur les deux géométries. D'une part, l'abscisse du défaut, l'angle entre la verticale montante et le centre du défaut, la taille du défaut et sa distance par rapport au goujon ont permis de paramétrer les défauts modélisés par des trous. D'autre part, l'abscisse, la résistance résiduelle du béton, la taille du défaut et sa distance au connecteur ont déterminé les propriétés des défauts modélisés par un affaiblissement.

Après la construction des simulations par un plan d'expériences de type Box-Behnken (Box & Behnken, 1960), les résultats ont permis de déduire les conséquences des défauts sur la force transmise par le connecteur au glissement pour lequel la simulation sans défaut atteint son palier plastique, et sur la rigidité initiale. Ces deux indicateurs sont sélectionnés pour leur compatibilité avec des lois empiriques issues de la littérature (Ollgaard et al., 1971; Xu & Liu, 2019).

Par des analyses de la variance, il est possible de séparer les variances entre des variances dites explicables et d'erreur. La méthode employée débouche sur une série de probabilités, qui sont des indicateurs permettant de classer les variables selon la quantité de variance qu'elles expliquent. Les variables ayant le plus d'impact sur les conséquences d'un défaut incluent son abscisse, sa taille et sa distance au connecteur. Dans certains cas, l'angle au carré a des conséquences avec une significativité suffisante, mais jamais la variable linéaire de l'angle, ni les termes croisés avec l'angle, car ceux-ci compromettent la symétrie de la participation de l'angle.

Les conséquences des défauts constatées dans cette partie sont importantes. Pour les plus critiques, des diminutions de l'effort transmis de l'ordre de 70 à 80 kN sont constatées, ce qui représente entre la moitié et les deux tiers de la force à rupture d'un connecteur dans les pires des cas. Les conséquences sont plus modérées lorsque l'abscisse du défaut augmente, ou que sa taille est diminuée. De même, si la nature du défaut lui octroie une résistance résiduelle, les conséquences sont plus mitigées, de l'ordre de 20 kN pour la géométrie qui a été testée ici.

Pour une caractérisation précise des conséquences mécaniques des défauts, des études supplémentaires seront nécessaires, car les formes, les modèles et les positions des défauts sont encore inconnues.

IV.C. Application des surfaces de réponse pour une approche probabiliste

Dans cette partie, un exemple de calcul de fiabilité des goujons sera développé en s'appuyant sur les surfaces de réponse calculées dans la partie précédente. La démarche adoptée suppose comme prérequis qu'un défaut est présent autour du connecteur dans les intervalles des surfaces de réponse, c'est-à-dire à proximité immédiate.

Pour l'analyse de fiabilité, la variable de performance est définie pour correspondre à la force transmise par le connecteur au glissement 7,5 mm ou 8 mm selon la géométrie du *pushout*. Il s'agit du résultat de la surface de réponse en force, étant donné un vecteur de coordonnées pour le défaut. Le critère de défaillance correspond à la force de conception de l'Eurocode 4 (Comité Européen de Normalisation, 2006), c'est-à-dire $P_{Rd} = P_u/\gamma_V$, où $\gamma_V = 1{,}25$. Le connecteur est dit défaillant s'il est n'est pas capable de transmettre au moins la force que le concepteur attend de lui. Cet événement sera noté $F < F_f$, où F_f est l'effort à défaillance (f = « *failure* » en anglais).

La probabilité de défaillance correspond à la proportion des intervalles d'étude où la variable de performance se trouve en-dessous du critère de défaillance. Son calcul est fondé sur la méthode de Monte-Carlo, où, à partir de n tirages de variables aléatoires, l'estimation des intervalles menant à la défaillance par rapport à l'intervalle complet revient à compter le nombre de réalisations en-dessous du critère de défaillance n_f. Il suffit alors de diviser n_f par le nombre de réalisations total n. L'estimation de la probabilité que le connecteur soit défaillant, sachant qu'un défaut est présent dans l'intervalle d'étude (événement noté D), est donnée à l'équation 54, où F_f est le critère de défaillance.

$$P_D(F < F_f) \cong \frac{n_f}{n_t} \qquad 54$$

La probabilité de défaillance totale est alors donnée en équation 55, où D est l'événement « un défaut se trouve dans la zone problématique ». La multiplication des deux probabilités est justifiée par la partie III.A.2, dont les résultats montrent que les défauts qui ont un impact sur les connecteurs sont uniquement ceux qui se trouvent à proximité immédiate de ceux-ci. Mathématiquement, cela revient à $P_{\bar{D}}(F < F_f) = 0$, c'est-à-dire, la probabilité que le connecteur entre en défaillance, sachant que le défaut n'est pas dans la zone problématique (événement $\bar{D}$), est nulle.

Ce n'est pas le cas ici, car il existe des zones où l'effort est inférieur à F_f aux bords des intervalles de validité des surfaces de réponse, ce qui indique l'existence de localisations de défauts menant à la défaillance en dehors de la zone dite « problématique ». La démarche adoptée ici est un exemple d'application des surfaces de réponse. Pour arriver à des probabilités exactes, il serait nécessaire de calculer des surfaces de réponse sur des intervalles plus complets où les bords des intervalles décrivant la position des défauts sont supérieurs à F_f.

$$P(F < F_f) = P(D)P_D(F < F_f) \quad 55$$

La probabilité $P(D)$ ne sera pas estimée dans le cadre de ce travail. Pour la calculer, il serait nécessaire de réaliser des études sur le coulage, et notamment de comprendre comment les paramètres du coulage et du béton peuvent influencer la probabilité qu'un défaut affecte un connecteur. De telles études sortent du cadre de ce travail, car une estimation réaliste de $P(D)$ devrait dépendre de la structure (poutres, murs, …) et de son processus de construction.

Par construction, les surfaces de réponse possèdent un coût de calcul faible, qui rend possibles les analyses par méthode de Monte-Carlo. Si elles ne fournissent pas une interpolation exacte, leur usage peut être validé par les réponses légèrement plus faibles qu'elles produisent par rapport aux simulations de vérification, ce qui conduit à une surestimation des probabilités de défaillance, et renforce la sécurité.

Pour connaître la taille d'échantillon idéal pour la méthode de Monte Carlo, deux échantillons de base de 5 000 simulations sont construits. Le nombre total est augmenté en plusieurs étapes, durant lesquelles la moyenne et l'écart-type des deux échantillons compétitifs sont comparés respectivement. Si l'écart relatif entre les deux moyennes et les deux écarts-types dépasse un millième, les échantillons sont combinés, le nombre de tirages est augmenté d'un facteur 10. Un tirage complémentaire est produit, jusqu'à obtenir la convergence des moyennes et écart-type. La probabilité de défaillance est alors estimée sur l'échantillon complet.

1. Distributions uniformes

Les quatre variables (x, θ ou $f_{c,résі}$, d et t) de chaque surface de réponse sont affectées d'une loi de probabilité chacune. Dans cette partie, les lois de probabilité sont toutes des lois uniformes. Par exemple, les Figure IV-24 a-d affichent les histogrammes de chaque variable. La hauteur des barres correspond à la probabilité que le résultat d'un tirage se trouve dans la barre. Les probabilités sont environ égales à 0,05 parce que l'intervalle est subdivisé en 20 barres.

Les lois de probabilité appliquées aux variables des surfaces de réponse identifiées sur l'essai (Shim et al., 2004) avec des trous et sur l'essai (An & Cederwall, 1996) avec des affaiblissements sont identiques à celles de la Figure IV-24. Les densités de probabilité et les fonctions de répartition des variables de performance résultant du tirage de la Figure IV-24 sont affichées en Figure IV-25, respectivement sur la colonne de gauche et la colonne de droite. L'échelle des densités de probabilité de la colonne de gauche de la Figure IV-25 est logarithmique pour montrer les différents ordres de grandeur. La somme des ordonnées des barres y vaut 1. Les lignes rouges en pointillés indiquent la valeur du critère de défaillance. Les fonctions de répartition associées aux densités de probabilités de la colonne de gauche sont affichées sur la colonne de droite. Elles correspondent à la probabilité que la fonction de performance soit inférieure à l'abscisse f, c'est-à-dire $P_D(F \leq f)$, calculée en divisant le nombre de réalisations inférieures à f par le nombre de réalisations total.

Les tracés des fonctions de répartition de la Figure IV-25 b et f montrent une pente verticale avant d'atteindre la valeur 1. De la même manière, la dernière barre de la densité de probabilité est plus grande pour les Figure IV-25 a et e. Ces phénomènes correspondent à l'action du seuil. Le polynôme

prédit une meilleure performance que la force du seuil, donc celui-ci ramène la performance à la force dite « maximale », qui a été identifiée sur le *pushout* sans défauts.

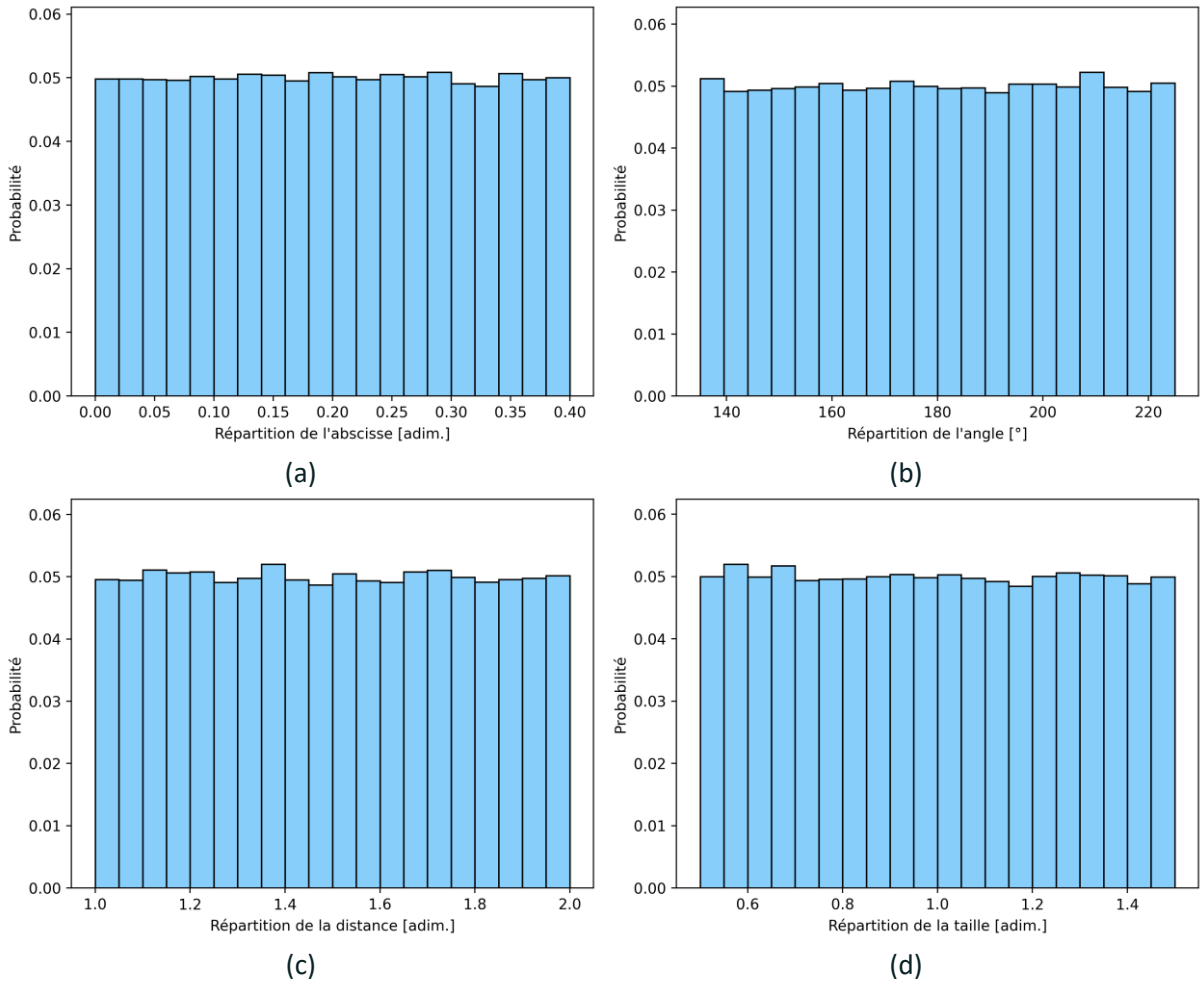


Figure IV-24 : Répartition des variables aléatoires dans le cas uniforme sur l'essai (An & Cederwall, 1996) avec des trous. (a) Abscisse. (b) Angle. (c) Distance entre connecteur et défaut. (d) Taille.

Pour les Figure IV-25 c et d, l'intervalle de variation de l'abscisse étant mieux choisi, l'action du seuil, des effets plus faibles sur la surface de réponse. Il en résulte une barre verticale de petite taille, juste avant d'atteindre la probabilité 1.

Sur la colonne de droite de la Figure IV-25, les barres verticales rouges en pointillés désignent aussi la valeur du critère de défaillance F_f. Par construction, la probabilité lue par un trait horizontal (en bleu sur la colonne de droite) correspond à la probabilité de défaillance, sachant que le défaut est présent. Les valeurs statistiques des trois séries considérées ici sont rassemblées dans le Tableau IV-5.

Lorsque le défaut est modélisé par une poche affaiblie sur l'essai (An & Cederwall, 1996), la probabilité de défaillance est nulle, car tous les échantillons sont situés à droite du critère de défaillance en Figure IV-25 e et f. Cela revient à dire que les conséquences mécaniques de ce type de défaut ne sont pas suffisantes pour impacter le comportement au-delà du facteur de sécurité mis en place par les Eurocodes. Cette conclusion est toutefois conditionnée au respect des hypothèses des simulations qui ont généré les données pour la surface de réponse, et à la validité des intervalles utilisés pour caractériser les défauts, par exemple la résistance du béton dans le défaut est supposée supérieure à 10 % de la résistance nominale et la taille du défaut est comprise entre 0,5 cm et 1,5 cm.

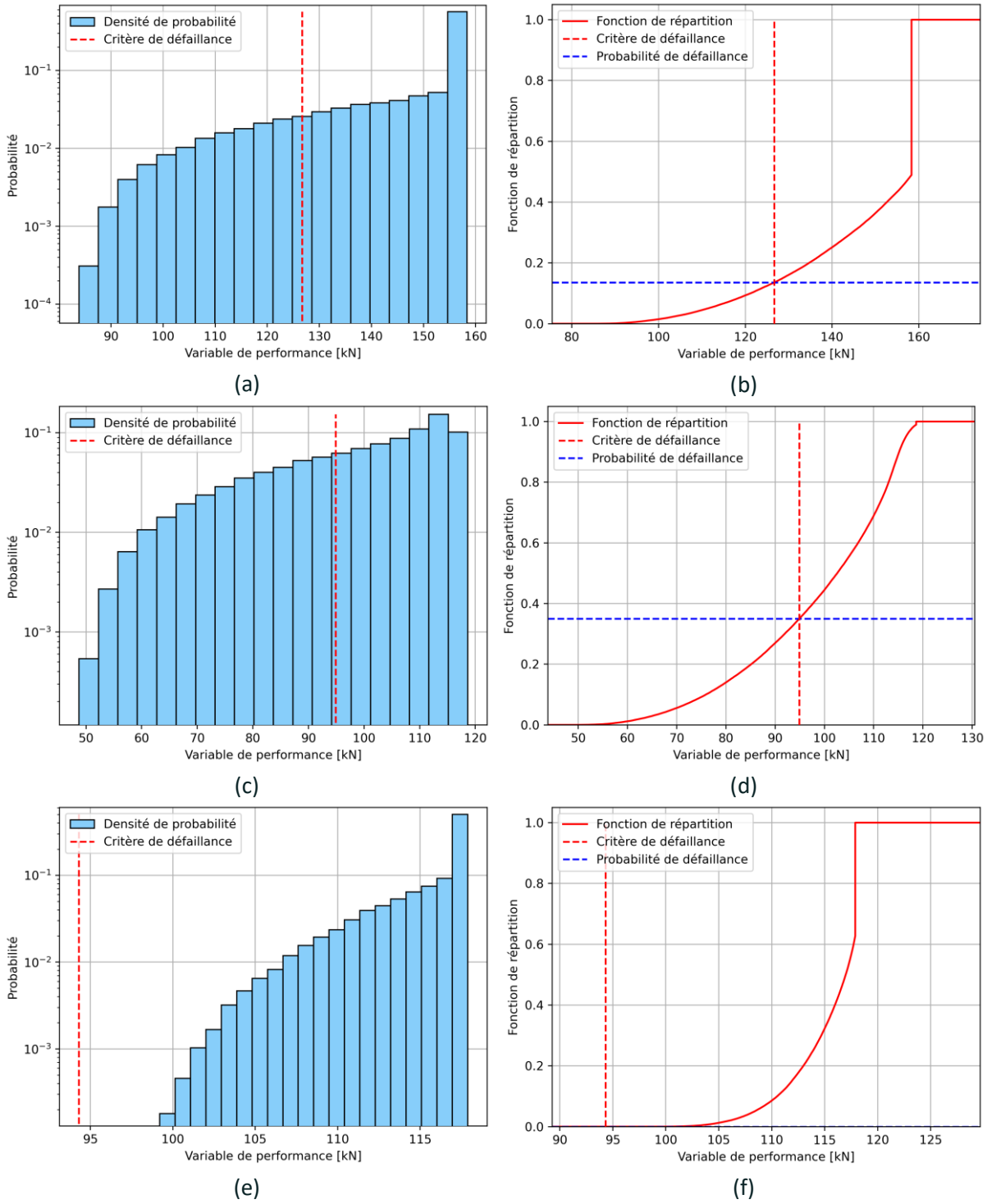


Figure IV-25 : Densités de probabilités et fonctions de répartition des variables de performance. (a) et (b) sur l'essai (Shim et al., 2004). (c) et (d) sur l'essai (An & Cederwall, 1996) avec des trous, (e) et (f) sur l'essai (An & Cederwall, 1996) avec des poches affaiblies

Lorsque les défauts sont modélisés par des trous, leurs conséquences passent en-deçà du critère de défaillance. Ainsi, dans le cas de l'essai (Shim et al., 2004), la probabilité de défaillance sachant que celui-ci se trouve dans la zone problématique est de 13 %, quand celle de l'essai (An & Cederwall, 1996) est de 35 %. Il est important de noter que la moyenne de la fonction de performance obtenue sur ce dernier essai, avec des trous, est assez proche du critère de défaillance, ce qui indique qu'il est sensible aux défauts.

Tableau IV-5 : Indices statistiques sur les simulations Monte-Carlo pour l'estimation de la probabilité de défaillance.

	Critère de défaillance [kN]	Moyenne [kN]	Ecart-type [kN]	Probabilité de défaillance
Essai (Shim et al., 2004) avec des trous	126,6	147,3	16,2	0,13
Essai (An & Cederwall, 1996) avec des trous	94,9	98,8	15,2	0,35
Essai (An & Cederwall, 1996) avec des affaiblissements		115,4	3,27	0

A nouveau, ces probabilités ne sont valides que dans le cadre des intervalles étudiés. Comme discuté précédemment, les bords des surfaces de réponse où les défauts sont des trous ne sont pas tous supérieurs à $F_f = P_u/1{,}25$. Il existe donc des défauts situés en dehors des intervalles, et qui mèneraient aussi à la défaillance s'ils étaient pris en compte ici, ce qui revient à élargir la zone problématique.

2. Distributions non uniformes

Dans cette partie, des distributions non uniformes (lois normales, log-normales, exponentielles, …) sont utilisées pour le tirage des défauts. Avec de telles distributions, il est possible que le résultat du tirage sorte de l'intervalle de validité des polynômes des surfaces de réponse. Cette possibilité doit être rejetée, car le polynôme ne peut être utilisé en dehors de ces intervalles, sous peine de renvoyer des résultats incohérents. Pour lever ce problème, la variable incriminée est tirée à nouveau, jusqu'à ce qu'elle soit dans le bon intervalle. Pour éviter la survenue de ce problème autant que possible, il faut veiller à paramétrer les distributions de sorte à ce que la majeure partie de la distribution soit dans le bon intervalle.

Les lois de probabilité qui sont affectées aux variables de cette partie sont affichées en Figure IV-26 a-e. Les lois choisies permettent d'ajouter des biais dans les tirages des variables. Par exemple, il est possible de considérer que les plaques ralentissent l'écoulement du béton et provoquent préférentiellement des défauts à leur niveau. Dans ce cas, une distribution exponentielle peut être choisie, avec 0,1 pour sa moyenne dans l'espace $[0;\ 0{,}4]$. Pour l'angle, la distance du défaut au connecteur et sa taille, les lois qui sont choisies ici sont des lois normales, où la moyenne est au-milieu de l'intervalle d'étude et l'écart-type est choisi entre 0,33 (angle) et 0,25 (distance et taille) dans l'espace adimensionné de Box-Behnken $[-1, 1]$. Ces paramètres sont donnés pour l'exemple, et ne sont pas nécessairement représentatifs de la réalité. Enfin, pour le défaut modélisé par un affaiblissement, la loi adoptée est une loi log-normale de moyenne $20\ \%\ f_c$ et d'écart-type égal à la moyenne.

A partir des lois de probabilité de la Figure IV-26, entre 100 000 et 1 000 000 de tirages sont réalisés. Les résultats de densités de probabilité et de fonctions de répartition de la variable de performance sont respectivement affichés sur la colonne de gauche et de droite de la Figure IV-27 a-f. Les barres verticales rouges en pointillés sont tracées à la valeur du critère de défaillance, alors que les droites horizontales bleues montrent la probabilité de défaillance.

En comparaison avec les résultats de la Figure IV-25, les résultats de la Figure IV-27 montrent des distributions qui commencent légèrement plus à droite (d'environ 5 kN), ce qui indique que les tirages présentant les performances les plus médiocres sont plus performants lorsque les distributions des variables ne sont pas uniformes.

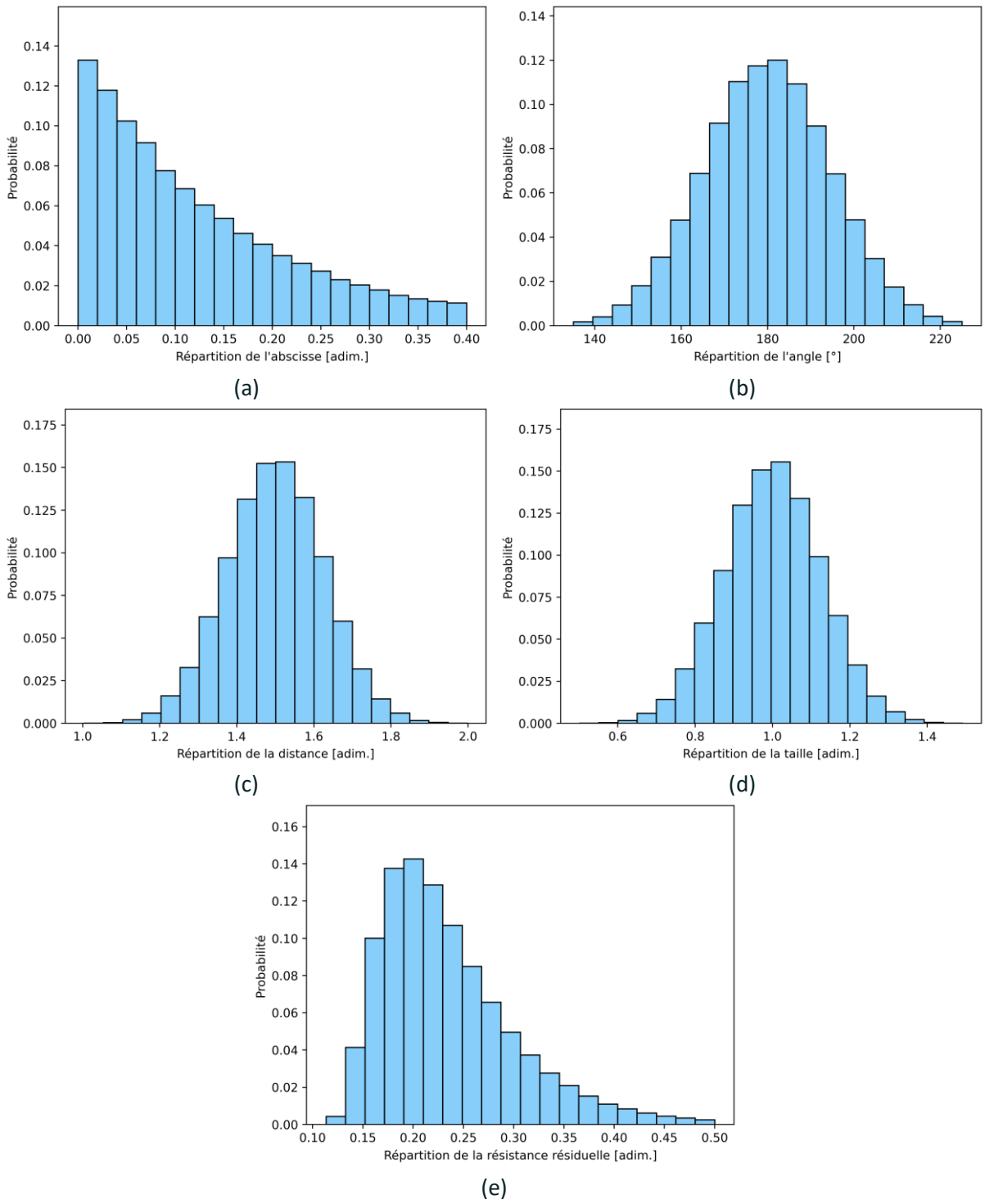


Figure IV-26 : Densité de probabilité de chaque variable. (a) Abscisse. (b) Angle. (c) Distance entre connecteur et défaut. (d) Taille du défaut. (e) Résistance résiduelle du défaut.

Lorsque les défauts sont modélisés par des trous, ce phénomène est dû aux distributions normales sur la distance et sur la taille, qui masquent les valeurs extrêmes. Or, les analyses de la variance ont montré que la taille et, dans une moindre mesure, la distance du défaut au connecteur, ont un impact sur la performance des connecteurs. D'après les Figure IV-26 c et d, peu de défauts ont la taille maximale, de même pour la distance. Ainsi, la probabilité qu'un défaut ait les quatre paramètres menant aux pires conséquences est très faible, ce qui explique pourquoi les densités de probabilités sont décalées vers la droite que lorsque les paramètres sont tirés par des lois uniformes.

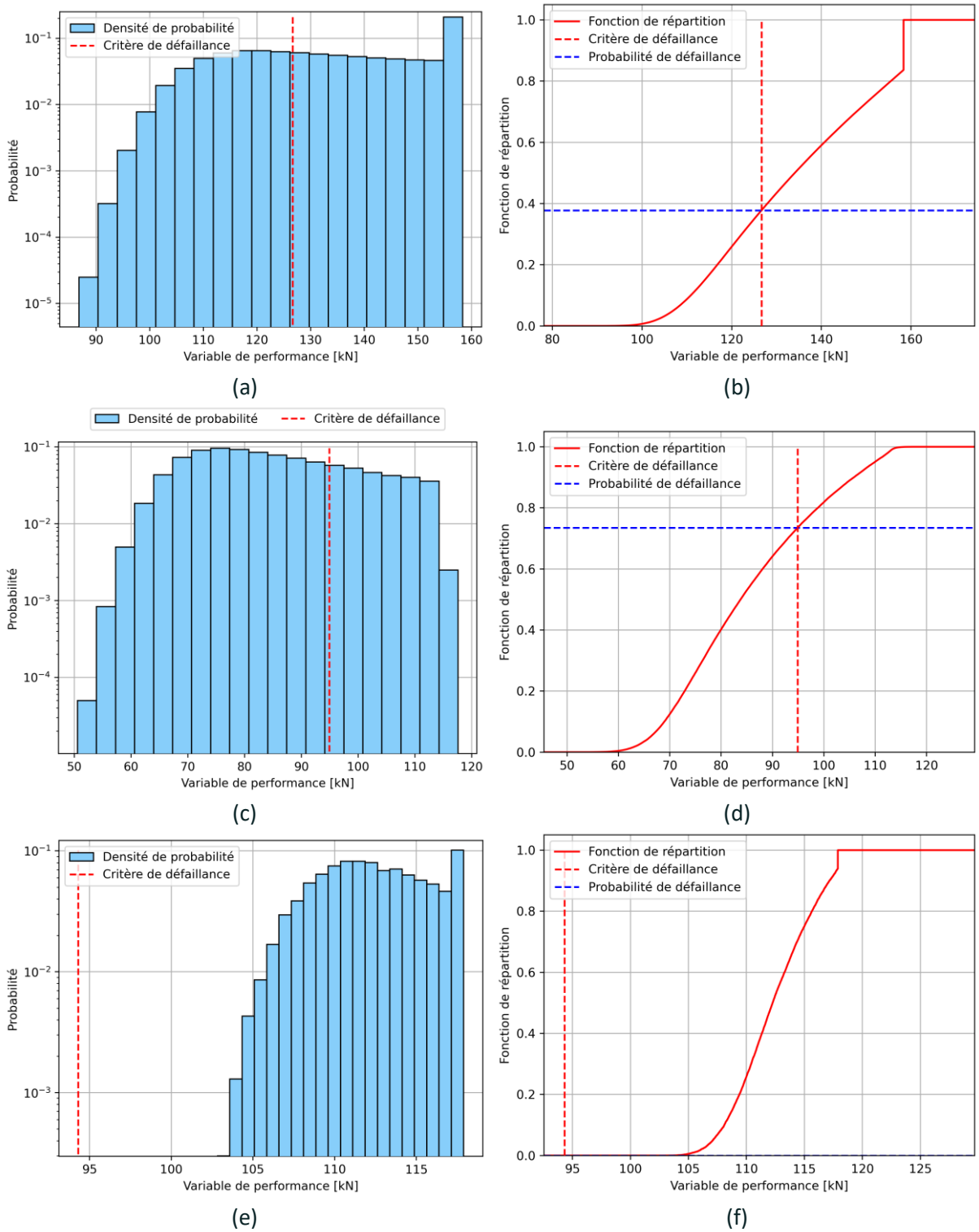


Figure IV-27 : Densité de probabilité (à gauche) et fonctions de répartition des variables de performance (à droite). (a) et (b) essai (Shim et al., 2004) avec des trous, (c) et (d) essai (An & Cederwall, 1996) avec des trous, (e) et (f) essai (An & Cederwall, 1996) avec des affaiblissements

Toutefois, les Figure IV-27 a, c et e montrent un pic dans la densité de probabilité, respectivement à 120 kN, 75 kN et 112 kN. Ce pic est dû à l'action de l'abscisse, qui est la variable qui a la plus grande influence sur les résultats. En effet, plus l'abscisse du défaut est importante, meilleures sont les performances du connecteur, jusqu'à atteindre l'absence de conséquences pour les abscisses les plus fortes. Ainsi, puisque la loi de probabilité exponentielle qui est appliquée à l'abscisse favorise les

abscisses faibles, il y a plus de chances d'avoir un défaut ayant un impact important. Les densités de probabilité résultant de ces tirages se déplacent donc sur la gauche des moyennes précédentes. Ces effets se ressentent dans le fait que les moyennes des fonctions de performance des connecteurs sont diminuées par rapport à celles obtenues avec des lois uniformes, comme illustré en Tableau IV-6. Pour les deux modélisations avec les trous, les moyennes sont décalées d'environ la même quantité (environ 13 kN).

Tableau IV-6 : Moyenne, écart-type et probabilité de défaillance des connecteurs défectueux.

	Moyenne [kN]	**Déficit de moyenne *vs* Tableau IV-5 [kN]**	**Ecart-type [kN]**	**Probabilité de défaillance**	**Ecart de probabilité vs Tableau IV-5**
Essai (Shim et al., 2004) avec des trous	134,4	-12,9	17,60	0,38	+0,25
Essai (An & Cederwall, 1996) avec des trous	85,60	-13,2	13,40	0,74	+0,39
Essai (An & Cederwall, 1996) avec des affaiblissements	112,4	-3,0	3,215	0,0	0

En comparaison avec les résultats où les probabilités étaient uniformes, les probabilités de défaillance sont supérieures pour les deux cas où les défauts sont modélisés par des trous. A l'inverse, lorsque les défauts sont modélisés par des affaiblissements, tous les résultats restent à droite du critère de performance en Figure IV-27 e, donc la probabilité de défaillance reste nulle.

Pour l'essai (An & Cederwall, 1996) où les défauts sont modélisés par des trous dans le maillage, l'augmentation de la probabilité de défaillance est très importante car la moyenne de la fonction de performance passe en-dessous du critère de défaillance. La probabilité qui en résulte, 0,74, est élevée, ce qui indique que ces connecteurs sont fortement vulnérables à la présence d'un défaut à proximité immédiate. Ce phénomène est exacerbé par les biais introduits sur l'abscisse, qui favorisent les défauts les plus graves, à savoir ceux qui sont proches du plan de soudure. En outre, par ses dimensions restreintes, l'essai *pushout* sur connecteurs courts (et moins épais) est plus sensible à la flexion induite par la présence du défaut que l'essai sur les connecteurs plus grands de (Shim et al., 2004), car les tailles des défauts sont constantes.

Ces deux conclusions dépendent des biais introduits dans le choix des distributions de départ, car il serait possible de choisir des distributions favorisant des défauts plus petits ou plus éloignés du plan de soudure. Ces différences dans les probabilités de défaillance montrent qu'une caractérisation expérimentale des types de défaut, de leurs emplacements et des manières de les modéliser est essentielle pour une bonne estimation de leurs conséquences.

3. Perspectives

Pour de meilleures prédictions des probabilités de défaillance, il serait intéressant de quantifier les conséquences des défauts sur le comportement mécanique de la connexion en plus d'étapes. Idéalement, des études exhaustives seraient nécessaires, sur tous les intervalles de variations jusqu'à ce que les défauts n'aient plus de conséquences. Cela pourrait inclure la séparation du domaine auquel les variables décrivant le défaut appartiennent en plusieurs sous-domaines, sur lesquels un polynôme pourrait être identifié séparément.

Dans la littérature, l'utilisation des surfaces de réponse pour l'identification des probabilités de défaillance est faite en deux étapes (Bucher & Bourgund, 1990). Une première surface de réponse est

utilisée pour recentrer la seconde au niveau du point de défaillance, pour améliorer sa précision au niveau de la frontière délimitant la zone de défaillance et celle de bon fonctionnement. Tant que le polynôme donne des résultats de bonne qualité sur la frontière, il permet de séparer ces deux zones, même si ses résultats plus loin présentent de plus grandes erreurs (Bucher & Bourgund, 1990). La bonne estimation de la probabilité de défaillance repose sur le bon placement des tirages dans la bonne catégorie, défaillant, ou non défaillant. Pour vérifier la bonne adéquation du polynôme sur cette frontière, il devrait être possible, en calculant les hyperplans tangents à la frontière, de placer des points sur la frontière prédite par le polynôme, et donc de connaître le degré de confiance dans le polynôme de la surface de réponse.

Cette méthode en deux étapes n'aura pas été employée ici, parce qu'elle s'avère coûteuse en temps de calcul et en développement informatique. En regard des résultats présentés ici, la méthode semble prometteuse, et pourrait donner d'encore meilleures estimations de la probabilité de défaillance.

Il convient de noter que les probabilités obtenues ici présupposent que le défaut est déjà présent dans la structure, et que celui-ci est situé dans la zone problématique. Le travail présenté ici se focalise sur les conséquences mécaniques de la présence du défaut, et montre que des conséquences assez graves peuvent exister, suivant la méthode de modélisation adoptée. La dépendance de la probabilité de défaillance aux hypothèses de départ met en évidence la nécessité d'une identification précise des distributions des défauts. Il suffit de quelques biais introduits sur certaines variables pour faire varier considérablement les probabilités de défaillance d'un connecteur. Avec la formulation adoptée ici, l'abscisse et la taille du défaut sont les variables les plus importantes, mais d'autres pourraient exister. En outre, cette restriction reflète celle des publications scientifiques, où les caractérisations des défauts et de leurs impacts sont absentes.

L'estimation de la probabilité que les défauts se trouvent dans les zones problématiques, *a fortiori* leur distribution, est complexe, car il s'agit de déduire comment les connecteurs interagissent avec l'écoulement du béton, et ces écoulements seraient fortement dépendants de la structure envisagée. Numériquement, cela peut passer par des études de mécanique des fluides diphasiques. Des études expérimentales pourraient aussi donner de bons résultats, mais cela nécessiterait de pouvoir voir à travers les plaques. Alternativement, il serait envisageable d'utiliser des modèles utilisant des plastiques transparents qui permettraient de reproduire les formes des structures envisagées, et de couler le béton, tout en laissant l'expérimentateur voir à travers.

IV.D. Extension des surfaces de réponse à la simulation de poutre SCS

La méthode appliquée sur les connecteurs dans l'essai *pushout* peut être transposée sur le cas d'une simulation de poutre SCS. Les poutres utilisées correspondent aux poutres de la partie III.B et proviennent des essais expérimentaux (Sener et al., 2016). Les résultats d'intérêt de cette partie concernent les résultats des courbes effort-flèche de la poutre. Etant donné un connecteur impacté par un défaut, il s'agit de comprendre comment les contraintes sont redistribuées aux autres connecteurs, et constater l'étendue des conséquences mécaniques.

Pour limiter la quantité d'effets non-linéaires dus à la présence des connecteurs qui ne peuvent être reproduits par un polynôme d'ordre 2, les défauts de cette partie concernent un seul connecteur de la poutre. Dans la partie III.B.2, il a été constaté que les connecteurs dont l'absence a les conséquences les plus graves sont les goujons au bout de la poutre. En particulier, étant situé tout au bout de la poutre, le retrait du connecteur N°10 avait des conséquences désastreuses, à la fois sur l'effort maximal, et sur la ductilité de la poutre, ce qui justifie sa sélection pour cet exemple.

Les études précédentes à l'échelle du connecteur montrent que les conséquences de l'angle du défaut par rapport au connecteur ne sont pas importantes en regard des participations des autres variables, aussi, l'angle est supprimé au profit d'une autre formulation pour les dimensions du défaut. Il est maintenu dans la direction où les goujons s'appuient sur le béton, à l'équivalent de 180°.

Un plan à quatre variables est conservé pour limiter les besoins en développement informatique. Les quatre variables concernent l'abscisse x du défaut le long du connecteur N°10, sa distance d par rapport au connecteur, et deux paramètres de taille permettant de contrôler la forme du défaut. Le premier, t_y, correspond à la taille de l'ellipsoïde de révolution le long de l'axe Y, qui est l'axe dans le sens de la largeur de la poutre, perpendiculaire à la file des goujons. Le deuxième, $t_{x,z}$ correspond à la taille du défaut le long des axes X et Z, c'est-à-dire l'axe longitudinal et l'axe vertical.

Les deux paramètres de taille sont choisis pour explorer les effets de l'emprise du défaut sur les surfaces d'interaction avec le béton. Par exemple, les contraintes de compression dues à l'interaction connecteur-béton se diffusent à distance du goujon, mais la présence d'un défaut pourrait bloquer une partie de ces contraintes et induire des cisaillements supplémentaires. Si le défaut est plus étendu sur l'axe perpendiculaire à la zone de compression, alors il pourrait gêner la diffusion des contraintes qui arrivent à passer. De la même manière, le paramètre de taille $t_{x,z}$ devrait mener à des effets conséquents, car il contrôle l'emprise du défaut le long du connecteur, donc la taille de la zone en flexion. Une plus grande emprise devrait mener à de plus grands impacts du défaut.

La Figure IV-28 illustre deux exemples de résultats de simulations avec des défauts. Les défauts 1 et 11 sont les pires défauts qui ont été testés dans cette partie, et mènent à des baisses de l'effort maximal modestes (respectivement 16,6 kN et 18,8 kN) par rapport à la capacité portante totale de la poutre (409 kN). Les conséquences des défauts sont aussi ressenties dans les descentes d'effort après le pic. Celles-ci sont plus importantes dans le cas de la poutre avec un goujon 10 défectueux, ce qui mène à une consommation d'énergie moindre.

Concernant la rigidité initiale, l'analyse de l'ensemble des résultats montre que celle-ci varie très peu par rapport aux défauts qui ont été introduits dans la poutre. Par exemple, les courbes de la Figure IV-28 sont superposées jusqu'à l'atteinte de la propagation de la seconde fissure, vers 4 mm, où les comportements effort-flèche commencent à diverger, ce qui indique que le goujon 10 commence à montrer des différences de capacité portante.

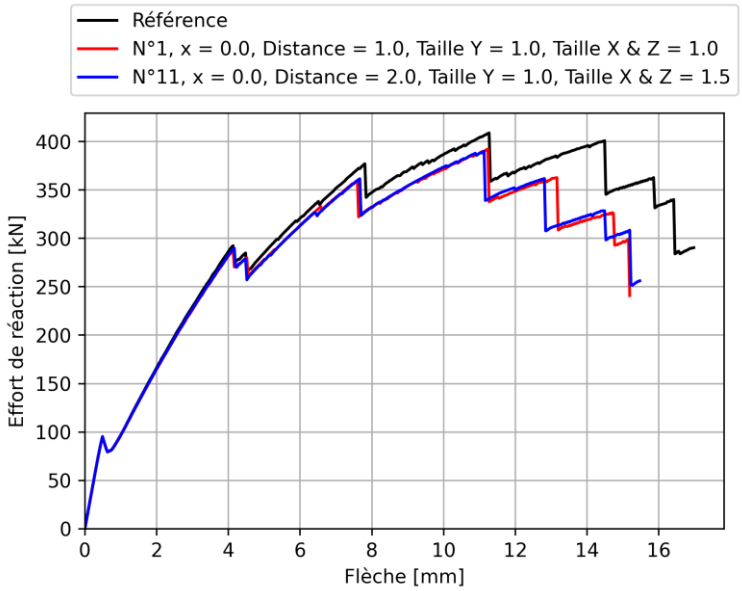
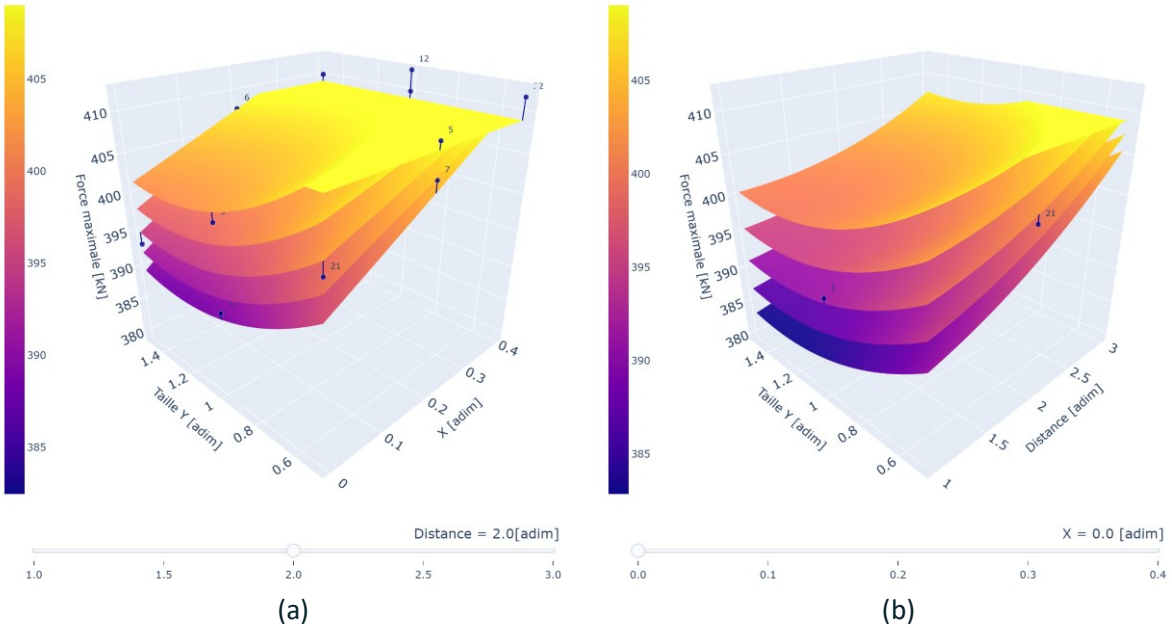


Figure IV-28 : Courbes effort-flèche de la poutre de référence (sans défaut) et des simulations avec les défauts 1 et 11

Les surfaces de réponse présentées dans cette partie sont identifiées à partir du maximum des efforts de réaction au cours des simulations. Il est possible de l'obtenir, et c'est un estimateur non biaisé, car il existe un point où la poutre entre en rupture. L'expression du polynôme de la force maximale est disponible à l'équation 56. De la même manière que pour l'équation 47, un seuil est appliqué aux résultats du polynôme pour limiter ses résultats par rapport à ceux de la simulation de départ.

$$P(x,d,t_y,t_{x,z}) = 402 + 7{,}18\cdot x + 2{,}62\cdot d - 2{,}38\cdot t_y - 3{,}9\cdot t_{x,z} - 2{,}79\cdot xd + 1{,}61\cdot xt_y + 2{,}66\cdot xt_{x,z} + 0{,}437\cdot dt_y + 1{,}79\cdot dt_{x,z} + 0{,}505\cdot t_y t_{x,z} + 0{,}079\cdot x^2 + 1{,}38\cdot d^2 + 3{,}56\cdot t_y^2 + 0{,}626\cdot t_{x,z}^2 \quad (56)$$



(a) (b)

Figure IV-29 : Surfaces de réponse en force maximale, où l'empilement est réalisé sur la taille X-Z du défaut (plus haut = défaut plus petit), (a) taille transversale – abscisse à une distance constante égale à 2x le rayon du connecteur, (b) taille transversale – distance, où le défaut se trouve au niveau du plan de soudure.

Deux exemples de surfaces de réponse en force maximale sont tracés en Figure IV-29, où la distance du défaut au connecteur et son abscisse sont respectivement maintenus à une valeur de deux fois le

rayon du connecteur (Figure IV-29 a), et zéro (Figure IV-29 b), c'est-à-dire que le défaut se trouve collé à la plaque inférieure. Dans les deux cas, les différentes surfaces s'empilent en faisant varier la taille X-Z du défaut, c'est-à-dire la taille dans le sens vertical (parallèle à l'axe des goujons) et dans le sens longitudinal de la poutre.

Les surfaces de réponse de la Figure IV-29 illustrent les participations de l'abscisse, de la taille du défaut suivant l'axe transversal de la poutre et de la distance du défaut au connecteur. En comparant les plages de valeurs prises par les surfaces de réponse suivant l'axe « taille Y » et entre les surfaces qui s'empilent, il est possible de montrer que la taille des défauts dans l'axe du connecteur a un impact plus significatif sur la force maximale que la taille transversale, même si les deux ont un impact mesurable. Cela s'explique par l'encouragement de la flexion du connecteur 10 de la part du défaut, qui est d'autant plus important que le défaut est grand le long de l'axe du connecteur. Les formes incurvées des surfaces indiquent que les participations des variables incluent les variables quadratiques, au moins pour la taille Y.

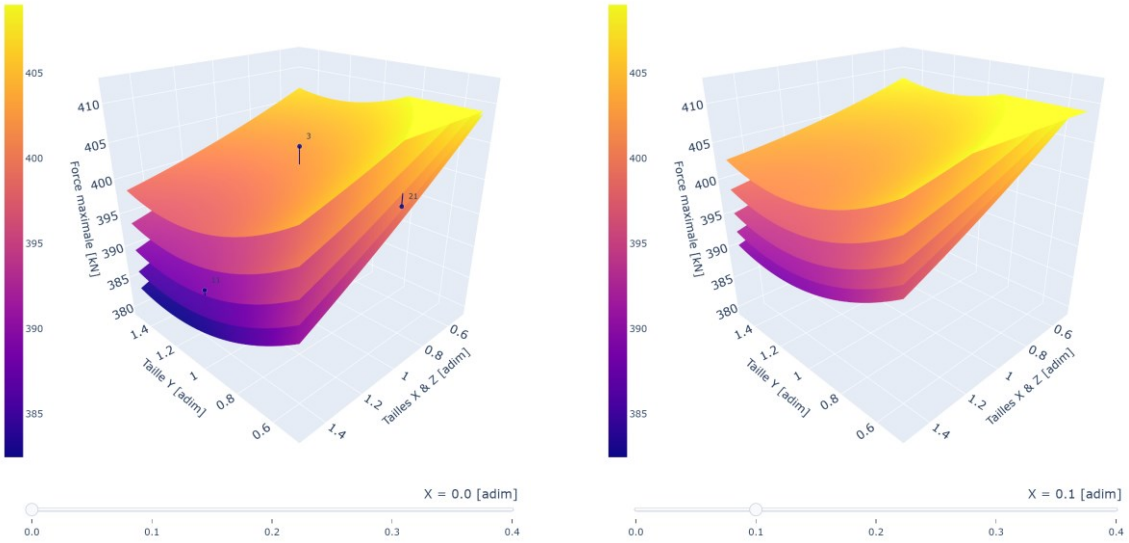
A nouveau, l'abscisse du défaut le long du connecteur joue un rôle important dans les conséquences mécaniques sur le comportement de la poutre SCS. Ce rôle est illustré en Figure IV-30 0-40, qui affiche les variations des surfaces qui sont obtenues lorsque l'abscisse du défaut est augmentée par paliers de 10 %. Les surfaces les plus hautes correspondent à des défauts situés plus loin du connecteur. Tout comme pour les surfaces de réponse obtenues sur les essais de cisaillement de connecteur, les surfaces initialement séparées en Figure IV-30 (0) convergent progressivement sur les Figure IV-30 10-30 en augmentant l'abscisses, jusqu'à être confondues en Figure IV-30 (40).

Sur cette dernière, les points en bleu sont plus hauts que le seuil qui a été introduit. Ce phénomène est dû au fait que les efforts de réaction pour lesquels les fissures se propagent dans les simulations avec défauts ne sont pas tout à fait identiques à ceux de la simulation sans défaut. Etant donné l'échelle des diminutions de l'effort maximal (environ 20 kN), des différences de l'ordre de 3 kN deviennent visibles, même si elles sont faibles par comparaison avec la valeur de l'effort maximal.

En appliquant la même méthode d'analyse de la variance que dans les parties précédentes, il est possible d'obtenir pour chaque coefficient du polynôme des valeurs-p grâce à la variable de Fisher-Snedecor. Elles sont affichées sur le graphique de la Figure IV-31. Plus la valeur-p est faible, plus cela indique que la variable concernée a une influence sur les résultats. Ainsi, les variables qui ont le plus d'impact sur la variance des simulations sont l'abscisse, la taille du défaut dans ses deux directions, la distance du défaut au connecteur. De plus, les termes liés à la taille transversale du défaut au carré et l'interaction abscisse-distance ont une significativité statistique suffisante.

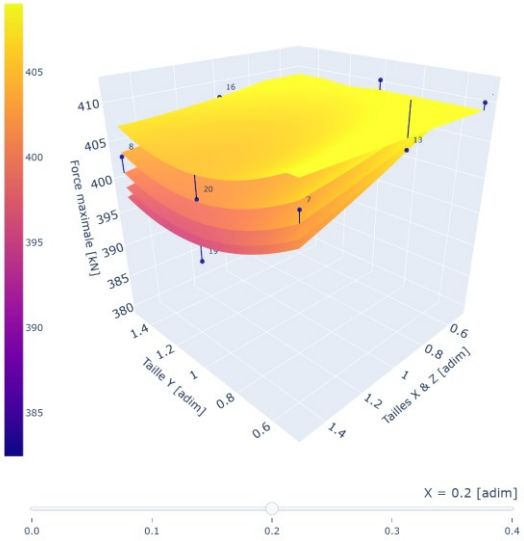
Par comparaison avec les Figure IV-13, Figure IV-14, et Figure IV-15, la Figure IV-31 montre des valeurs-p dont les valeurs sont plus hautes, en particulier pour le modèle et pour l'abscisse du défaut. Ce phénomène est dû au fait que les plages de variations des résultats de simulation sont faibles, par rapport à la valeur de l'effort maximal de la simulation de référence, donc les variances sont comparativement faibles.

De plus, les résultats de simulation présentent quelques légères erreurs dans les efforts maximaux. Les chutes d'effort étant très fragiles, et ne survenant pas toujours rigoureusement aux mêmes efforts maximaux, il arrive qu'elles dépassent celui du modèle sans défaut. Le modèle aux éléments finis est une simulation avec une richesse de modélisation importante parce qu'il combine de l'endommagement à de la plasticité, des contacts sur des directions très différentes, et de fortes sollicitations. Ainsi, les différences d'ordres de grandeur dans les probabilités sont aussi expliquées par une plus grande difficulté du modèle polynômial-seuil à reproduire la complexité du modèle.

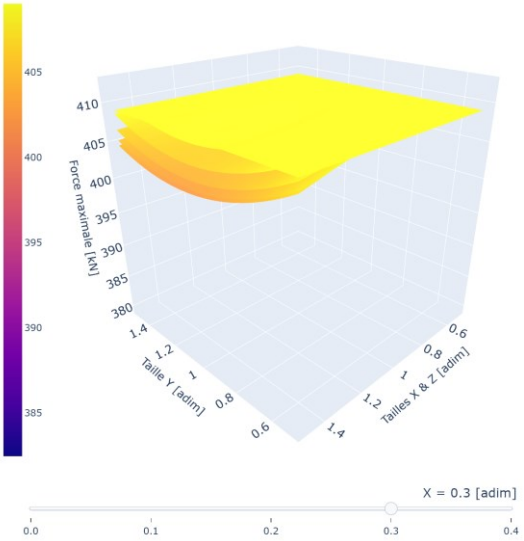


(0)

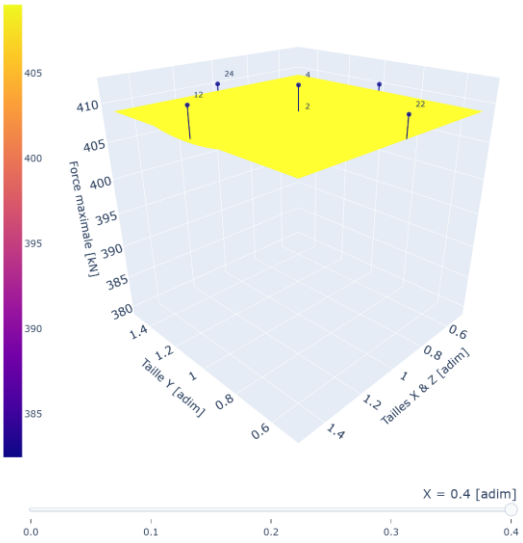
(10)



(20)



(30)



(40)

Figure IV-30 : Evolution de la surface taille Y - tailles X&Z l'abscisse du défaut est augmentée par paliers de 10 % jusqu'à 40 % de la longueur du connecteur. L'empilement est réalisé sur la distance des défauts au connecteur (plus haut = plus loin).

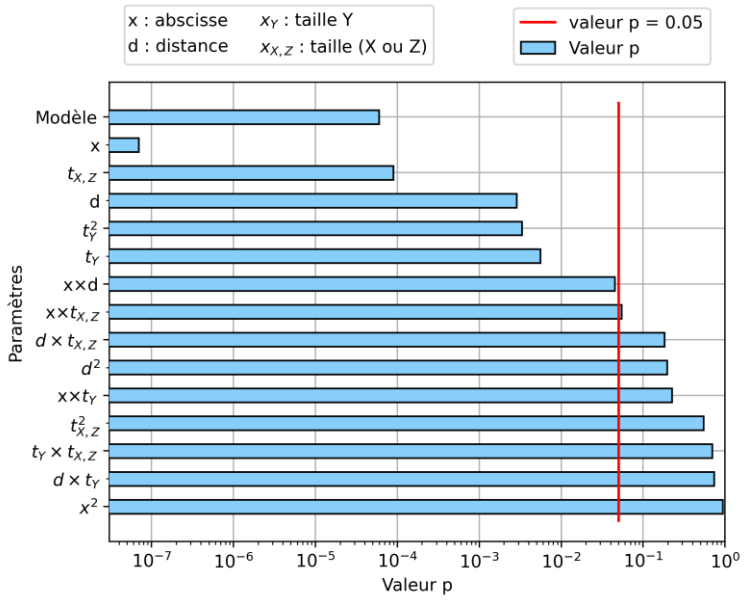


Figure IV-31 : Valeurs-p associées à chaque variable du polynôme.

Avec la surface de réponse de cette partie, le plus faible résultat obtenu donne un effort maximal à 382 kN. L'effort maximal est identique à l'effort maximal de la simulation de référence, à 409 kN. La pire baisse d'effort, avec les défauts envisagés ici, est donc d'environ 6,5 %. Cette baisse est jugée trop faible pour conduire à des analyses probabilistes dans une étude de défaillance. Cela pourrait traduire une bonne reprise des efforts que le connecteur 10 perd par les autres connecteurs. En outre, celui-ci a encore suffisamment de participation dans la poutre pour éviter la rupture fragile de la poutre en effort tranchant, ce qui indique que la présence d'un défaut concernant un seul goujon dans la structure, même le pire, ne devrait pas avoir de conséquences aussi importantes que ne le laisserait présumer la partie III.B.2.d).

Cette conclusion peut cependant être nuancée par les types de modèles qui sont pris en compte. Si le glissement d'un connecteur est bien maîtrisé dans le cadre de l'essai *pushout*, ce n'est pas le cas pour la poutre SCS. Il est possible que le connecteur soit très déformé, sans que cela ne pose de problème pour le solveur numérique. De nouvelles études sont recommandées, en modifiant le modèle pour prendre en compte une rupture des aciers. La flexion favorisée par les défauts pourrait alors mener à un endommagement du connecteur donc à sa défaillance, avec des conséquences pour la poutre SCS.

IV.E. Conclusion

Dans ce chapitre, la méthodologie des surfaces de réponse a été appliquée sur trois cas à l'échelle du connecteur. A partir de 25 simulations variant les paramètres pour la qualification du défaut, l'identification d'un polynôme du second degré par la méthode des moindres carrés permet d'estimer des paramètres d'intérêt, comme la force maximale, la force en un certain point du comportement, ou la rigidité initiale.

La concordance entre les surfaces de réponse et les résultats de simulation est jugée correcte, avec des coefficients de corrélation dépassant 0,9 dans la plupart des cas. A l'aide d'une méthode d'analyse de la variance, la variance des simulations peut être séparée en une variance d'erreur d'ajustement, ou manque de concordance (*lack of fit*), et une variance expliquée par le polynôme, laquelle est ensuite séparée en plusieurs variances expliquées par chacune de ses variables. Ces variances interviennent dans le calcul de la valeur-p, qui est un indicateur permettant de savoir à quel point les variances expliquées se démarquent de celle des erreurs. En utilisant cette méthode, une valeur-p faible signifie que les deux variances sont bien séparées, donc que la variable explique mieux la variance que les erreurs. Ainsi, la variable est dite « statistiquement significative », et peut être acceptée.

Si cette méthode est sensible à la non-normalité des variables, la méthode fournit tout de même des indications robustes sur les degrés d'explication de chaque variable par rapport aux autres, même lorsque celles-ci ne sont pas distribuées selon une loi normale. Il est par exemple possible de classer les variables entre elles selon leur valeur-p, de comprendre comment les variables interagissent entre elles, et quelles variables ont le plus de poids dans la réponse de la structure sous défaut.

Ainsi, que ce soit pour les surfaces de réponse appliquées à l'échelle du connecteur, ou à l'échelle de la poutre, les paramètres les plus importants sont les suivants. L'abscisse du défaut a systématiquement les conséquences les plus importantes. Lorsqu'il est proche du plan de soudure, il provoque des sollicitations de flexion qui disparaissent au-delà d'une certaine abscisse. La taille et la distance du défaut au connecteur ont des conséquences semblables, car ces deux paramètres déterminent l'emprise du défaut sur la surface d'interaction avec le béton. Une plus grande emprise sur cette surface mène à de plus grands impacts sur le comportement du connecteur.

Six calculs de fiabilité ont été menés à l'aide des surfaces de réponse identifiées sur les essais de cisaillement de connecteur. Les polynômes de régression identifiés sur les simulations sont utilisés pour effectuer des calculs par méthode de Monte Carlo. Selon la méthode de modélisation du défaut et la géométrie du connecteur, les probabilités de défaillance obtenues s'étendent de 0 lorsque les défauts sont modélisés par des affaiblissements à environ 0,7 lorsqu'ils sont modélisés par des trous, sur la géométrie à connecteurs courts. Cela indique que les géométries considérées dans ces études peuvent être très sensibles à la présence des défauts, mais aussi qu'il existe une forte sensibilité à la méthode de modélisation et aux hypothèses des variables aléatoires, donc le besoin d'études sur la typologie et les probabilités d'apparition des défauts est important.

Dans l'extension de la méthode à la simulation d'une poutre SCS, les conséquences des défauts sont plus mitigées. En effet, elles sont atténuées par la redistribution des efforts perdus par le connecteur affecté vers les autres connecteurs. Ainsi, si des conséquences sont visibles, elles ne sont pas suffisantes pour justifier des analyses probabilistes ayant le but d'estimer une probabilité de défaillance, car la défaillance n'y serait jamais atteinte. Les interrogations qui subsistent ne permettent pas de conclure de manière quantitative, principalement parce que les distributions des défauts ne sont pas connues avec précision. En outre, des défauts affectant plusieurs connecteurs en même temps peuvent exister, ce qui pourrait avoir des conséquences graves, affectant les mécanismes de redistribution des efforts. Dans des études ultérieures, il serait intéressant de modifier la formulation des défauts, d'augmenter leur nombre, ou de modifier leur forme et leur type.

Conclusion, perspectives

Les exigences toujours plus strictes du secteur de la construction ont mené à l'élaboration des nouvelles structures, dites SCS pour « *steel-concrete structures* ». Ces nouvelles structures composites allient le béton à l'acier sous la forme d'une double peau d'acier, connectée au cœur de béton par le biais d'une connexion mécanique. Leurs excellentes performances et ouvrabilité en font une structure de choix pour les projets les plus exigeants. Une revue des études existantes sur les structures SCS a montré que la communauté scientifique se concentre sur les performances mécaniques des SCS, plutôt que sur les défauts. Les angles d'attaque concernent principalement l'évaluation des performances mécaniques des SCS, avec une focalisation sur la géométrie idéale des connecteurs pour encore améliorer les performances. Des études sur la détection des défauts ont été menées, mais elles se focalisent principalement sur les défauts de délaminage à l'interface acier-béton (les plus faciles à détecter, car les plus proches des plaques).

La problématique des conséquences mécaniques des défauts dans les structures SCS est peu explorée dans la littérature scientifique. A nouveau, les études appliquées sur SCS concernent principalement des défauts de délaminages, pour comprendre les influences sur le flambement ou le voilement local des plaques. La probabilité d'apparition d'un défaut de bétonnage, les positions les plus probables, ou les façons de les modéliser sont des thèmes peu abordés dans la littérature scientifique. Ainsi, les conséquences mécaniques des défauts dans les SCS constituent une problématique identifiée comme étant un besoin de l'industrie pour répondre à des exigences réglementaires.

Pour la bonne reproduction d'un essai de cisaillement de connecteur, le Chapitre II de ce travail a permis de formuler un modèle à endommagement, régularisé à la fois en traction et en compression. Sa capacité à réduire la dépendance de la solution au maillage initialement constatée sur la simulation d'un essai *pushout* est le fondement indispensable à la mise en œuvre d'études plus détaillées incluant des défauts. Ce modèle est fondé sur des développements passés du modèle de Mazars et sur des développements nouveaux permettant sa régularisation en compression pour obtenir une objectivité vis-à-vis du maillage. En effet, sans régularisation en compression, les modèles classiques appliqués à l'essai de cisaillement de connecteur mènent à la dépendance de la solution vis-à-vis du maillage, et à des résultats de piètre qualité. Une représentation convenable de l'interaction béton-connecteur est essentielle pour le succès des simulations suivantes, car elle assure la transmission des efforts entre acier et béton, et fait donc partie des éléments critiques de la structure.

La démonstration de la performance du nouveau modèle s'appuie sur des cas-tests d'abord élémentaires, puis structurels, de complexité croissante. Une éprouvette entaillée (Desayi, 1977), une poutre en béton armé (Péra, 1973) et la simulation du comportement d'un essai *pushout* à l'échelle d'un connecteur (An & Cederwall, 1996; Shim et al., 2004) sont des cas d'application employés à cette fin. Le modèle développé permet de réduire la dépendance au maillage, voire de l'annuler, suivant les cas-tests et l'existence de chemins de fissuration privilégiés, ce qui démontre sa pertinence pour représenter le béton.

Pour l'essai *pushout*, le modèle est appliqué sur deux exemples expérimentaux représentatifs des connecteurs utilisés dans les structures. Dans les deux cas, l'application du modèle régularisé en compression permet d'empêcher la rupture prématurée du béton autour des connecteurs, en particulier lorsque le maillage est raffiné. La coïncidence de l'effort nécessaire pour atteindre la rupture du goujon avec les efforts expérimentaux est correcte.

Des tests sur la structure, en variant les paramètres de la simulation, permettent d'identifier des hypothèses permettant d'améliorer encore la concordance entre les simulations et les essais expérimentaux, par exemple en introduisant une longueur élastique (ou de propriétés mécaniques

différentes) pour tenir compte de la zone affectée thermiquement par le processus de soudage. Cependant, l'application de ces méthodes requiert un contexte scientifique plus approfondi pour une identification objective des paramètres des modèles de matériau et des distances correspondant à la zone affectée thermiquement, ce qui justifie sa non-application pour les développements suivants.

Avec le Chapitre III, des défauts sont progressivement introduits dans l'essai de cisaillement de connecteur. Il s'agit de comprendre quels emplacements de défauts sont sensibles par rapport aux autres, afin de formuler un ensemble de variables permettant de décrire un défaut. Dans un premier temps, les hypothèses liées à l'élimination de trois quarts du maillage par symétrie sont remises en question. Des défauts sont placés à proximité immédiate des connecteurs, et l'essai complet est modélisé pour comprendre comment la présence d'un défaut affecte les hypothèses de symétrie. Les résultats montrent que la géométrie du *pushout* sépare les connecteurs à tel point que la corrélation entre leurs comportements disparaît complètement, ce qui permet de continuer à utiliser les symétries, même en plaçant des défauts dans le béton.

Dans un deuxième temps, les simulations des essais *pushout* sont modifiées pour prendre en compte l'introduction de groupes de défauts à divers endroits de la dalle de béton. Les résultats montrent une forte insensibilité de la réponse à la présence des défauts, car ceux-ci n'étaient généralement pas assez proches des connecteurs pour se trouver sur le « chemin critique » des contraintes. Cette expression désigne tout chemin incontournable, par lequel les contraintes doivent transiter, car il n'existe aucune alternative. Lorsqu'un défaut affecte un tel chemin, les contraintes ne peuvent exister, ce qui modifie la réponse de la structure.

Enfin, le Chapitre III étend le périmètre de l'étude du connecteur jusqu'à l'échelle structurelle. Une poutre SCS provenant de la littérature est considérée (Sener et al., 2016), et sa réponse est comparée à sa réponse expérimentale. Malgré une rigidité initiale plus importante que la poutre expérimentale, le modèle fournit la bonne force maximale et pour une flèche adéquate. Il fournit une amorce de rupture de la poutre à un instant approprié dans le comportement de la poutre, mais il finit par montrer des limites après la rupture, car les fissures n'arrivent pas à se rejoindre et à désactiver complètement la participation des connecteurs.

Pour prendre en compte les défauts, la simulation de la poutre est tout d'abord soumise au remplacement d'un goujon par un volume de béton, ce qui modéliserait son oubli par une équipe de construction sur chantier. Suivant le goujon qui est affecté par le défaut, les conséquences sont diverses, et sont les plus graves lorsque le connecteur défectueux était situé aux bouts de la poutre, car ceux-ci se révèlent être les plus sollicités. Cela suggère que les connecteurs aux bouts de la poutre devraient être les plus sensibles à l'apparition d'un défaut.

Ensuite, de la même manière que pour les simulations d'essais de cisaillement de connecteur, des trous sont introduits dans le maillage du béton de la poutre SCS. Les conséquences des trous dans le maillage sont explorées, en les plaçant au hasard, pour comprendre lesquels peuvent favoriser le passage d'une fissure. Cependant, les résultats montrent que les défauts qui ont été testés ne permettent pas de donner de conclusion claire quant aux conséquences des défauts de bétonnage.

Ces problématiques sont en partie traitées dans le Chapitre IV, où des défauts sont introduits dans les maillages selon un plan d'expérience déterminé à l'avance, dans le but d'identifier les coefficients d'un polynôme à partir des résultats des simulations. Les résultats de ce polynôme constituent des surfaces de réponse, qui permettent une estimation rapide et relativement robuste de la quantité d'intérêt choisie. En outre, cette méthode offre la possibilité de comprendre comment les variables interagissent entre elles.

Pour comprendre comment la modélisation des défauts peut modifier les résultats, la méthode est appliquée sur les exemples de *pushout* avec deux formulations différentes pour la prise en compte du défaut, d'une part en insérant des trous dans le maillage, conformément à la méthode du Chapitre III, et d'autre part en appliquant un affaiblissement à des poches dans le béton. La stratégie de méta-modélisation par surfaces de réponse est ensuite utilisée pour réaliser un calcul de fiabilité, en supposant un critère de défaillance fondé sur l'effort transmis par le connecteur affecté par le défaut, lorsque le glissement atteint la valeur où la simulation sans défaut atteint son palier plastique.

Suivant la méthode de modélisation du défaut, les probabilités de défaillance obtenues sont très variables, ce qui suggère que des études supplémentaires, expérimentales comme numériques, sont nécessaires pour déterminer la stratégie optimale pour une modélisation fidèle du défaut. Une caractérisation fidèle des paramètres permettant de représenter un défaut est nécessaire. Par exemple, les variables de position et de taille sont essentielles pour la bonne représentativité des surfaces de réponse.

La méthode de méta-modélisation est adoptée pour la simulation d'une poutre SCS dont le goujon au bout est défectueux. La poutre SCS est identique à celle qui est étudiée dans le Chapitre III (Sener et al., 2016). La formulation des défauts reprend celle qui a été développée sur les essais de cisaillement de connecteur, mais en modifiant les variables qui définissent le défaut pour introduire deux tailles indépendantes. Les résultats montrent que les connecteurs sains reprennent une partie des efforts perdus par le connecteur affecté, ce qui mitige les conséquences mécaniques du défaut. En outre, les pertes d'effort maximal au niveau de l'effort de réaction de la poutre SCS sont relativement faibles, et ne justifient pas l'estimation de la fiabilité de la poutre SCS.

De nouvelles approches pourraient être envisagées, notamment des approches où la variance est prise en compte dans le modèle pour générer des simulations supplémentaires là où la variance est jugée trop importante, ce qui permettrait de diminuer les erreurs liées au modèle. Par exemple, des méthodes utilisant les surfaces de réponse ont été développées pour prendre en compte le fait qu'un expérimentateur peut souhaiter raffiner la formulation du modèle sur les variables jugées importantes (Morris, 2000), et permettent d'augmenter le nombre de points après la première campagne expérimentale (ici, la génération des premières simulations).

Une extension des méthodes développées ici au calcul des conséquences des défauts sur des goujons de tailles diverses permettrait de donner des résultats plus généraux. Il serait par exemple envisageable de fournir des indices d'affaiblissement adimensionnés par la charge à rupture d'un connecteur pour les résultats. La méthode des surfaces de réponse étant capable de prendre un nombre arbitraire de paramètres, le diamètre des connecteurs pourrait en faire partie. Cela aurait cependant pour conséquence l'augmentation du nombre de calculs requis pour l'identification du polynôme, car, en gardant le formalisme développé ici, il serait nécessaire de réaliser 41 calculs si le paramètre de taille de connecteur est ajouté (en excluant les points de réplication). En outre, la visualisation des données serait plus complexe qu'avec 4 paramètres, où les évolutions des surfaces peuvent être représentées en un nombre de diagrammes restreint combinant plusieurs surfaces.

De même, des études prenant en compte la coexistence de plusieurs défauts seraient intéressantes. Leur interaction n'est pas connue jusqu'ici, et des défauts de formes très différentes (défauts d'interface, bulles, ségrégation, …) pourraient coexister, voire avoir des lois d'apparitions dépendantes.

De la même manière, des études sur les conséquences liées aux formes des défauts seraient intéressantes. Par exemple, la littérature scientifique met en évidence que les défauts d'interface sont relativement communs, or ceux-ci sont les plus rapprochés des plans de soudure. Les défauts à abscisse nulle ayant été identifiés comme défauts les plus graves à l'échelle du connecteur, leurs conséquences

pourraient potentiellement être sévères, d'autant plus qu'un délaminage peut toucher plusieurs connecteurs à la fois. Leur forme n'est cependant pas semblable à celles des défauts de ce travail, qui sont ellipsoïdaux. Les délaminages sont vraisemblablement d'épaisseur assez faible, donc leur emprise sur le connecteur est probablement plus faible, ce qui devrait affecter les conséquences mécaniques en positif.

Pour la représentation des nids de granulats, un contexte scientifique plus développé serait intéressant quant à des méthodes permettant de les représenter dans une simulation aux éléments finis. Il serait probablement possible de mailler un réseau de granulats non reliés par de la pâte de ciment, mais ces simulations requerraient une discrétisation importante, au moins au sein du défaut, donc des coûts de simulation importants. De plus, elles seraient très dépendantes de la microstructure adoptée. D'autres méthodes pourraient être employées, par exemple en supprimant des éléments au hasard dans la poche modélisant le défaut, ce qui devrait avoir pour effet son affaiblissement, tout en limitant le nombre de calculs différents nécessaires.

Enfin, de nouvelles approches sont nécessaires pour la simulation de l'acier des connecteurs. En effet, le phénomène encore manquant dans cette thèse est la rupture en cisaillement des connecteurs, qui est identifiée dans (An & Cederwall, 1996; Ollgaard et al., 1971; Shim et al., 2004). Un nouveau modèle fondé sur des modèles ductiles à endommagement pourrait permettre cette amélioration, par exemple le modèle Gurson-Needleman-Tvergaard (Chu & Needleman, 1980; Gurson, 1977; Tvergaard & Needleman, 1984). En particulier, la possibilité de rupture dans l'acier permettrait de représenter plus fidèlement les ruptures en plasticité sous chargement de flexion induite par les défauts sous les connecteurs.

Annexe A : Ajout du plateau de contrainte à f_c et calcul précis de l'énergie de fissuration du modèle Mazars RTC

Dans (Arruda et al., 2022), un plateau au pic de contrainte est ajouté en introduisant le paramètre matériau supplémentaire ε_{c2} décrivant la déformation à la fin du plateau de contrainte. Alors, la loi d'endommagement sur la partie plateau est écrite dans l'équation 57. Il est nécessaire d'ajuster les paramètres k_1, k_2 et ε_{cu} du modèle par l'équation 58. Dans ce cas, le comportement contrainte-déformation ressemble à celui qui est mis en Figure A-1. Le plateau n'est pas considéré dans la partie principale parce que l'identification de ε_{c2} n'est pas claire, et les paramètres ε_{c1} et ε_{c2} semblent généralement être proches, donc l'influence du plateau est minimale.

$$d_c = 1 - \frac{f_c}{E\tilde{\varepsilon}_c}, \text{ si } \varepsilon_{c1} < \kappa_c \leq \varepsilon_{c2} \tag{57}$$

$$k_1 = \frac{f_c}{\varepsilon_{cu} - \varepsilon_{c2}} \quad ; \quad k_2 = f_c + k_1\varepsilon_{c2} \quad ; \quad \varepsilon_{cu} = \frac{2G_{fc}}{hf_c} - (\varepsilon_{c2} - \varepsilon_{c1}) \tag{58}$$

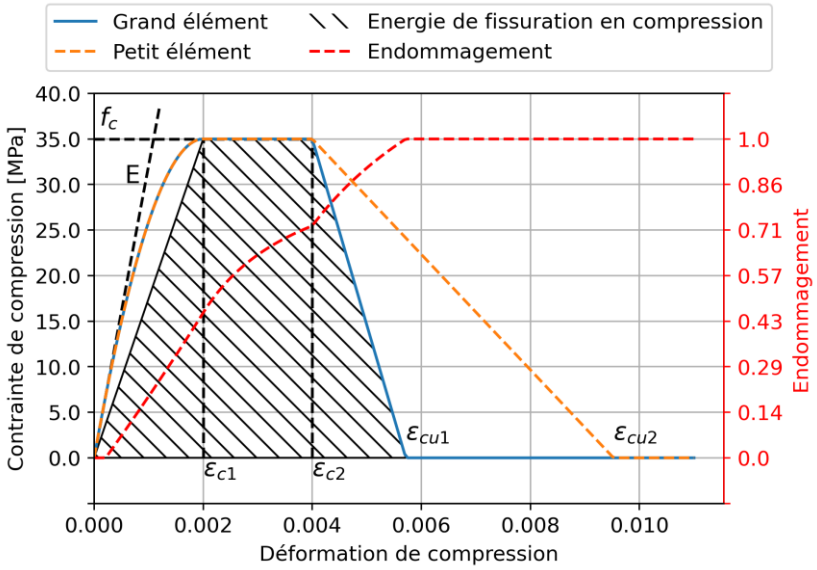


Figure A-1 Comportement en contrainte-déplacement sur le modèle Mazars RTC avec plateau et énergie de fissuration simplifiée (Arruda et al., 2022)

Le calcul de l'énergie de fissuration repose sur l'intégrale du comportement contrainte-déformation. La loi d'endommagement initiale explicitée en équation 34 est complétée par l'ajout du plateau en équation 57 pour rester dans un contexte général. La loi d'endommagement finale est reproduite en équation 59.

$$d_c = \begin{cases} 0, \text{ si } \kappa_c \leq \kappa_{c,seuil} \\ 1 - \dfrac{(k\bar{\kappa}_c - \bar{\kappa}_c^2)}{1 + (k-2)\bar{\varepsilon}_c} \dfrac{f_c}{E\tilde{\varepsilon}_c}, \text{ si } \kappa_c \leq \varepsilon_{c1} \\ 1 - \dfrac{f_c}{E\tilde{\varepsilon}_c}, \text{si } \varepsilon_{c1} < \kappa_c \leq \varepsilon_{c2} \\ 1 + \dfrac{k_1}{E} - \dfrac{k_2}{E\kappa_c}, \text{ si } \varepsilon_{c2} < \kappa_c \leq \varepsilon_{cu} \\ 1, \text{ si } \kappa_c > \varepsilon_{cu} \end{cases} \tag{59}$$

$$\text{où:} \quad \kappa_c = \kappa/\sqrt{2}\nu \quad \text{et} \quad \bar{\kappa}_c = \frac{\kappa_c}{\varepsilon_{c1}}$$

$$\text{Avec plateau : } h_{crit} = \frac{2G_{fc}}{f_c(2\varepsilon_{c2} - \varepsilon_{c1})}$$

Le comportement contrainte-déformation en compression uniaxiale est obtenu en utilisant la relation 8, et en appliquant l'équation 9 pour retrouver la déformation équivalente $\tilde{\varepsilon}$. On obtient un comportement découpé en cinq parties si $\varepsilon_{c1} \neq \varepsilon_{c2}$, qu'il faut intégrer en cinq fois. Puisqu'on est en compression uniaxiale monotone, $\kappa_c = \varepsilon$, et $\bar{\kappa}_c = \varepsilon/\varepsilon_{c1}$.

$$\sigma = \begin{cases} E\varepsilon, \text{ si } \kappa_c \leq \kappa_{c,seuil} \\ 1 - \dfrac{(k\bar{\kappa}_c - \bar{\kappa}_c^2)}{1 + (k-2)\bar{\varepsilon}_c} \dfrac{f_c}{E\tilde{\varepsilon}_c}, \text{ si } \kappa_c \leq \varepsilon_{c1} \\ 1 - \dfrac{f_c}{E\tilde{\varepsilon}_c}, \text{si } \varepsilon_{c1} < \kappa_c \leq \varepsilon_{c2} \\ 1 + \dfrac{k_1}{E} - \dfrac{k_2}{E\kappa_c}, \text{ si } \varepsilon_{c2} < \kappa_c \leq \varepsilon_{cu} \\ 1, \text{ si } \kappa_c > \varepsilon_{cu} \end{cases} \qquad 60$$

$$\text{où:} \quad \kappa_c = \kappa/\sqrt{2}\nu \quad \text{et} \quad \bar{\kappa}_c = \frac{\kappa_c}{\varepsilon_{c1}}$$

L'énergie de fissuration est séparée en cinq parties, comme noté en équation61.

$$G_{fc} = \int_0^{+\infty} \sigma du = hg_{fc1} + hg_{fc2} + hg_{fc3} + hg_{fc4} \qquad 61$$

On se concentre sur l'intégration de la première partie non linéaire du comportement, située entre $\kappa_{c,seuil}$ et ε_{c1}, c'est-à-dire G_{fc2}. La relation entre la contrainte et la déformation est donnée par l'équation 62.

$$\sigma = f_c \frac{\left(k\dfrac{\varepsilon}{\varepsilon_{c1}} - \left(\dfrac{\varepsilon}{\varepsilon_{c1}}\right)^2\right)}{1 + (k-2)\dfrac{\varepsilon}{\varepsilon_{c1}}} \qquad 62$$

L'intégration est débutée à l'équation 63, en effectuant un changement de variable tel que $\bar{\kappa}_c = \varepsilon/\varepsilon_{c1}$.

$$g_{fc2} = f_c \int_{\kappa_{c,seuil}}^{\varepsilon_{c1}} \frac{\left(k\dfrac{\varepsilon}{\varepsilon_{c1}} - \left(\dfrac{\varepsilon}{\varepsilon_{c1}}\right)^2\right)}{1 + (k-2)\dfrac{\varepsilon}{\varepsilon_{c1}}} d\varepsilon = f_c\varepsilon_{c1} \int_{\frac{\kappa_{c,seuil}}{\varepsilon_{c1}}}^{1} \frac{\left(k\bar{\kappa}_c - {\bar{\kappa}_c}^2\right)}{1 + (k-2)\bar{\kappa}_c} d\bar{\kappa}_c \qquad 63$$

Une primitive de l'intégrale de droite est donnée par l'équation 64.

$$F(\bar{\kappa}_c) = \frac{(k-2)\bar{\kappa}_c\left(2k^2 - k(\bar{\kappa}_c + 4) + 2(\bar{\kappa}_c + 1)\right) - 2(k-1)^2 \ln\left((k-2)\bar{\kappa}_c + 1\right)}{2(k-2)^3} \qquad 64$$

Il reste donc à réaliser l'intégration en utilisant l'équation 64, comme fait dans l'équation 65.

$$g_{fc2} = f_c\varepsilon_{c1}[F(\bar{\kappa}_c)]_{\frac{\kappa_{c,seuil}}{\varepsilon_{c1}}}^{1} \qquad 65$$

Les autres parties de l'énergie de fissuration G_{fc1}, G_{fc3}, G_{fc4}, et G_{fc5} sont très faciles à estimer car le comportement contrainte-déformation y est une forme géométrique simple (rectangle, triangle). Leurs formules sont explicitées en équation 66.

$$g_{fc1} = \frac{E\kappa_{c,seuil}^2}{2}$$
$$g_{fc3} = f_c(\varepsilon_{c2} - \varepsilon_{c1}) \quad 66$$
$$g_{fc4} = \frac{f_c(\varepsilon_{cu} - \varepsilon_{c2})}{2}$$

Enfin, la déformation ε_{cu} peut être estimée grâce à l'équation 67.

$$\varepsilon_{cu} = \frac{2}{f_c}\left(\frac{G_{fc}}{h} - g_{fc1} - g_{fc2} - g_{fc3}\right) + \varepsilon_{c2} \quad 67$$

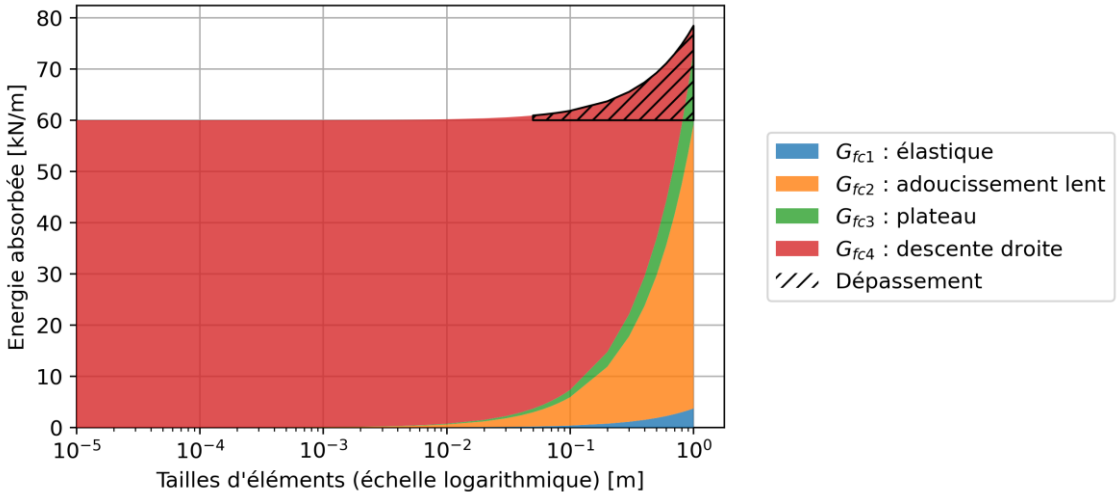


Figure A-2 : Energie réellement absorbée par chaque phase du modèle Mazars RTC avec le calcul de ε_{cu} simplifié

A partir de ces résultats, et en utilisant les paramètres matériau de la Figure II-14, à savoir : $E = 35$ GPa, $G_{ft} = 100$ N/m, $f_t = 3{,}5$ MPa, $\varepsilon_{d0} = 1 \cdot 10^{-4}$, $f_c = 48$ MPa, et $G_{fc} = 60$ kN/m, les énergies sont tracées en Figure A-2 et Figure A-3. Les déformations délimitant le plateau de contrainte sont modifiées pour faire apparaître le plateau avec $\varepsilon_{c1} = 2{,}0 \cdot 10^{-3}$ et $\varepsilon_{c2} = 2{,}3 \cdot 10^{-3}$. Plus la taille de l'élément est importante, plus le comportement pré-pic a de l'importance. Lorsque le calcul de ε_{cu} est simplifié en utilisant les deux triangles pour l'énergie de fissuration (Figure II-13), il est possible de dissiper trop d'énergie pour les éléments supérieurs à environ 10 cm. En deçà de 10 cm (sur cet exemple), l'énergie dissipée est supérieure de moins de 3 %.

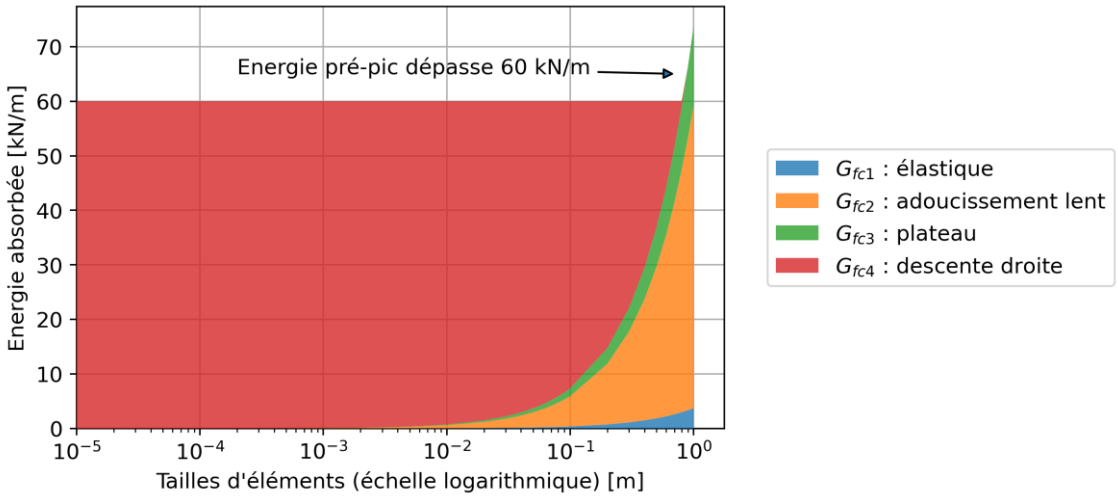


Figure A-3 : Energie réellement absorbée par chaque phase du modèle Mazars RTC avec le calcul intégral de ε_{cu}

Avec le calcul intégral de ε_{cu} en Figure A-3, l'énergie dissipée reste constante, égale à 60 kN/m, sauf lorsque l'énergie pré-pic dépasse 60 kN/m.

Si la partie plateau est exclue du modèle, comme réalisé en équation 34, alors le graphique de la Figure A-3 devient celui de la Figure A-4. La représentation qui est adoptée ici ne fait pas apparaître de dépassement, parce que les éléments sont trop fins pour le faire apparaître. Pour des éléments dépassant h_{crit}, la somme de la partie élastique et de la partie à écrouissage positif dépassera 60 kN/m. La longueur critique peut être calculée en faisant le rapport $h_{crit} = G_{fc}/(g_{fc1} + g_{fc3})$. Avec les paramètres considérés plus haut, la taille critique des éléments prend la valeur $h_{crit} = 1{,}01$ m.

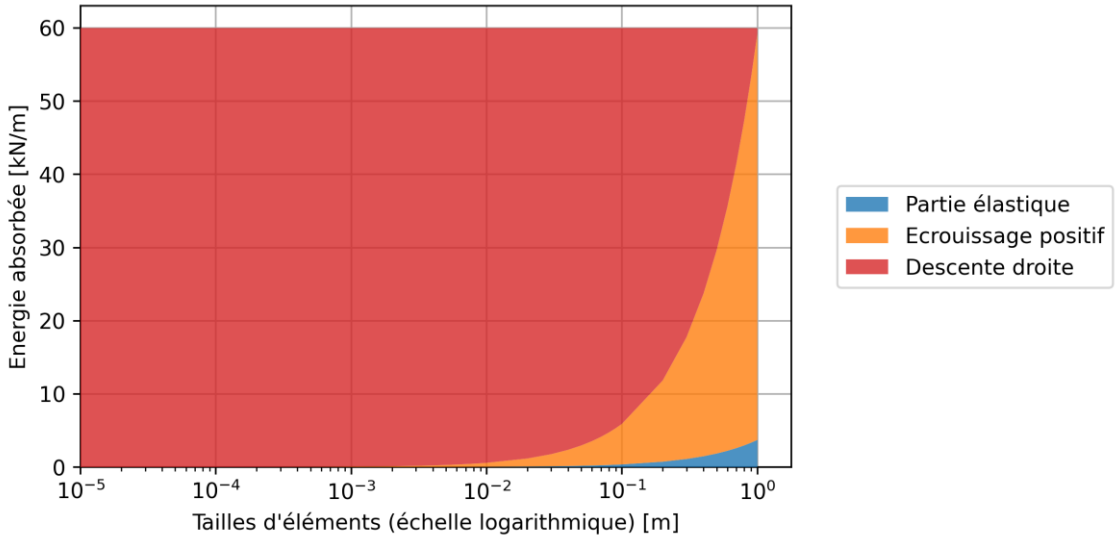


Figure A-4 : Energie consommée par chaque phase du modèle

Table des matières

Remerciements i
Résumé en français ii
Résumé en anglais iii
Sommaire v
Table des figures vi
Liste des tableaux xiii
Introduction 15
Chapitre I : Structures *Steel-Concrete*, état de l'art 19
I.A. Présentation des structures SC, usages dans le monde 19
1. Principe de base 19
a) Un cœur de béton 19
b) Les peaux d'acier 20
c) Rôle de la connexion entre le béton et les plaques 21
d) Avantages vs inconvénients 22
2. Un historique du développement des concepts associés aux SCS 24
a) Les origines : des tunnels immergés 24
b) Des années 1960 à 2000 : apparition du SCS, transition vers une connexion moderne 25
c) Diversifications des usages et des géométries depuis les années 2000 27
I.B. Etudes expérimentales et numériques 30
1. Des études du comportement mécanique des SCS sans défauts 30
a) Des essais de cisaillement de connecteur : le pushout 30
(1) Etudes expérimentales 30
(2) Études numériques 33
b) Des essais sur poutre 36
(1) Système Bi-steel (TM Corus) 36
(2) Connexion mixte tirants-goujons 37
(a) Etudes expérimentales 37
(b) Etudes numériques 39
c) Des essais sur dalle sous impact ou chargement concentré 40
d) Des essais sur mur SCS 42
e) Conclusion sur les études mécaniques sans défauts 43
2. Réponses de la communauté scientifique à la problématique des défauts 44
a) Méthodes de contrôle non destructif 44
b) Effets mécaniques des défauts de bétonnage à plusieurs échelles 45

(1) Effets des défauts sur le comportement du béton 45
(2) Effets structurels 46
(3) Prise en compte des défauts dans les simulations 48
I.C. Conclusion de l'état de l'art 49
Chapitre II : Ars *simulationis*, construction d'un modèle objectif pour la simulation de l'interaction connecteur-béton 53
II.A. Mise en évidence de la dépendance au maillage en compression dans un essai de cisaillement de connecteur 54
1. Modèles de Mazars existants 54
a) Modèle Mazars Original 54
b) Modèle de Mazars RT 56
c) Autres améliorations proposées pour le modèle de Mazars 61
2. Application à l'essai de cisaillement de connecteur 62
II.B. Modification du modèle de Mazars RT vers le modèle Mazars RTC pour la régularisation en compression 66
1. Prise en compte de l'énergie de fissuration en compression 66
2. Passage au modèle de Mazars RTC 68
3. Applications sur des cas-tests élémentaires 70
II.C. Application de la régularisation sur deux cas-tests représentatifs de la rupture structurelle en compression 72
1. Eprouvette entaillée (Desayi, 1977) 72
2. Poutre en béton armé (Péra, 1973) 76
3. Conclusion partielle 79
II.D. Application sur deux essais de cisaillement de connecteur, effet des variables 80
1. Essai pushout (Shim et al., 2004) 80
2. Pushout avec connecteurs courts 84
3. Effets des hypothèses de simulation 86
a) Plasticité des goujons 86
b) Paramétrage de la zone cohésive 89
II.E. Conclusion et perspectives pour des travaux futurs 91
Chapitre III : Développement d'une méthodologie pour la simulation de structures SCS comprenant des défauts déterministes 93
III.A. Introduction déterministe de défauts dans le *pushout* (Shim et al., 2004) 94
1. Effet d'un trou à proximité d'un ou plusieurs goujons, sans prise en compte des symétries 94
2. Effet de trous dans le maillage, sans préférence vis-à-vis des goujons 96
a) Plan milieu entre les goujons 98

b) A proximité du goujon supérieur, par-dessous 99
c) Au-dessus du goujon supérieur 100
3. Conclusion des études sur *pushout* avec défauts 101
III.B. Extension de la méthode de simulation du *pushout* à une poutre SCS de la littérature et introduction de défauts 102
1. Présentation de la poutre et construction de résultats de référence 102
2. Introduction de défauts par retrait de connecteur 107
a) Retrait des goujons 1 ou 2 107
b) Retrait du goujon 3 puis du groupe des goujons 1, 2 et 3 110
c) Retrait des goujons 4, 5, 6 ou 7 113
d) Retrait des goujons 8, 9 ou 10 115
e) Retrait de goujons supérieurs 117
3. Introduction de défauts de type trous dans le maillage 119
4. Retrait d'un goujon sur le maillage « moitié » : effet de la symétrie 121
5. Conclusion des études sur poutre SCS avec défauts 124
III.C. Conclusion : pistes d'amélioration de la méthode 125
Chapitre IV : Vers des études probabilistes des conséquences des défauts sur les structures SCS 127
IV.A. Méthodologie choisie 128
1. Méthode des surfaces de réponse 128
2. Adaptation à l'étude des conséquences des défauts sur le *pushout* 130
a) Prétraitement 130
b) Plan d'expérience 133
c) Simulations, post-traitement 134
d) Identification des coefficients de la surface de réponse 136
e) Analyse de la variance 136
IV.B. Surface de réponse d'un *pushout* défectueux par introduction d'un trou proche des connecteurs 139
1. Des résultats de simulation à la formulation d'une surface de réponse : un exemple sur le *pushout* à connecteurs longs (Shim et al., 2004) 139
2. Surfaces de réponse appliquées à l'essai (An & Cederwall, 1996) 144
3. Analyse de la variance 145
4. Effet de l'abscisse 151
5. Effet de la taille du défaut 156
6. Effet de la distance entre le défaut et le connecteur 158
7. Effet de l'angle du défaut 159
8. Effet de la résistance en compression au sein du défaut 160
9. Conclusion des modélisations par surfaces de réponse 161

IV.C. Application des surfaces de réponse pour une approche probabiliste 162
1. Distributions uniformes 163
2. Distributions non uniformes 166
3. Perspectives 169
IV.D. Extension des surfaces de réponse à la simulation de poutre SCS 171
IV.E. Conclusion 176
Conclusion, perspectives 177
Table des matières 185
Références 189

Références

AISC. (2016). *Specification for Structural Steel Buildings* (American National Standard AISC 360-16; Version 2016). https://www.aisc.org/globalassets/aisc/publications/standards/a360-16-spec-and-commentary.pdf

AISC. (2017). *Design Guide 32 : Modular Steel-Plate Composite Walls for Safety-Related Nuclear Facilities* (DESIGN GUIDES 32). https://www.aisc.org/products/publication/design-guide/design-guide-32-modular-steel-plate-composite-walls-for-safety-related-nuclear-facilities/

Akiyama, H., Sekimoto, H., Fukihara, M., Nakanishi, K., & Hara, K. (1991). *A Compression and Shear Loading Tests of Concrete Filled Steel Bearing Wall*. *H*. http://www.lib.ncsu.edu/resolver/1840.20/23207

Alfarah, B., López-Almansa, F., & Oller, S. (2017). New methodology for calculating damage variables evolution in Plastic Damage Model for RC structures. *Engineering Structures*, *132*, 70-86.

Ambrosio, L., & Tortorelli, V. M. (1990). Approximation of functional depending on jumps by elliptic functional via t-convergence. *Communications on Pure and Applied Mathematics*, *43*(8), 999-1036. https://doi.org/10.1002/cpa.3160430805

An, L., & Cederwall, K. (1996). Push-out tests on studs in high strength and normal strength concrete. *Journal of Constructional Steel Research*, *36*(1), 15-29. https://doi.org/10.1016/0143-974X(94)00036-H

Andrews, F. (2022, avril 29). *Timeframe : When Burj Khalifa was still a construction site*. The National. https://www.thenationalnews.com/weekend/2022/04/29/timeframe-when-burj-khalifa-was-still-a-construction-site/

Anvari, A. T., Bhardwaj, D. S., Wazalwar, P., Student, M. S., & Varma, D. A. H. (2020). *Structural Fire Engineering and Design of Filled Composite Plate Shear Walls (SpeedCore) (CPF Research Grant # 03-18)*. Purdue University.

Anwar Hossain, K. M., & Wright, H. D. (2004a). Behaviour of composite walls under monotonic and cyclic shear loading. *Structural Engineering and Mechanics*, *17*(1), Article 1.

Anwar Hossain, K. M., & Wright, H. D. (2004b). Experimental and theoretical behaviour of composite walling under in-plane shear. *Journal of Constructional Steel Research*, *60*(1), 59-83. https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2003.08.004

Arruda, M. R. T., Pacheco, J., Castro, L. M. S., & Julio, E. (2022). A modified Mazars damage model with energy regularization. *Engineering Fracture Mechanics*, *259*, 1-22.

Asanuma, H., Katamura, R., Miura, S., & Tsuyuki, K. (2006). NON-DESTRUCTIVE TESTING OF CONCRETE BASED ON ANALYSIS OF VELOCITY DISPERSION OF LASER ULTRASONIC. *E-Journal of Nondestructive Testing*, *11*(11). https://www.ndt.net/search/docs.php3?id=4118&msgID=0&rootID=0

Astaneh-Asl, A. (2000). *STEEL PLATE SHEAR WALLS*. 12.

Astaneh-Asl, A. (2001, novembre 7). *Seismic Behavior and Design of Steel Shear Walls*. SEOANC Seminar, San Francisco.

Bažant, Z. P., & Oh, B. H. (1983). Crack band theory for fracture of concrete. *Matériaux et Construction*, *16*, 155-177.

Beckett, A. H. (1948). Some Aspects of the Design of Flexible Bridging, Including « Whale » Floating Roadways. *The Institution of Civil Engineers*, 385-400.

Bécue, P., Chauvel, D., & Mézière, Y. (2009, août 9). *Codification process for the design of a steel liner for the EPR containment Comparison between American and Europeen code*. 20th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology (SMiRT 20), Espoo, Finland.

Bergan, P., Bakken, K., & Thienel, C. (2006, juillet 16). *Sandwich design for large scale marine structures : Computational challenges*. Seventh World Congress on Computational Mechanics, Los Angeles.

Bowerman, H., & Chapman, J. C. (2002). Bi-Steel Steel-Concrete-Steel Sandwich Construction. *Composite Construction in Steel and Concrete IV*, 656-667. https://doi.org/10.1061/40616(281)57

Bowerman, H., Coyle, N., & Chapman, J. C. (2002). An innovative steel/concrete construction system. *Structural Engineer*, *80*, 33-38.

Bowerman, H. G., Gough, M. S., & King, C. M. (1999). *Bi-Steel design and construction guide*.

Bowerman, H., & Pryer, J. (1998). *Advantages of british steel bi-steel in immersed tunnel construction* [Text/html,application/pdf,text/html]. https://doi.org/10.5169/SEALS-59064

Box, G. E. P., & Behnken, D. W. (1960). Some New Three Level Designs for the Study of Quantitative Variables. *Technometrics*, *2*(4), 455-475. https://doi.org/10.2307/1266454

Box, G. E. P., & Hunter, J. S. (1957). Multi-Factor Experimental Designs for Exploring Response Surfaces. *The Annals of Mathematical Statistics*, *28*(1), 195-241. https://doi.org/10.1214/aoms/1177707047

Box, G. E. P., & Wilson, K. B. (1951). On the Experimental Attainment of Optimum Conditions. *Journal of the Royal Statistical Society. Series B (Methodological)*, *13*(1), 1-45.

Brancherie, D., & Ibrahimbegovic, A. (2009). Novel anisotropic continuum-discrete damage model capable of representing localized failure of massive structures : Part I: theoretical formulation and numerical implementation. *Engineering Computations*, *26*(1/2), 100-127.

Brätz, O., & Henkel, K.-M. (2023). Investigations on the microstructure of drawn arc stud welds on structural steels by quantitative metallography. *Welding in the World*, *67*(1), 195-208. https://doi.org/10.1007/s40194-022-01417-y

Bresson, J. (1971). Nouvelles recherches et applications concernant l'utilisation des collages dans les structures. *Annales de l'institut technique du bâtiment et des travaux publics*.

Bresson, J. (1972). RENFORCEMENT PAR COLLAGE D'ARMATURES DU PASSAGE INFERIEUR DU CD 126 SOUS L'AUTOROUTE DU SUD. *ANN. I.T.B.T.P. - SERIE BETON - BETON ARME 122*, *297*, 1-30.

Bucher, C. G., & Bourgund, U. (1990). A fast and efficient response surface approach for structural reliability problems. *Structural Safety*, *7*(1), 57-66. https://doi.org/10.1016/0167-4730(90)90012-E

Buranapunviwat, K., & Sojiphan, K. (2021). Destructive testing and hardness measurement of resistance stud welded joints of ASTM A36 steel. *Materials Today: Proceedings*, *47*, 3565-3569. https://doi.org/10.1016/j.matpr.2021.03.562

Burgan, B. A., & Bingham, S. (2017, août 20). AN INNOVATIVE FORM OF STEEL-CONCRETE (SC) STRUCTURES FOR NUCLEAR POWER PLANT. *Transactions*. SMiRT-24, Busan, Korea.

Burgan, B., Corbin, M., Etienne, D., & Kinderis, T. (2023, octobre 24). *A full-scale steel-concrete (SC) demonstration building (Schedule Project)*. Technological Innovations in Nuclear Civil Engineering, Gif-sur-Yvette.

Burgan, B., Kyprianou, C., Bingham, S., & Waterhouse, S. (2017). A novel steel–concrete composite system for modular nuclear reactors. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Energy*, *170*(2), 80-90. https://doi.org/10.1680/jener.16.00022

Calixte, R. (2021). *Simulation du comportement de structures « steel-concrete-steel » sous chargement mécanique* [These de doctorat, Paris 10]. https://theses.fr/2021PA100094

Calixte, R., Davenne, L., & Jason, L. (2022). Refined and simplified modelling of steel-concrete-steel (SCS) composite beams. In *Computational Modelling of Concrete and Concrete Structures* (p. 332-340). CRC Press.

Calixte, R., Jason, L., & Davenne, L. (2023). Refined and Simplified Simulations for Steel–Concrete–Steel Structures. *Applied Mechanics*, *4*(4), 1078-1099. https://doi.org/10.3390/applmech4040055

Carmeliet, J., & de Borst, R. (1995). Stochastic approaches for damage evolution in standard and non-standard continua. *International Journal of Solids and Structures*, *32*(8), 1149-1160. https://doi.org/10.1016/0020-7683(94)00182-V

Caulfield, J. (2021, avril 17). *Speed Core Wall System Is Used for 2nd Time in San Jose Office Building [200 Park]*. Level 10 Construction. https://www.level10gc.com/news/speed-core-wall-system-is-used-for-2nd-time-in-san-jose-office-building-200-park/

CEA. (2024). *CAST3M* [Esope, Fortran 77; Windows, Linux, Mac]. CEA.

Červenka, J., Červenka, V., & Laserna, S. (2018). On crack band model in finite element analysis of concrete fracture in engineering practice. *Engineering Fracture Mechanics*, *197*, 27-47.

Charkas, H., Johnson, S., & Villalobos, S. (2023, octobre 25). *EPRI research on concrete structures for advanced nuclear reactors*. Technological Innovations in Nuclear Civil Engineering, Gif-sur-Yvette.

Chen, H., Ren, Y., Gan, S., Li, Y., Wang, J., & Nie, X. (2024). Interfacial debonding detection for steel-concrete composite structures part I : Benchmark test and signal calibration of contact and non-contact measurement. *Structures*, *62*, 106123. https://doi.org/10.1016/j.istruc.2024.106123

Chen, H., Xu, B., Mo, Y., & Zhou, T. (2018). Multi-Scale Stress Wave Simulation for Aggregates Segregation Detection of Concrete Core in Circular CFST Coupled with PZT Patches. *Materials (Basel, Switzerland)*, *11*(7), 1223. https://doi.org/10.3390/ma11071223

Chen, H., Xue, J., Gan, S., Wang, J., Li, Y., & Nie, X. (2024). Interfacial debonding detection for steel-concrete composite structures Part II : Scanning Doppler laser-based MASW and microphone combination-based impact-acoustic vibration. *Structures*, *61*, 106124. https://doi.org/10.1016/j.istruc.2024.106124

Cherednichenko, N., & Oleinik, P. (2018). Methods of erection of high-rise buildings. *E3S Web of Conferences*, *33*, 03040. https://doi.org/10.1051/e3sconf/20183303040

China Communications Construction. (2023, décembre 4). *Main section of Shenzhen-Zhongshan Link completed*. https://en.ccccltd.cn/xwzx/ztbd/202312/t20231211_212072.html

Choi, B.-J., Kang, C.-K., & Park, H.-Y. (2014). Strength and behavior of steel plate–concrete wall structures using ordinary and eco-oriented cement concrete under axial compression. *Thin-Walled Structures*, *84*, 313-324. https://doi.org/10.1016/j.tws.2014.07.008

Chu, C. C., & Needleman, A. (1980). Void Nucleation Effects in Biaxially Stretched Sheets. *Journal of Engineering Materials and Technology*, *102*(3), 249-256. https://doi.org/10.1115/1.3224807

Cicekli, U., Voyiadjis, G. Z., & Abu Al-Rub, A. K. (2007). A plasticity and anisotropic damage model for plain concrete. *International Journal of Plasticity*, *23*, 1874-1900.

Clubley, S. K., Moy, S. S. J., & Xiao, R. Y. (2003). Shear strength of steel–concrete–steel composite panels. Part I—testing and numerical modelling. *Journal of Constructional Steel Research*, *59*(6), 781-794. https://doi.org/10.1016/S0143-974X(02)00061-5

COB. (2020). *Rotterdam, Maastunnel*. COB. https://www.cob.nl/over-ondergronds-bouwen/voorbeeldprojecten/rotterdam-maastunnel/

Comité Européen de Normalisation. (2005). *Eurocode 2 : Calcul des structures en béton* (EN 1992). AFNOR.

Comité Européen de Normalisation. (2006). *Eurocode 4 : Calcul des structures mixtes acier-béton* (EN 1994). AFNOR.

Cui, W., Liu, M., Song, H., Guan, W., & Yan, H. (2020). Influence of initial defects on deformation and failure of concrete under uniaxial compression. *Engineering Fracture Mechanics*, *234*, 107106. https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2020.107106

Dai, X. X., & Richard Liew, J. Y. (2010). Fatigue performance of lightweight steel–concrete–steel sandwich systems. *Journal of Constructional Steel Research*, *66*(2), 256-276. https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2009.07.009

Dassault Systèmes. (2001). *ABAQUS standard user's manual* (Version 6.2) [Logiciel].

Dassault Systèmes. (2006). *ABAQUS standard user's manual* (Version 6.6) [Logiciel].

Davenne, L., Saouridis, C., & Piau, J. (1989). Un code de calcul pour la prévision du comportement de structures endommageables en béton, en béton armé, ou en béton de fibres. *Annales de l'institut technique du bâtiment et des travaux publics*, *B267*, 137-156.

Desayi, P. (1977). Fracture of concrete in compression. *Matériaux et constructions*, *10*, 139-144.

Desmorat, R., & Gatuingt, F. (2007). *Introduction of an internal time in nonlocal integral theories*. https://hal.science/hal-00200898

Desmorat, R., Gatuingt, F., & Jirásek, M. (2015). Nonlocal models with damage-dependent interactions motivated by internal time. *Engineering Fracture Mechanics*, *142*, 255-275. https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2015.06.015

Dilena, M., & Morassi, A. (2003). A Damage Analysis of Steel-Concrete Composite Beams Via Dynamic Methods : Part II. Analytical Models and Damage Detection. *Journal of Vibration and Control*, *9*(5), 529-565. https://doi.org/10.1177/1077546303009005003

Directorate-General for Research and Innovation (European Commission), Burgan, B. A., Hoang Tung, V. U., Chryssanthopoulos, M. K., Aggelopoulos, E. S., Lohani, V., Sagaseta, J., Herrmann, N., Fülöp, L., Muller, M., Niepceron, J., Francis, P., Zhao, B., Gallitre, E., & Tuscher, J. L. (2017). *SC for industrial, energy and nuclear construction efficiency (SCIENCE)—Final report*. Publications Office of the European Union. https://data.europa.eu/doi/10.2777/425973

Elrakib, T. M., & Arafa, A. I. (2012). Experimental evaluation of the common defects in the execution of reinforced concrete beams under flexural loading. *HBRC Journal*, *8*(1), 47-57. https://doi.org/10.1016/j.hbrcj.2012.08.006

Eom, T.-S., Park, H.-G., Lee, C.-H., Kim, J.-H., & Chang, I.-H. (2009). Behavior of Double Skin Composite Wall Subjected to In-Plane Cyclic Loading. *Journal of Structural Engineering*, *135*(10), 1239-1249. https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000057

Erarslan, N. (2019). Analysing mixed mode (I–II) fracturing of concrete discs including chevron and straight-through notch cracks. *International Journal of Solids and Structures*, *167*, 79-92. https://doi.org/10.1016/j.ijsolstr.2019.03.005

Etienne, D. (2023, octobre 24). *On-site construction of a full-scale steel-concrete (SC) demonstration building (Schedule project)*. TINCE'23, Gif-sur-Yvette.

Ezekiel, M. (1930). *Methods of correlation analysis* (p. xiv, 427). Wiley. https://www.dbraulibrary.org.in/RareBooks/Methods%20of%20Correlations%20Analysis.pdf

Feenstra, P. H., & De Borst, R. (1996a). A composite plasticity model for concrete. *International Journal of Solids and Structures*, *33*(5), 707-730. https://doi.org/10.1016/0020-7683(95)00060-N

Feenstra, P. H., & De Borst, R. (1996b). A composite plasticity model for concrete. *International Journal of Solids and Structures*, *33*(5), 707-730. https://doi.org/10.1016/0020-7683(95)00060-N

fib. (2012). *Model Code 2010* (Bulletins 55, 56, 65 and 66). Wilhelm Ernst & Sohn.

Fisher, S. R. A. (1934). *Statistical Method For Research Workers*. Oliver And Boyd. http://archive.org/details/in.ernet.dli.2015.205971

Fisher, S. R. A. (1935). *The Design of Experiments*. Oliver and Boyd. https://home.iitk.ac.in/~shalab/anova/DOE-RAF.pdf

Fortmeyer, R. (2021, mai 1). *Rainier Square by NBBJ*. Architectural Record. https://www.architecturalrecord.com/articles/15099-rainier-square-by-nbbj

Foundoukos, N. (2005). *Behaviour and design of steel-concrete-steel sandwich construction* [PhD thesis]. Imperial College of Science, Technology and Medicine.

Froland, B. (2023, janvier 1). *What Is SpeedCore Construction and How Does It Affect Welding? | MillerWelds*. https://www.millerwelds.com/resources/article-library/what-is-speedcore-construction-and-how-does-it-affect-welding

Fülöp, L., Ferreira, M., Tuhti, A., & Rapaport, G. (2022). Assessing the challenges of condition assessment of steel-concrete (SC) composite elements using NDE. *Case Studies in Construction Materials*, *16*, e00887. https://doi.org/10.1016/j.cscm.2022.e00887

Gattesco, N., & Giuriani, E. (1996). Experimental study on stud shear connectors subjected to cyclic loading. *Journal of Constructional Steel Research*, *38*(1), 1-21. https://doi.org/10.1016/0143-974X(96)00007-7

Giry, C., Dufour, F., & Mazars, J. (2011). Stress-based nonlocal damage model. *International Journal of Solids and Structures*, *48*, 3431-3443.

Guo, Y.-T., Nie, X., Tao, M.-X., Qiu, S.-Y., Tang, L., & Fan, J.-S. (2019). Bending Capacity of Steel-Concrete-Steel Composite Structures Considering Local Buckling and Casting Imperfection. *Journal of Structural Engineering*, *145*(10), 04019102. https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0002385

Gurson, A. L. (1977). Continuum Theory of Ductile Rupture by Void Nucleation and Growth : Part I—Yield Criteria and Flow Rules for Porous Ductile Media. *Journal of Engineering Materials and Technology*, *99*(1), 2-15. https://doi.org/10.1115/1.3443401

Gutiérrez, M. A., & de Borst, R. (1999). Numerical analysis of localization using a viscoplastic regularization : Influence of stochastic material defects. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, *44*(12), 1823-1841. https://doi.org/10.1002/(SICI)1097-0207(19990430)44:12<1823::AID-NME564>3.0.CO;2-5

Haidar, K., Dubé, J.-F., & Pijaudier-Cabot, G. (2003). Modelling Crack Propagation in Concrete Structures with a Two Scale Approach. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, *27*(13), 1187-1205. https://doi.org/10.1002/nag.318

Han, C. L., Yang, X. Y., Shen, X. F., Peng, T. S., Cheng, H. F., Zhang, F. G., & Zhang, J. X. (2021). Application of response surface method (RSM) to investigate the effects of process parameters on the microstructure and shear strength of TZM/graphite joints bonded by using spark plasma sintering. *International Journal of Refractory Metals and Hard Materials*, *100*, 105622. https://doi.org/10.1016/j.ijrmhm.2021.105622

Hillerborg, A., Modéer, M., & Petersson, P.-E. (1976). Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements. *Cement and Concrete Research*, *6*, 773-781.

Huang, Z., & Liew, J. Y. R. (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*, *95*, 922-938. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.07.134

Huang, Z., & Liew, J. Y. R. (2016). Steel-concrete-steel sandwich composite structures subjected to extreme loads. *International Journal of Steel Structures*, *16*(4), 1009-1028. https://doi.org/10.1007/s13296-016-0026-7

Huchel, B. (2023, juillet 19). *High-rise structure efficiency, completion time look different thanks to SpeedCore composite modules*. https://www.purdue.edu/newsroom/releases/2023/Q2/high-rise-structure-efficiency-completion-time-look-different-thanks-to-speedcore-composite-modules.html

Hunter, J. D. (2007). Matplotlib : A 2D graphics environment. *Computing in science & Engineering*, *9*, 90-95.

Ingraffea, A. R., & Saouma, V. (1985). Numerical modeling of discrete crack propagation in reinforced and plain concrete. In *Fracture mechanics of concrete : Structural application and numerical calculation* (Springer, Vol. 4, p. 171-225). Springer.

Ismail, Z., Abdul Razak, H., Ibrahim, Z., Rahman, A., & Hin, P. (2001). Detection of defects in reinforced concrete beams using modal data. *Proceedings of the International Modal Analysis Conference - IMAC*, *2*, 1358-1362.

Jansen, D. C., & Shah, S. P. (1997). Effect of Length on Compressive Strain Softening of Concrete. *Journal of Engineering Mechanics*, *123*(1), 25-35. https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(1997)123:1(25)

Ji, X., Jiang, F., & Qian, J. (2013). Seismic behavior of steel tube–double steel plate–concrete composite walls : Experimental tests. *Journal of Constructional Steel Research*, *86*, 17-30. https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2013.03.011

Jirásek, M., & Bauer, M. (2012). Numerical aspects of the crack band approach. *Computers and Structures*, *110-111*, 60-78.

Jirásek, M., & Grassl, P. (2008). Evaluation of directional mesh bias in concrete fracture simulations using continuum damage models. *Engineering Fracture Mechanics*, *75*(8), 1921-1943. https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2007.11.010

Jirásek, M., Rolshoven, S., & Grassl, P. (2004). Size effect on fracture energy induced by non-locality. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, *28*(7-8), 653-670. https://doi.org/10.1002/nag.364

Kachanov, L. (1958). On time to rupture in creep conditions [in Russian]. *AN SSSR, OTN*, *8*, 26-31.

Kalfas, C., Pavlidis, P., & Galoussis, E. (1997). Inelastic behaviour of shear connection by a method based on FEM. *Journal of Constructional Steel Research*, *44*(1), 107-114. https://doi.org/10.1016/S0143-974X(97)00040-0

Kim, S.-H., Choi, K.-T., Park, S.-J., Park, S.-M., & Jung, C.-Y. (2013). Experimental shear resistance evaluation of Y-type perfobond rib shear connector. *Journal of Constructional Steel Research*, *82*, 1-18. https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2012.12.001

Kimura, H., Moritaka, H., & Kojima, I. (2002). *Development of Sandwich-Structure Submerged Tunnel Tube Production Method* (86; p. 86-93). Nippon Steel. https://www.nipponsteel.com/en/tech/report/nsc/pdf/8617.pdf

Kupfer, H., Hilsdorf, H. K., & Rusch, H. (1969). Behavior of concrete under biaxial stresses. *Journal Proceedings*, *66*, 656-666.

Lam, D., & El-Lobody, E. (2005). Behavior of Headed Stud Shear Connectors in Composite Beam. *Journal of Structural Engineering*, *131*(1), 96-107. https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2005)131:1(96)

Leekitwattana, M., Boyd, S. W., & Shenoi, R. A. (2011). Evaluation of the transverse shear stiffness of a steel bi-directional corrugated-strip-core sandwich beam. *Journal of Constructional Steel Research*, *67*(2), 248-254. https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2010.07.010

Lertsrisakulrat, T., Watanabe, K., Matsuo, M., & Niwa, J. (2001). Experimental study on parameters in localization of concrete subjected to compression. *Journal of Materials, Concrete Structures, Pavements, JSCE*, *50*, 309-321.

Liang, Q. Q., Uy, B., Wright, H. D., & Bradford, M. A. (2004). Local Buckling of Steel Plates in Double Skin Composite Panels under Biaxial Compression and Shear. *Journal of Structural Engineering*, *130*(3), 443-451. https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2004)130:3(443)

Liew, J. Y. R., & Sohel, K. M. A. (2009). Lightweight steel–concrete–steel sandwich system with J-hook connectors. *Engineering Structures*, *31*(5), 1166-1178. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2009.01.013

Liew, J. Y. R., & Wang, T. Y. (2011). Novel Steel-Concrete-Steel Sandwich Composite Plates Subject to Impact and Blast Load. *Advances in Structural Engineering*, *14*(4), 673-687. https://doi.org/10.1260/1369-4332.14.4.673

Lin, M., Lin, W., Wang, Q., & Wang, X. (2018). The deployable element, a new closure joint construction method for immersed tunnel. *Tunnelling and Underground Space Technology*, *80*, 290-300. https://doi.org/10.1016/j.tust.2018.07.028

Link, R. A., & Elwi, A. E. (1995). Composite Concrete-Steel Plate Walls : Analysis and Behavior. *Journal of Structural Engineering*, *121*(2), 260-271.

Liu, R., Li, S., Zhang, G., & Jin, W. (2021). Depth detection of void defect in sandwich-structured immersed tunnel using elastic wave and decision tree. *Construction and Building Materials*, *305*, 124756. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.124756

Liu, S.-T., Tong, Z.-Q., Tang, Z.-L., & Zhang, Z.-H. (2014). Design optimization of the S-frame to improve crashworthiness. *Acta Mechanica Sinica*, *30*(4), 589-599. https://doi.org/10.1007/s10409-014-0032-y

Lubliner, J., Oliver, J., Oller, S., & Oñate, E. (1989). A PLASTIC-DAMAGE MODEL FOR CONCRETE. *International Journal of Solids and Structures*, *25*, 299-326.

Maleki, S., & Karimi-Jashni, A. (2020). Optimization of Ni(II) adsorption onto Cloisite Na+ clay using response surface methodology. *Chemosphere*, *246*, 125710. https://doi.org/10.1016/j.chemosphere.2019.125710

Matovu, M. J., Farhidzadeh, A., & Salamone, S. (2016). Damage assessment of steel-plate concrete composite walls by using infrared thermography : A preliminary study. *Journal of Civil Structural Health Monitoring*, *6*(2), 303-313. https://doi.org/10.1007/s13349-016-0169-4

Matsuura, M., Aoyama, M., Hirako, S., & Moriya, K. (2009). Development of Next-generation Boiling Water Reactor. *Hitachi Review*, *58*(2), 53-60.

Mazars, J. (1986). A description of micro- and macroscale damage of concrete structures. *Engineering fracture mechanics*, *25*, 729-737.

Melenk, J. M., & Babuška, I. (1996). The partition of unity finite element method : Basic theory and applications. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, *139*, 289-314.

Mizuno, J., Koshika, N., Morikawa, H., Fukuda, R., & Wakimoto, K. (2005). *Investigation on Impact Resistance of Steel Plate Reinforced Concrete Barriers against Aircraft Impact Part 2 : Simulation Analyses of Scale Model Impact Tests*. 2580-2590. http://www.lib.ncsu.edu/resolver/1840.20/31680

Mizuno, J., Koshika, N., Sawamoto, Y., Yamashita, T., Niwa, N., & Suzuki, A. (2005). *INVESTIGATION ON IMPACT RESISTANCE OF STEEL PLATE REINFORCED CONCRETE BARRIERS AGAINST AIRCRAFT IMPACT PART 1 : TEST PROGRAM AND RESULTS*. 2566-2579.

Mizuno, J., Koshika, N., Tanaka, E., Nishimura, I., Suzuki, A., & Mihara, Y. (2005). *INVESTIGATION ON IMPACT RESISTANCE OF STEEL PLATE REINFORCED CONRETE BARRIERS AGAINST AIRCRAFT IMPACT PART 3 : ANALYSES OF FULL-SCALE AIRCRAFT IMPACT*. 2591-2603.

Mo, J., Uy, B., Li, D., Thai, H.-T., & Tran, H. (2021). A review of the behaviour and design of steel–concrete composite shear walls. *Structures*, *31*, 1230-1253. https://doi.org/10.1016/j.istruc.2021.02.041

Monajemi, H., Mazinani, I., Ong, Z. C., Khoo, S. Y., Kong, K. K., & Karim, R. (2015). Using local stiffness indicator to examine the effect of honeycombs on the flexural stiffness of reinforced concrete beams. *Measurement*, *64*, 157-162. https://doi.org/10.1016/j.measurement.2014.12.051

Montague, P. (1975). A Simple Composite Construction for Cylindrical Shells Subjected to External Pressure. *Journal of Mechanical Engineering Science*, *17*(2), 105-113. https://doi.org/10.1243/JMES_JOUR_1975_017_016_02

Montague, P. (1978). The Experimental Behaviour of Double-Skinned, Composite, Circular Cylindrical Shells under External Pressure. *Journal of Mechanical Engineering Science*, *20*(1), 21-34. https://doi.org/10.1243/JMES_JOUR_1978_020_005_02

Montague, P., & Choo, Y. S. (1981, mai 4). *Double-Skin Construction Of Large Pressure Vessels For Sub-Sea Systems*. Offshore Technology Conference. https://doi.org/10.4043/4106-MS

Morassi, A., & Rocchetto, L. (2003). A Damage Analysis of Steel-Concrete Composite Beams Via Dynamic Methods : Part I. Experimental Results. *Journal of Vibration and Control*, *9*(5), 507-527. https://doi.org/10.1177/1077546303009005002

Morris, M. D. (2000). A Class of Three-Level Experimental Designs for Response Surface Modeling. *Technometrics*, *42*(2), 111-121. https://doi.org/10.2307/1271443

Mosler, J., & Meschke, G. (2004). Embedded crack vs. smeared crack models : A comparison of elementwise discontinuous crack path approaches with emphasis on mesh bias. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, *193*(30), 3351-3375. https://doi.org/10.1016/j.cma.2003.09.022

Nakamura, H., & Higai, T. (2001). Compressive fracture energy and fracture zone length of concrete. In *Modeling of Inelastic Behavior of RC Structures under Seismic Loads* (p. 471-487). ASCE.

Nakamura, H., Nanri, T., Miura, T., & Roy, S. (2018). Experimental investigation of compressive strength and compressive fracture energy of longitudinally cracked concrete. *Cement and Concrete Composites*, *93*, 1-18. https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2018.06.015

Narayanan, R. (1994). *Design Guide for Steel-concrete-steel Sandwich Construction : General Principles and Rules for Basic Elements*. https://www.abebooks.com/9781859420119/Design-Guide-Steel-concrete-steel-Sandwich-Construction-1859420117/plp

Narayanan, R. (1997). *Application guidelines for steel-concrete-steel sandwich construction : 1 : Immersed tube tunnels*. Steel Construction Institute.

Nelson, A. (2021, juillet 12). Concrete Rising to Street Level for 200 Park Avenue, Downtown San Jose. *San Francisco YIMBY*. https://sfyimby.com/2021/07/concrete-rising-to-street-level-for-200-park-avenue-downtown-san-jose.html

Nelson, A. (2022, juin 27). Construction Topped Out, Facade Installation for 200 Park Avenue, Downtown San Jose. *San Francisco YIMBY*. https://sfyimby.com/2022/06/construction-topped-out-facade-installation-for-200-park-avenue-downtown-san-jose.html

Nguyen, H. T., & Kim, S. E. (2009). Finite element modeling of push-out tests for large stud shear connectors. *Journal of Constructional Steel Research*, *65*, 1909-1920.

Nie, J.-G., Hu, H.-S., Fan, J.-S., Tao, M.-X., Li, S.-Y., & Liu, F.-J. (2013). Experimental study on seismic behavior of high-strength concrete filled double-steel-plate composite walls. *Journal of Constructional Steel Research*, *88*, 206-219. https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2013.05.001

Oduyemi, T. O. S., & Wright, H. D. (1989). An experimental investigation into the behaviour of double-skin sandwich beams. *Journal of Constructional Steel Research*, *14*(3), 197-220. https://doi.org/10.1016/0143-974X(89)90073-4

Oliver, J. (1989). A consistent characteristic length for smeared cracking models. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, *28*, 461-474.

Ollgaard, J. G., Slutter, R. G., & Fisher, J. W. (1971). Shear Strength of Stud Connectors in Lightweight and Normal-Weight Concrete. *Engineering Journal*, *8*(2), 55-64. https://doi.org/10.62913/engj.v8i2.160

Omar, W. (1998). *The shear assessment of concrete beams with a honeycombed zone present in the high shear region* [Ph.D., University of Birmingham]. https://etheses.bham.ac.uk/id/eprint/4551/

Otake, Y., Seki, Y., Wakabayashi, Y., Ikeda, Y., Hashiguchi, T., Yoshimura, Y., Sunaga, H., Taketani, A., Mizuta, M., Oshima, Y., Ishida, M., RIKEN Center for Advanced Photonics, RIKEN 2-1 Hirosawa, Wako-shi, Saitama 351-0198, Japan, J-PARC Center, Japan Atomic Energy Agency, Ibaraki, Japan, & Center for Advanced Engineering Structural Assessment and Research, Public Works Research Institute, Ibaraki, Japan. (2017). Research and Development of a Non-Destructive Inspection Technique with a Compact Neutron Source. *Journal of Disaster Research*, *12*(3), 585-592. https://doi.org/10.20965/jdr.2017.p0585

Ozaki, M., Akita, S., Osuga, H., Nakayama, T., & Adachi, N. (2004). Study on steel plate reinforced concrete panels subjected to cyclic in-plane shear. *Nuclear Engineering and Design*, *228*(1), 225-244. https://doi.org/10.1016/j.nucengdes.2003.06.010

Peerlings, R. H. J., Brekelmans, W. a. M., de Borst, R., & Geers, M. G. D. (2000). Gradient-enhanced damage modelling of high-cycle fatigue. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, *49*(12), 1547-1569. https://doi.org/10.1002/1097-0207(20001230)49:12<1547::AID-NME16>3.0.CO;2-D

Peerlings, R. H. J., De Borst, R., Brekelmans, W. a. M., & De Vree, J. H. P. (1996). Gradient Enhanced Damage for Quasi-Brittle Materials. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, *39*(19), 3391-3403. https://doi.org/10.1002/(SICI)1097-0207(19961015)39:19<3391::AID-NME7>3.0.CO;2-D

Peerlings, R. H. J., Geers, M. G. D., de Borst, R., & Brekelmans, W. A. M. (2001). A critical comparison of nonlocal and gradient-enhanced softening continua. *International Journal of Solids and Structures*, *38*(44-45), 7723-7746. https://doi.org/doi.org/10.1016/S0020-7683(01)00087-7

Pelke, E., & Kurrer, K. (2015). *On The Evolution Of Steel-Concrete Composite Construction*. 5th International Congress on Construction History, Chicago, Illinois. https://gesellschaft.bautechnikgeschichte.org/wp-content/uploads/2015/07/pelke.pdf

Péra, J. (1973). *Poutres hyperstatiques en béton armé : Analyse théorique et expérimentale* [PhD thesis]. INSA Lyon.

Pijaudier-Cabot, G., & Bažant, Z. P. (1987). Nonlocal Damage Theory. *Journal of Engineering Mechanics*, *113*, 1512-1533.

Pijaudier-Cabot, G., Mazars, J., & Pulikowski, J. (1991). Steel-concrete bond analysis with nonlocal continuous damage. *Journal of Structural Engineering*, *117*, 862-882.

Plackett, R. L., & Burman, J. P. (1946). The Design of Optimum Multifactorial Experiments. *Biometrika*, *33*(4), 305-325. https://doi.org/10.2307/2332195

Plotly Technologies Inc. (2015). *Collaborative data science* (Version 5.22.0) [Logiciel]. Plotly Technologies Inc. https://plot.ly

Post, N. M. (2017a, septembre 27). *Steel Core System Could Transform Office Tower Construction*. ENR Engineering News-Record. https://www.enr.com/articles/42852-steel-core-system-could-transform-office-tower-construction

Post, N. M. (2017b, décembre 20). *Rainier Square Tower's Composite Steel Frame Called a Game-Changer*. ENR Engineering News-Record. https://www.enr.com/articles/43671-rainier-square-towers-composite-steel-frame-called-a-game-changer

Rashid, Y. R. (1968). Ultimate strength analysis of prestressed concrete pressure vessels. *Nuclear Engineering and Design*, *7*, 334-344.

Richard, B., Ragueneau, F., Cremona, C., & Adelaide, L. (2010). Isotropic continuum damage mechanics for concrete under cyclic loading : Stiffness recovery, inelastic strains and frictional sliding. *Engineering Fracture Mechanics*, *77*(8), 1203-1223. https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2010.02.010

Rokugo, K., & Koyanagi, W. (1992). Role of Compressive Fracture Energy of Concrete on the Failure Behavior of Reinforced Concrete Beams. In *Applications of Fracture Mechanics to Reinforced Concrete*. CRC Press.

Rucka, M. (2018). Failure Monitoring and Condition Assessment of Steel-Concrete Adhesive Connection Using Ultrasonic Waves. *Applied Sciences*, *8*(3), Article 3. https://doi.org/10.3390/app8030320

Rutledge, C. D. (1961). *Investigation and research regarding the adhesive qualities of epoxy resins in architectural construction* [Master's thesis]. College of Architecture and Design, Kansas State University.

Schulz, T. L. (2006). Westinghouse AP1000 advanced passive plant. *Nuclear Engineering and Design*, *236*(14), 1547-1557. https://doi.org/10.1016/j.nucengdes.2006.03.049

Seki, Y., Taketani, A., Hashiguchi, T., Wang, S., Mizuta, M., Wakabayashi, Y., Otake, Y., Yamagata, Y., Baba, H., Kino, K., Hirota, K., & Tanaka, S. (2017). Fast neutron transmission imaging of the interior of large-scale concrete structures using a newly developed pixel-type detector. *Nuclear Instruments and Methods in Physics Research Section A: Accelerators, Spectrometers, Detectors and Associated Equipment*, *870*, 148-155. https://doi.org/10.1016/j.nima.2017.07.022

Sener, K. C., Varma, A. H., & Ayhan, D. (2015). Steel-plate composite (SC) walls : Out-of-plane flexural behavior, database, and design. *Journal of Constructional Steel Research*, *108*, 46-59. https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2015.02.002

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*, *127*, 495-509. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.08.053

Seo, J., Varma, A. H., Sener, K., & Ayhan, D. (2016). Steel-plate composite (SC) walls : In-plane shear behavior, database, and design. *Journal of Constructional Steel Research*, *119*, 202-215. https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2015.12.013

Sharba, A. A. K., Hason, M. M., Hanoon, A. N., Qader, D. N., Amran, M., Abdulhameed, A. A., & Al Zand, A. W. (2022). Push-out test of waste sawdust-based steel-concrete – Steel composite sections : Experimental and environmental study. *Case Studies in Construction Materials*, *17*, e01570. https://doi.org/10.1016/j.cscm.2022.e01570

Shim, C.-S., Lee, P.-G., & Yoon, T.-Y. (2004). Static behavior of large stud shear connectors. *Engineering Structures*, *26*(12), 1853-1860. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2004.07.011

Shukry, M. E. S., & Goode, C. D. (1990). Punching Shear Strength of Composite Construction. *Structural Journal*, *87*(1), 12-22.

Smith, K. (2003, avril 8). *No picnic for the sandwich*. Building. https://www.building.co.uk/no-picnic-for-the-sandwich/1026975.article

Sohel, K. M. A., & Liew, J. Y. R. (2014). Behavior of steel–concrete–steel sandwich slabs subject to impact load. *Journal of Constructional Steel Research*, *100*, 163-175. https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2014.04.018

Sohel, K. M. A., Liew, J. Y. R., Alwis, W. a. M., & Paramasivam, P. (2003). Experimental investigation of low-velocity impact characteristics of steel-concrete-steel sandwich beams. *Steel and Composite Structures*, *3*(4), Article 4.

Sohel, K. M. A., Richard Liew, J. Y., Yan, J. B., Zhang, M. H., & Chia, K. S. (2012). Behavior of Steel–Concrete–Steel sandwich structures with lightweight cement composite and novel shear connectors. *Composite Structures*, *94*(12), 3500-3509. https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2012.05.023

Solomon, S. K. (1975). *Steel-concrete-steel sandwich beams* (BRU/IR2; p. 33). University of Dundee, Civil Engineering Department.

Solomon, S. K., Smith, D. W., & Cusens, A. R. (1976). Flexural tests of steel-concrete-steel sandwiches. *Magazine of Concrete Research*, *28*(94), 13-20. https://doi.org/10.1680/macr.1976.28.94.13

Takeuchi, M., Narikawa, M., Matsuo, I., Hara, K., & Usami, S. (1998). Study on a concrete filled structure for nuclear power plants. *Nuclear Engineering and Design*, *179*(2), 209-223. Scopus. https://doi.org/10.1016/S0029-5493(97)00282-3

Tomlinson, M. J., Tomlinson, A., Li Chapman, M., Jefferson, A. D., & Wright, H. D. (1990). Shell composite construction for shallow draft immersed tube tunnels. In *Immersed tunnel techniques* (p. 209-220). Thomas Telford Publishing. https://doi.org/10.1680/itt.15128.0018

Toyama, M., Shimizu, S., Yoshizu, T., Naito, T., & Otsuka, S. (2009). Next-generation Pressurized Water Reactor (PWR) -Development of Environmentally-friendly, Highly Effective, Economical, and 3S Achievable Autonomic Type Plant-. *Mitsubishi Heavy Industries Technical Review*, *46*(4).

Tusher, J. L., & Hughuet, M. (2023, octobre 24). *Design of a full-scale steel-concrete (SC) demonstration building (Schedule project)*. Technological Innovations in Nuclear Civil Engineering, Gif-sur-Yvette.

Tvergaard, V., & Needleman, A. (1984). Analysis of the cup-cone fracture in a round tensile bar. *Acta Metallurgica*, *32*(1), 157-169. https://doi.org/10.1016/0001-6160(84)90213-X

Usami, S., Akiyama, H., Narikawa, M., Hara, K., Takeuchi, M., & Sasaki, N. (1995). Study on a Concrete Filled Steel Structure for Nuclear Power Plants (Part 2). Compressive Loading Tests on Wall Members. *Mechanics of Concrete, Concrete Structures and other Non-Homogeneous Materials*, 21-26. http://www.lib.ncsu.edu/resolver/1840.20/25518

Varma, A. H., Broberg, M., Shafaei, S., & Ataollah, A. T. (2023). *Design Guide 38 : SpeedCore Systems for Steel Structures*. https://www.aisc.org/Design-Guide-38-SpeedCore-Systems-for-Steel-Structures

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*, *269*, 240-249. https://doi.org/10.1016/j.nucengdes.2013.09.019

Virtanen, P., Gommers, R., Oliphant, T. E., Haberland, M., Reddy, T., Cournapeau, D., Burovski, E., Peterson, P., Weckesser, W., Bright, J., van der Walt, S. J., Brett, M., Wilson, J., Millman, K. J., Mayorov, N., Nelson, A. R. J., Jones, E., Kern, R., Larson, E., … SciPy 1.0 Contributors. (2020). SciPy 1.0 : Fundamental Algorithms for Scientific Computing in Python. *Nature Methods*, *17*, 261-272. https://doi.org/10.1038/s41592-019-0686-2

Wang, H., Wang, C., You, Z., Yang, X., & Huang, Z. (2018). Characterising the asphalt concrete fracture performance from X-ray CT Imaging and finite element modelling. *International Journal of Pavement Engineering*, *19*(3), 307-318. https://doi.org/10.1080/10298436.2017.1347440

Wang, T., & Yan, J.-B. (2020). Developments of steel-concrete-steel sandwich composite structures with novel EC connectors : Members. *Journal of Constructional Steel Research*, *175*, 106335. https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2020.106335

Wang, Y., Feng, Z., Ren, F., Lim, Y. C., Chen, J., & Jawad, M. (2016). *Steel-Concrete Composite Vessel for Stationary High-Pressure Hydrogen Storage*. *1A: Codes and Standards*, 6. https://doi.org/10.1115/PVP2016-63371

Westinghouse. (2011, juin 13). *Design Control Document for the AP1000*. https://www.nrc.gov/reactors/new-reactors/large-lwr/design-cert/ap1000.html

Wright, H. D., Oduyemi, T. O. S., & Evans, H. R. (1991a). The design of double skin composite elements. *Journal of Constructional Steel Research*, *19*(2), 111-132. https://doi.org/10.1016/0143-974X(91)90037-2

Wright, H. D., Oduyemi, T. O. S., & Evans, H. R. (1991b). The experimental behaviour of double skin composite elements. *Journal of Constructional Steel Research*, *19*(2), 97-110. https://doi.org/10.1016/0143-974X(91)90036-Z

Xi, G., & Geng, Q. (2021). Research and Application of Neutron Detection Technology in Inspection of Void Defects in Turbine Runner Chamber. *Journal of Physics: Conference Series*, *2133*(1), 012027. https://doi.org/10.1088/1742-6596/2133/1/012027

Xie, M., Foundoukos, N., & Chapman, J. C. (2007). Static tests on steel–concrete–steel sandwich beams. *Journal of Constructional Steel Research*, *63*(6), 735-750. https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2006.08.001

Xing, Y., Han, Q., Xu, J., Guo, Q., & Wang, Y. (2016). Experimental and numerical study on static behavior of elastic concrete-steel composite beams. *Journal of Constructional Steel Research*, *123*, 79-92. https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2016.04.023

Xu, X., & Liu, Y. (2019). Analytical prediction of the deformation behavior of headed studs in monotonic push-out tests. *Advances in Structural Engineering*, *22*(7), 1711-1726. https://doi.org/10.1177/1369433218821750

Yan, J., Liew, J. Y. R., Sohel, K. M. A., & Zhang, M. H. (2014). Push-out tests on J-hook connectors in steel–concrete–steel sandwich structure. *Materials and Structures*, *47*(10), 1693-1714. https://doi.org/10.1617/s11527-013-0145-y

Yan, J.-B. (2012). *ULTIMATE STRENGTH BEHAVIOR OF STEELCONCRETE-STEEL SANDWICH COMPOSITE BEAMS AND SHELLS* [Ph.D., National University of Singapore]. https://core.ac.uk/download/pdf/48657018.pdf

Yan, J.-B. (2015). Finite element analysis on steel–concrete–steel sandwich beams. *Materials and Structures*, *48*, 1645-1667. https://doi.org/10.1617/s11527-014-0261-3

Yan, J.-B., Geng, Y., Luo, Y., Zhao, B., & Wang, T. (2022). Double skin composite beams at Arctic low temperatures : Numerical and analytical studies. *Journal of Constructional Steel Research*, *193*, 107286. https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2022.107286

Yan, J.-B., & Liew, J. Y. R. (2016). Design and behavior of steel–concrete–steel sandwich plates subject to concentrated loads. *Composite Structures*, *150*, 139-152. https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2016.05.004

Yan, J.-B., Liew, J. Y. R., Zhang, M.-H., & Sohel, K. M. A. (2015). Experimental and analytical study on ultimate strength behavior of steel–concrete–steel sandwich composite beam structures. *Materials and Structures*, *48*(5), 1523-1544. https://doi.org/10.1617/s11527-014-0252-4

Yan, J.-B., Liu, X.-M., Liew, J. Y. R., Qian, X., & Zhang, M.-H. (2016). Steel–concrete–steel sandwich system in Arctic offshore structure : Materials, experiments, and design. *Materials & Design*, *91*, 111-121. https://doi.org/10.1016/j.matdes.2015.11.084

Yan, J.-B., Richard Liew, J. Y., Qian, X., & Wang, J.-Y. (2015). Ultimate strength behavior of curved steel–concrete–steel sandwich composite beams. *Journal of Constructional Steel Research*, *115*, 316-328. https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2015.08.043

Yan, J.-B., Wang, J.-Y., Liew, J. Y. R., Qian, X., & Li, Z.-X. (2016). Punching shear behavior of steel–concrete–steel sandwich composite plate under patch loads. *Journal of Constructional Steel Research*, *121*, 50-64. https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2016.01.016

Yang, Y., Liu, J., & Fan, J. (2016). Buckling behavior of double-skin composite walls : An experimental and modeling study. *Journal of Constructional Steel Research*, *121*, 126-135. https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2016.01.019

Yang, Y., Wu, B., Xu, L.-Y., Yao, Y.-P., Zhang, D., & Zhao, C. (2022). Experimental study on the buckling behavior of double steel plate concrete composite slabs with stiffening ribs and tie plates. *Engineering Structures*, *255*, 113895. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2022.113895

Yousefi, M., & Ghalehnovi, M. (2017). Push-out test on the one end welded corrugated-strip connectors in steel-concrete-steel sandwich structure. *Steel and Composite Structures*, *24*(1), Article 1.

Yousefi, M., & Ghalehnovi, M. (2018). Finite element model for interlayer behavior of double skin steel-concrete-steel sandwich structure with corrugated-strip shear connectors. *Steel and Composite Structures*, *27*(1), Article 1. https://doi.org/10.12989/scs.2018.27.1.123

Zhang, K., Seo, J., & Varma, A. H. (2020). Steel-Plate Composite Walls : Local Buckling and Design for Axial Compression. *Journal of Structural Engineering*, *146*(4), 04020044. https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0002545

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*, *269*, 231-239. https://doi.org/10.1016/j.nucengdes.2013.08.035