

École polytechnique de Louvain

Développement d'un connecteur pour plancher mixte bois-béton

Preuve du concept

Auteur: **Antoine RAYNAL** et **Julien DE SURAÏ**
Promoteur: **Catherine DONEUX, Pierre LATTEUR**
Lecteurs: **Bertrand DUBOIS, Julien GENO, Robin MEURICE**
Année académique 2019–2020
Master [120] : ingénieur civil des constructions

Remerciements

La réalisation de ce mémoire a été grandement facilitée par une série de personnes nous ayant offert leur temps, leurs services et leurs avis éclairés.

Nous souhaitons remercier :

Catherine Doneux, notre promotrice, pour ses conseils et son temps précieux qu'elle nous a offert tout au long de la réalisation de ce travail ainsi que pour ses conseils avisés.

Julien Geno pour l'aide qu'il a apporté à la vérification de nos méthodes de calculs. Et merci à l'entreprise dans laquelle il travaille, IMAX Pro, qui nous a fourni le bois ayant servi à la réalisation des tests en laboratoire.

Bertrand Dubois pour son avis et les documents utiles transmis par ses soins.

Quentin Mestrez sans qui nous n'aurions pas pu réaliser nos tests en laboratoire.

Antoine Bietlot pour l'aide qu'il nous a apporté dans l'utilisation du matériel de laboratoire.

Stéphane Gorski pour avoir donné de son temps afin de déterminer la résistance du béton que nous avons utilisé en laboratoire.

Annick Van Elder sans qui nous n'aurions pas toujours pu atteindre le LEMSC à temps.

Nos proches, nos familles nous ayant soutenu dans les moments plus difficiles et nous ayant donné du courage pour terminer ce travail.

Abstract

Pour fonctionner, un plancher mixte bois-béton nécessite l'utilisation d'un connecteur réalisant la liaison entre les 2 matériaux.

Ce connecteur se doit d'offrir une rigidité suffisante au plancher pour que ce dernier puisse fonctionner efficacement.

Pour y parvenir, la connexion doit reprendre le cisaillement présent à l'interface entre les 2 matériaux. La reprise de cet effort peut engendrer différents modes de rupture dans le plancher dont certains sont à favoriser grâce à leurs caractères plus ductiles.

L'objectif de ce travail est de synthétiser les modes de rupture étant susceptibles de faire leur apparition dans un plancher mixte bois-béton, de décrire les méthodes permettant de dimensionner ce type de plancher ainsi que de réaliser 3 connecteurs faisant l'objet de tests en laboratoire.

Les tests réalisés sont des essais de cisaillement purs permettant l'obtention des modules de glissement et forces résistantes maximales des 3 connecteurs développés.

Les résultats obtenus montrent qu'un plancher mixte peut résister à des efforts de cisaillement dépassant les 350 kN par connecteur et que l'adhérence bois-béton joue un rôle non-négligeable dans cette résistance.

Table des matières

1	Introduction	1
2	Etat de l'art	3
2.1	Le plancher mixte	3
2.1.1	Description	3
2.1.2	Principe de fonctionnement	3
2.1.3	Ajustement	6
2.1.4	Intérêts	7
2.2	Les connecteurs	8
2.2.1	Description et principe de fonctionnement	8
2.2.2	La méthode Gamma	9
2.2.3	Types de connecteurs existants	10
2.2.3.1	Plancher collaborant SBB - Système bois-béton	11
2.2.3.2	Tecnaria®	13
2.2.3.3	Système SFS VB	14
2.2.3.4	Système Holz-Beton-Verbunddecke (HBV)	16
2.2.3.5	Sylvabat	17
2.2.3.6	D-Dalle®	19
2.2.3.7	Connexion par entailles	20
2.3	Robot-compatibilité	23

2.3.1	Présentation de IMAX Pro	23
2.3.2	Solution robot-compatible	24
3	Modes de ruine	25
3.1	Rupture par compression parallèle aux fibres dans le bois	27
3.2	Rupture par arrachement du bois	30
3.3	Rupture combinée par flexion-traction du bois	32
3.4	Rupture par cisaillement (+ traction) du béton	35
3.5	Rupture par compression du béton en haut de la section	36
3.6	Rupture par flexion-cisaillement dans le béton	37
3.7	Ouverture de fentes	38
3.8	Influence des goujons	40
4	Modèle et calculs	43
4.1	Introduction	43
4.2	Base du modèle : La méthode Gamma	43
4.2.1	Introduction	43
4.2.2	Fonctionnement de la méthode	44
4.2.2.1	Hypothèses	44
4.2.2.2	Paramètre γ	45
4.2.2.3	Caractéristiques géométriques	46
4.2.2.4	La rigidité flexionnelle effective	47
4.2.2.5	Calcul des contraintes dans la section	47
4.3	Vérification du critère de flèche	48

4.3.1	Flèche à court terme	48
4.3.2	Flèche à long terme	49
4.4	Modèle bielle-tirant	50
4.5	Emplacement des connecteurs	51
4.6	Méthodes de calcul de la force de compression dans la rainure	53
4.6.1	Méthode analytique classique	53
4.6.2	Méthode basée sur la rigidité flexionnelle	55
4.7	Les 3 configurations développées	57
4.7.1	Premier modèle : l'entaille	57
4.7.2	Deuxième modèle : l'entaille avec goujons	58
4.7.3	Troisième modèle : l'entaille avec béton fibré	62
4.8	Configuration supplémentaire : connecteur HBV	68
5	Partie expérimentale	69
5.1	Description Push-out test	69
5.2	Dimensionnement des éprouvettes	70
5.2.1	Disposition des matériaux des éprouvettes	70
5.2.2	Dimensionnement des éprouvettes	72
5.2.3	Plans des éprouvettes	74
5.3	Réalisation des éprouvettes	75
5.4	Apareillage	80
5.4.1	Vérin hydraulique	80
5.4.2	Capteur LVDT	80

5.4.3	Digital Image Correlation	81
5.4.4	Caméra	82
5.5	Protocole des essais	82
5.5.1	Mode opératoire de chargement	82
5.5.1.1	Estimation de la charge maximale	82
5.5.1.2	Application de la charge	85
5.5.2	Mesure du glissement et module de glissement	86
5.6	Digital Image Correlation : utilisation et fonctionnement	88
5.6.1	Description	88
5.6.2	Fonctionnement	88
5.6.2.1	Réalisation du mouchetis	89
5.6.2.2	Grille de calibration	90
5.7	Résultats expérimentaux et analyse	91
5.7.1	Détermination du module de glissement et de la résistance	92
5.7.1.1	Eprouvette avec entaille, sans goujon et béton non-fibré	93
5.7.1.2	Eprouvette avec entaille, goujon et béton non-fibré	97
5.7.1.3	Eprouvette avec entaille, sans goujon et béton fibré	98
5.7.1.4	Eprouvette avec connecteurs HBV	100
5.7.1.5	Tableau récapitulatif	104
5.7.2	Résultats de la DIC	104
5.7.2.1	Eprouvette avec entaille, sans goujon et béton non-fibré	104

5.7.2.2	Eprouvette avec entaille, goujons et béton non fibré	106
5.7.2.3	Eprouvette avec entaille, sans goujon et béton fibré	107
5.7.2.4	Eprouvette avec connecteur HBV	108
6	Conclusion	110
6.1	Modes de ruine	110
6.2	Méthodes de calcul des planchers mixtes	110
6.3	Essais expérimentaux et résultats	111
6.4	Perspectives futures	112
7	Annexes	120
7.1	Annexe 1 : Calcul des contraintes par la méthode Gamma	120
7.1.1	Géométrie du plancher	120
7.1.2	Approximation de la section semi-circulaire du billon en section rectangulaire	120
7.1.3	Charges	120
7.1.4	Calcul des efforts internes	121
7.1.5	Application de la méthode Gamma	122
7.1.6	Calcul des contraintes normales dans la section de béton	124
7.2	Annexe 2 : Vérification du critère de flèche	124
7.2.1	Flèche à court terme	124
7.2.2	Flèche à long terme	125
7.3	Emplacement des connecteurs	128
7.4	Calcul de l'effort rasant	129

7.4.1	Méthode analytique traditionnelle	129
7.4.1.1	Calcul des contraintes normales	129
7.4.1.2	Calcul de l'effort rasant	130
7.4.2	Méthode basée sur la rigidité flexionnelle effective	132
7.5	Estimation des efforts maximaux des push-out tests	133
7.5.1	Test 1 : entaille avec béton classique sans goujon	133
7.5.2	Test 2 : entaille avec béton classique et goujons	134
7.5.3	Test 3 : entaille avec béton fibré sans goujon	136
7.5.4	Test 4 : HBV	136

Chapitre 1

Introduction

Notre société est à l'aube d'une crise climatique sans précédent. L'humanité s'apprête à réaliser une transition vers une société plus écologique, moins consommatrice, plus saine. Notre façon de faire dans tous les domaines technologiques dans lesquels nous nous sommes spécialisés doit être repensée afin de répondre à l'enjeu climatique. Le domaine de la construction n'en est pas exempté car à lui seul il représentait 40 % des émissions de CO_2 en 2017 [17], il est donc de la responsabilité des ingénieurs de trouver des solutions. C'est dans ce contexte que s'inscrit ce mémoire.

Le développement d'un plancher mixte bois-béton pourrait être une solution. L'utilisation du bois dans un plancher mixte vise à améliorer ses performances, mais également à réduire la quantité de béton nécessaire. Ce dernier point est crucial étant donné que le béton est une véritable calamité du point de vue environnemental. En effet, la production de béton nécessite de grandes quantités de sable, de gravier, de ciment et d'eau. Le sable est puisé sur les plages, au fond des cours d'eau ou dans les fonds marins déstabilisant ainsi les écosystèmes. De plus, le ciment est gourmand en électricité et en fioul, or nous traversons une période où l'économie d'énergie devrait être notre obsession.

Le bois quant à lui fait partie des matériaux les plus écologiques utilisés dans la construction. Que ce soit en terme de consommation d'énergie ou d'eau, d'isolation, de biodégradabilité, d'émission de CO_2 , si le bois est local, il surpasse le béton en termes d'impact positif sur l'écologie.

L'objectif d'un plancher mixte ne réside pas simplement dans l'aspect écologique, il se doit également d'être efficace et rentable. Le défi du plancher mixte est de concurrencer l'hourdis du point de vue résistance et économie.

Pour fonctionner, un plancher mixte ne peut se limiter au coulage d'une dalle de béton sur des solives en bois, un connecteur est nécessaire pour solidariser les 2 matériaux. Il s'agit du sujet de ce mémoire, la recherche d'un connecteur performant pour plancher mixte bois-béton. Bien entendu, de nombreux connecteurs existent

déjà sur le marché, c'est pourquoi nous proposons une approche claire et précise pour comprendre le fonctionnement d'un plancher mixte et des différents types de connecteurs existants mais nous développons également des connecteurs sur lesquels des tests en laboratoire ont été réalisés.

En réponse au questionnement sur la performance, l'avantage qu'offre un plancher mixte est de faire travailler chaque matériau dans son domaine de prédilection et ainsi de pouvoir par exemple franchir de plus grandes portées tout en utilisant une technologie simple et peu énergivore. L'objectif poursuivi dans la réalisation de ce type de plancher est de placer le béton dans la zone du plancher subissant des efforts de compression et le bois dans la zone soumise à la traction. Ainsi le béton peut exploiter son plein potentiel sans devoir reprendre de traction, cette dernière lui étant fatale. Tandis que le bois n'éprouve aucune difficulté à travailler en traction.

Le mémoire se structure en 6 chapitres, le choix de l'ordre d'apparition de ces derniers a été réfléchi pour que le lecteur ne manque jamais d'information pour comprendre un concept.

Ce travail commence par un état de l'art décrivant les connecteurs existants les plus populaires et expliquant le fonctionnement d'un plancher mixte ainsi que du connecteur le constituant.

La lecture se poursuit par un chapitre détaillant tous les modes de ruptures pouvant survenir dans un plancher mixte, et ceci pour différents types de connecteur.

Le troisième chapitre présente les méthodes de calcul utilisées pour dimensionner le connecteur, les innovations que nous avons réalisées ainsi que 3 configurations de connecteur à réaliser pour les essais en laboratoire.

S'en suit le chapitre le plus important de ce travail, celui sur la partie expérimentale. Nous y décrivons les tests effectués, le dimensionnement et la réalisation des éprouvettes, le protocole suivi, le matériel utilisé et le plus essentiel : l'analyse des résultats. Le mémoire s'achève par une conclusion synthétisant l'ensemble de la thèse ainsi que les enseignements tirés des résultats des essais en laboratoire.

Des annexes reprenant tous les calculs réalisés dans le cadre de ce travail sont disponibles en fin de mémoire. Nous y retrouvons les résultats des méthodes de dimensionnement du plancher et des connecteurs ainsi que les valeurs des chargements à appliquer lors des essais en laboratoire.

Chapitre 2

Etat de l'art

2.1 Le plancher mixte

2.1.1 Description

Un plancher mixte bois-béton, aussi appelé « plancher collaborant » est un plancher constitué d'une dalle en béton liée mécaniquement à des poutres en bois. Le principe d'un tel plancher est de faire travailler le béton en compression et le bois en traction grâce à la mise en place de connecteurs à l'interface des deux matériaux.

La structure composite est composée d'une partie inférieure porteuse en bois, sur laquelle sont fixés des dispositifs de connexion tels que des vis, tire-fonds et autres éléments plus complexes.

2.1.2 Principe de fonctionnement

Un plancher mixte étant composé de 2 couches de matériaux, il y a une section supérieure et une section inférieure. Une structure subissant une charge uniformément répartie sur sa longueur fléchit. Sa surface supérieure entre alors en compression et la surface inférieure en traction.

Si le plancher est composé de 2 couches de matériaux, chacune de ces couches verra apparaître de la compression sur sa surface supérieure et de la traction sur sa surface inférieure. Dire que ces contraintes ne s'appliquent qu'en surface est un raccourci, en réalité la compression s'applique sur une certaine hauteur de la couche de matériau, il en est de même pour la traction.

L'objectif poursuivi est que le matériau de la section supérieure soit uniquement sujet à de la compression et celui de la section inférieure uniquement à de la traction. Ceci dans le but que du béton soit placé en couche supérieure pour reprendre la compression et du bois en couche inférieure pour reprendre la traction. En effet ces matériaux travailleront alors dans leur domaine de prédilection car le béton

est conçu pour résister en compression mais pas en traction et le bois résiste à la traction bien mieux que le béton.

Cependant, un problème persiste : si les 2 sections ne sont pas correctement liaisonnées, une contrainte de compression ainsi qu'une contrainte de traction apparaissent dans chaque section. Or, l'objectif est de n'avoir que de la compression dans la section supérieure et de la traction dans la section inférieure.

L'idéal serait que les 2 couches soient si efficacement liaisonnées que nous puissions les considérer comme une seule et même couche afin qu'il n'y ait de la compression que sur la partie supérieure de la couche et de la traction que sur la partie inférieure.

Les figures 2.1 et 2.2 illustrent les situations dans le cas où les sections sont non liaisonnées et dans le cas où elles sont parfaitement liaisonnées.

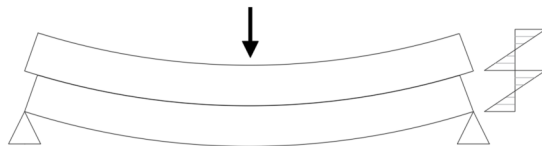


Figure 2.1 – Distribution des contraintes dans un plancher à sections non liaisonnées

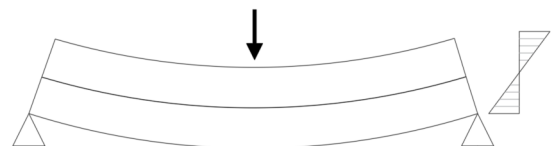


Figure 2.2 – Distribution des contraintes dans un plancher à sections parfaitement liaisonnées

Toute la problématique du plancher mixte se trouve dans la recherche d'une connexion permettant de considérer le plancher comme une unique section.

C'est ici qu'interviennent les connecteurs. Afin de rigidifier la liaison entre les 2 matériaux pour les rendre les plus solidaires possibles, un connecteur est placé à l'interface des 2 matériaux.

Le degré de liaison de la section sera défini par la rigidité de la connexion bois-béton, autrement dit par la rigidité des connecteurs et sera appelé « degré de connexion ». Les connecteurs occupent donc une place centrale dans le développement d'un plancher mixte performant.

Afin que la connexion soit suffisamment rigide pour obtenir une section solidaire, les connecteurs doivent contrecarrer différents phénomènes se déroulant à l'interface bois-béton. Parmi ces phénomènes, on retient les deux plus importants : le glissement et le décollement. Pour ce faire, il est nécessaire qu'ils soient assez rigides et résistants pour reprendre les efforts de cisaillement et de traction engendrés.

- Décollement

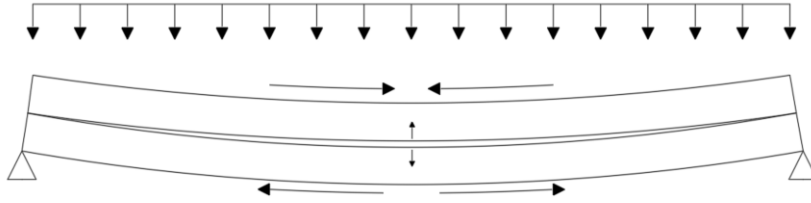


Figure 2.3 – Représentation du décollement dans un plancher à sections liaisonsées

- Glissement

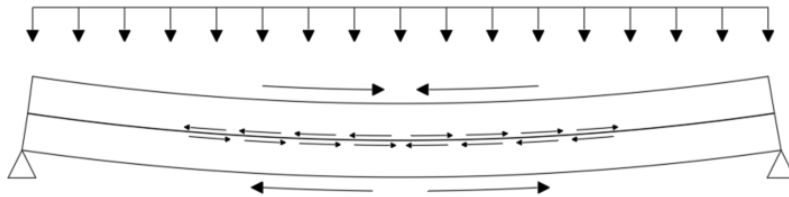


Figure 2.4 – Représentation du flux de cisaillement provoquant le glissement dans un plancher à sections liaisonsées

Deux types d'assemblage existent : Les assemblages métalliques et les assemblages par entailles dans le bois. Ces deux types de connecteurs ainsi que d'autres existants sont décrits dans la section 2.2.

Afin de mieux se rendre compte de l'utilité des connecteur, voici une comparaison des contraintes et de la flèche dans une poutre fléchie à sections non liaisonsées et dans une poutre fléchie à sections parfaitement liaisonsées via des connecteurs.

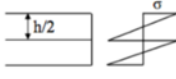
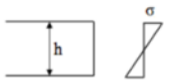
Cas	Distribution des contraintes	Contraintes	Flèche
Connexion nulle		$\sigma = \frac{\frac{M}{2} \times \frac{h}{4}}{b \times \left(\frac{h}{2}\right)^3} = \frac{12M}{b \times h^2}$	$f = \frac{\frac{qL}{2} \times L^3}{48E \times \frac{b \times \left(\frac{h}{2}\right)^3}{12}} = \frac{qL^4}{Ebh^3}$
Connexion parfaite		$\sigma = \frac{M \times \frac{h}{2}}{b \times h^3} = \frac{6M}{b \times h^2}$	$f = \frac{qL \times L^3}{48E \times \frac{b \times h^3}{12}} = \frac{qL^4}{4Ebh^3}$
Rapport	/	1/2	1/4

Figure 2.5 – Tableaux reprenant une comparaison selon plusieurs paramètres de poutres à sections non solidarisiées et à sections parfaitement solidarisiées

Ce tableau nous fait observer que les connecteurs permettent diviser par 2 les contraintes normales dans la section. Une liaison totale implique également une réduction de la flèche d'un facteur 4. Il est important de rappeler qu'avoir une section parfaitement solidaire est en pratique impossible car cela implique d'avoir une rigidité de connexion infinie.

2.1.3 Ajustement

Lors de la réalisation de ce mémoire, des essais en laboratoire ont été réalisés pour tester la performance du connecteur développé. La structure du plancher étudié est particulière car la partie en bois n'est pas composée de solives mais de rondins non-traités, nommés billons, mis bout-à-bout. La partie bois du système composite est donc équivalente à un plancher plein.

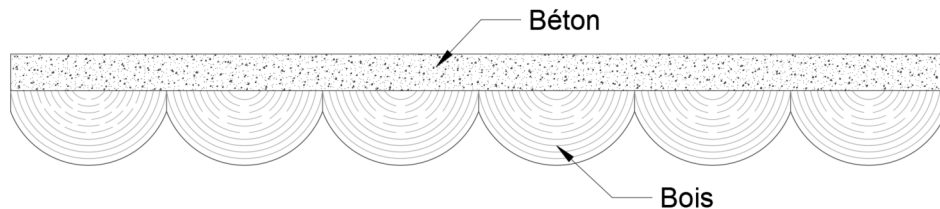


Figure 2.6 – Représentation du plancher réel en coupe transversale

2.1.4 Intérêts

Les planchers mixtes bois-béton sont des alternatives intéressantes aux planchers entièrement faits de bois ou de béton armé pour reprendre des charges importantes et franchir de grandes portées. Ils sont également utiles aux endroits nécessitant une structure plus rigide, ou que des protections acoustiques et incendies sont nécessaires.

Comme l'explique le CSTC ainsi que la thèse de David Yeoh [7], voici une liste des principaux avantages de tels planchers :

- La réduction des ponts thermiques.
- Le plancher mixte dispose d'une plus grande rigidité qu'un plancher en bois, les déplacements sont donc moindres, il est donc facile de le revêtir de matériaux fragiles tels que du carrelage.
- Le béton peut redonner vie à une structure en bois usée.
- Les performances acoustiques sont accrues.
- Le confort est amélioré par rapport aux planchers bois grâce à la réduction des vibrations.
- La dalle en béton offre un meilleur comportement au feu du plancher car elle permet de servir de coupe-feu entre les étages.
- Le système mixte bois-béton permet d'obtenir une capacité portante plus élevée et une déformation plus faible qu'un plancher classique bois. Ce système permet ainsi d'opter pour de plus grandes portées.
- Le bois a le meilleur rapport poids/performance. A titre d'exemple une poutre de 4 mètres de portée supportant une charge uniformément répartie de 250 kg/m pèse :
 - 26 kg en résineux en section pleine
 - 41 kg en acier en profilé IPE
 - 200 kg en béton armé en section pleine

Cependant, comme expliqué dans l'introduction, l'avantage le plus intéressant est l'utilisation du bois qui est un matériau écologique ainsi qu'une réduction de la quantité de béton requise, ce dernier point est important car pour produire le

béton, nous détruisons les écosystèmes marins.

En termes d'énergie grise, en reprenant l'exemple de la poutre de 4 mètres de portée, celle en résineux demanderait 66 MJ. La poutre en béton nécessiterait 260 MJ tandis que celle en acier 1331 MJ [20].

En outre, le bois du plancher mixte reprenant la traction remplace les armatures du béton armé. De ce fait, il est intéressant de réaliser un comparatif de l'impact énergétique du bois par rapport à l'acier afin de comprendre ce que l'on gagne ou perd à utiliser ce matériau plutôt que du béton armé.

La fabrication d'une structure en bois rejette 5 fois moins de SO_2 , à l'origine des pluies acides, que la même structure en acier [20]. De plus, le bois est le matériau le plus biodégradable que l'on connaisse en raison de sa composition organique. On lui trouve également une utilité en fin de vie car il peut être utilisé comme combustible. On peut aussi noter que l'utilisation du bois nous contraint, comme le cite l'article [16], à avoir une meilleure gestion de nos forêts. En effet une forêt correctement gérée prospère en produisant plus de bois et de meilleure qualité ; dans les pays industrialisés, la demande en bois de construction a un effet positif sur les forêts, elle incite les propriétaires à investir dans une gestion forestière réfléchie et durable. Finalement, en termes de fabrication et de traitement, une structure en bois constituée de grumes non-traitées est très peu énergivore en comparaison à une structure en acier.

Le bois est donc un matériau renouvelable dont l'impact énergétique est largement plus bénéfique que l'acier ou que le béton.

2.2 Les connecteurs

2.2.1 Description et principe de fonctionnement

Comme expliqué précédemment, le connecteur est un outil indispensable pour rendre solidaire la section d'un plancher mixte bois-béton. Effectivement, il doit pouvoir reprendre le cisaillement à l'interface entre les deux matériaux mais également être capable d'empêcher le décollement entre les deux matériaux.

Le paramètre le plus déterminant dans l'efficacité de la connexion est la rigidité de cette dernière ; en effet la connexion doit disposer d'une rigidité suffisamment importante pour reprendre efficacement le cisaillement et empêcher un glissement trop important.

Un connecteur est défini par deux paramètres intrinsèques. Il s'agit de la force maximum de résistance au cisaillement que peut délivrer le connecteur, $F_{v,rd}$, ainsi que le module de glissement, K en $[N/mm]$, définissant la raideur de la connexion,

généralement exprimé à l'état limite de service : K_{ser} .

$$K_{ser} = \frac{Charge[N]}{Glissement[mm]} \quad (2.1)$$

Ce paramètre représente la charge de service nécessaire pour engendrer un glissement d'un millimètre par connecteur et par plan de cisaillement. La connexion, quant à elle, est caractérisée par différents paramètres physiques, géométriques et mécaniques tels que l'espacement entre les connecteurs, l'épaisseur des couches de bois et de béton, ses dimensions...

Il existe de nombreux connecteurs, ceux-ci peuvent être regroupés en deux familles distinctes : les connecteurs métalliques et les connecteurs par entailles. Chacun comportant ses propres avantages et inconvénients, ceux-ci sont décrits dans la section 2.2.3.

2.2.2 La méthode Gamma

La méthode Gamma est une méthode utilisée pour calculer analytiquement la rigidité d'un plancher mixte muni de connecteurs mécaniques ainsi que les contraintes y régnant. Cette méthode est la plus répandue et offre des résultats concluants [21].

Elle se base sur l'utilisation du paramètre γ déterminant le degré de connexion à partir des caractéristiques intrinsèques des 2 matériaux (le module de Young, la surface de la section, etc). Le degré de connexion indique si la connexion est partielle ou totale. Si γ est proche de 0, la connexion est presque inexistante tandis que s'il est proche de 1, la connexion est alors quasiment parfaite.

Pour le calcul de γ , il est également nécessaire de connaître les paramètres K_{ser} et K_u représentant, respectivement, le module de glissement de la connexion à l'état limite de service et à l'état limite ultime. Ces paramètres sont, pour rappel, intrinsèques au connecteur, ils le définissent.

La méthode Gamma permet de calculer la rigidité flexionnelle effective du plancher à partir des valeurs obtenues. Cette rigidité flexionnelle effective, notée $(EI)_{eff}$, reflète l'efficacité de la connexion [29].

Le but de la méthode est de connaître l'état de contrainte dans la section du plancher mixte et sa rigidité flexionnelle intervenant dans le dimensionnement des connecteurs. Cela est possible à partir du moment où $(EI)_{eff}$ est connue. Nous distinguons 2 contraintes différentes : l'une liée à la section sans collaboration des

2 matériaux, σ_m et l'autre liée à la section avec collaboration, σ_n , tel que l'illustre la figure 2.7.

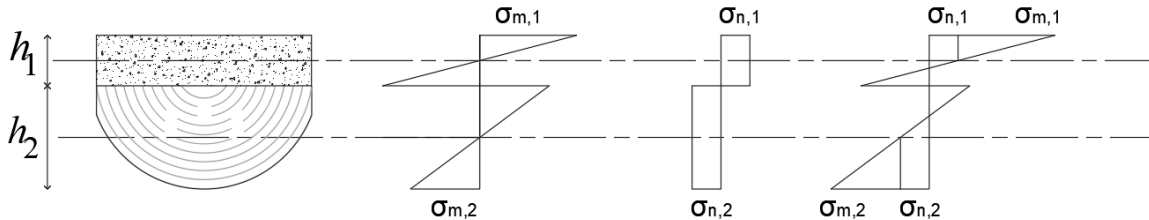


Figure 2.7 – Distribution des contraintes dans le plancher mixte avec et sans collaboration des 2 matériaux

2.2.3 Types de connecteurs existants

Les solutions servant à connecter le bois et le béton sont basées sur des critères de prix et de rigidité.

De nombreux connecteurs sont déjà sur le marché, chacun d'entre eux avec son propre degré de complexité et ses propres avantages et inconvénients. Les connecteurs se répartissent dans deux catégories : les connecteurs métalliques et les connexions par entaille. La grande différence entre les deux est que pour les connexions par entaille, le système fonctionne principalement par compression locale du bois. Tandis que pour les autres connecteurs, nécessitant des pièces métalliques, le système fonctionne par cisaillement surfacique à l'interface bois-béton. Il est intéressant de noter que ces deux catégories de connecteurs peuvent être combinées, en effet il est possible d'ajouter un élément métallique tel qu'un goujon dans une entaille afin d'améliorer la performance du connecteur.

Nous pouvons rappeler que dans les planchers industriels, les solives en bois sont recouvertes d'un coffrage dit "perdu", d'un film polyane servant d'isolation et d'une dalle de béton. Une couche supplémentaire d'isolant de type polystyrène est parfois ajoutée sur le coffrage.

Afin de se faire une idée des performances des connecteurs existants, un graphe exprimant le module de glissement des connecteurs en fonction de la rigidité flexionnelle effective du plancher leur étant associé est présenté dans la figure 2.8. Les valeurs utilisées pour la réalisation de ce graphe sont reprises dans le tableau 2.1.

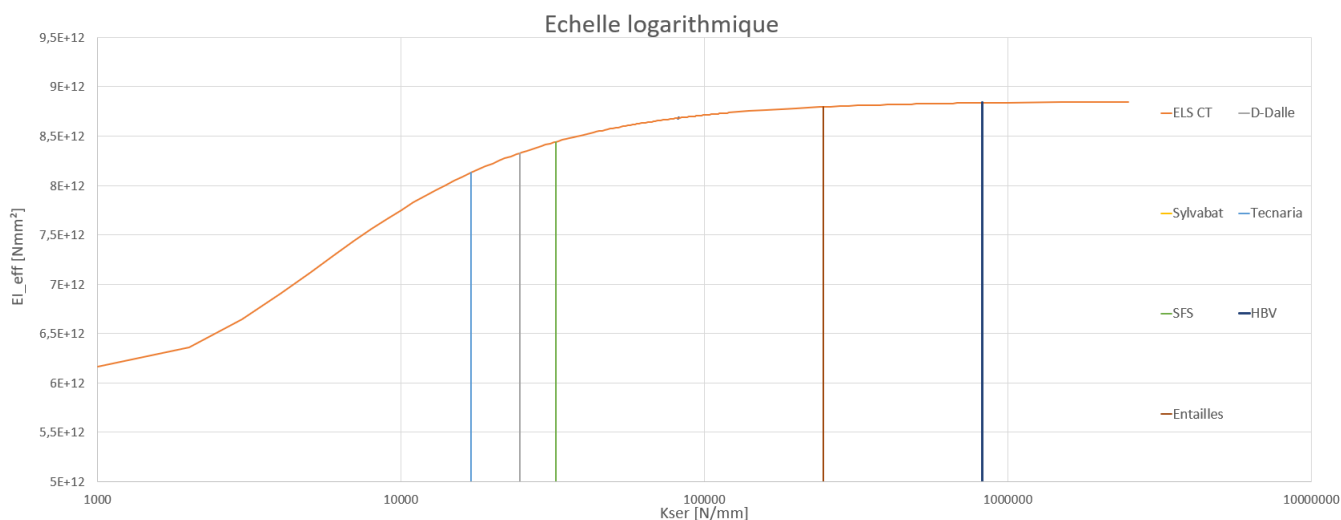


Figure 2.8 – Graphique présentant les valeurs de rigidités effectives en fonction des modules de glissement de chaque connecteur en échelle logarithmique

	Tecnaria	D-Dalle	SFS	Sylvabat	Entailles	HBV
EI_{eff} [Nmm ²]	7,83 E+12	8,1 E+12	8,25 E+12	8,44 E+12	8,83 E+12	8,83 E+12
K_{ser} [N/mm]	17 000	24 640	32 400	49 000	247 200	825 000

Table 2.1 – Tableau reprenant les valeurs de rigidité effective et des modules de glissement pour chaque connecteur

Le graphe de la figure 2.8 est en échelle logarithmique et que les écarts réels entre chaque connecteur ne sont pas directement ceux observés sur ce graphe. La courbe ELS_{CT} liant K_{ser} à $(EI)_{eff}$ permet de montrer l'influence du module de glissement sur la rigidité flexionnelle effective, et donc indirectement sur la flèche du plancher. Cette courbe varie en fonction des paramètres géométriques et structurels des connecteurs.

2.2.3.1 Plancher collaborant SBB - Système bois-béton

De l'ensemble des connecteurs présentés dans cet état de l'art, le connecteur SBB[11] est celui au concept le plus simple. Il s'agit d'un système français se présentant sous forme de tire-fond à filet variable.

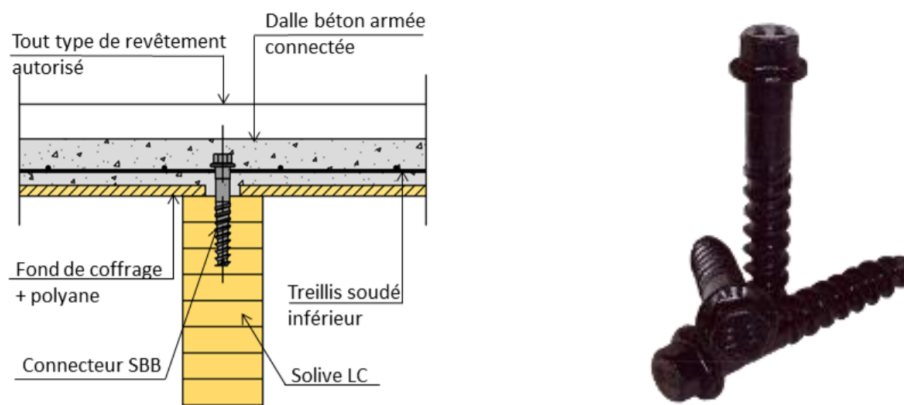


Figure 2.9 – Connecteur SBB [4]

Dans le cas de planchers mixtes traditionnels, les tire-fonds sont vissés à travers le coffrage en bois et la solive. La dalle de béton est ensuite coulée par-dessus pour recouvrir les têtes des connecteurs et le ferrailage préalablement placé.

Selon le degré de connexion nécessaire et les forces présentes, il peut y avoir une ou plusieurs rangées de tire-fonds par solive.

Du fait de sa simplicité, ce connecteur possède le prix le moins élevé à l'unité. Cependant, la résistance par pièce est peu élevée en comparaison à d'autres connecteurs, c'est pourquoi il faut en prévoir un grand nombre.

Selon le CSTB [11], le connecteur dispose de 4 géométries possibles :

	Diamètre partie lisse	Longueur sous tête
	(mm)	(mm)
21-170	20 ± 0,5	170 ± 5
26-150	25 maxi.	150 ± 5
26-170	25 maxi.	170 ± 5
26-250	25 maxi.	250 ± 5

Figure 2.10 – Dimensions existantes pour le connecteur SBB

Le connecteur SBB bénéficie d'une excellente ductilité ainsi qu'une bonne résistance à l'arrachement comme l'explique l'article [4] de l'entreprise "AIA ingénierie", cette dernière ayant développé le connecteur. Ce connecteur peut être utilisé pour une construction neuve mais également en cas de réhabilitation.

Avantages

- Il s'agit d'une solution légère, ne rajoutant donc qu'une petite charge au plancher
- Sa performance technique est supérieure aux planchers béton armés classiques.
- Possibilité de préfabrication en atelier

Inconvénients

- Etant moins résistant que les autres connecteurs, un grand nombre d'entre eux est nécessaire

2.2.3.2 Tecnaria®

Ce connecteur [9] jouit d'un principe comparable au SBB avec un dispositif légèrement plus élaboré. Il est constitué de deux vis de type tire-fond et d'une plaque métallique munie d'un ergot réalisant l'adhésion au béton. Les quatre angles de la plaque sont pliés afin de former des crampons, ceux-ci sont fixés dans le bois. La pièce est munie de 2 orifices servant à l'insertion des tire-fonds.



Figure 2.11 – Connecteur Tecnaria

Les dimensions diamétrales sont limitées à 8 mm et 10 mm. Les longueurs par contre disposent d'une plus grande variabilité, que ce soit pour les tire-fonds ou

pour l'ergot.

La mise en œuvre est similaire à celle du connecteur SBB si ce n'est que le vissage des tire-fonds est précédé par la mise en place de la plaque à ergot.

Il existe deux sortes de connecteurs Tecnaria : Les connecteurs BASE et les connecteurs MAXI. La différence réside dans la dimension de la plaque ainsi que le diamètre et la longueur des tire-fonds étant plus élevés dans le cas du Tecnaria MAXI. Les différentes valeurs du module de glissement et de la résistance de ce connecteur en fonction du platelage et du type de bois, provenant du CSTB [9], sont présentées dans le tableau 2.2.

Connecteur	Platelage mm]	Classe du bois	$F_{v,Rk}$ [kN]	K_{ser} [kN/mm]
BASE	sans	C16, GL24 et +	17,2	17,9
		D30 et +	19,5	16,5
	20	C16, GL24 et +	8,96	4
		D30 et +		
	40	C16, GL24 et +	5,86	1,43
		D30 et +		
MAXI	sans	C16, GL24 et +	19,3	18,6
		D30 et +	24,5	21,2
	20	C16, GL24 et +	15	7,68
		D30, GL24 et +		
	40	C16, GL24 et +	11,3	3,06
		D30 et +		

Table 2.2 – Valeurs des modules de glissement et de résistance des connecteurs Tecnaria

2.2.3.3 Système SFS VB

Le fonctionnement de ce système est rudimentaire. Le matériel nécessaire est composé de deux tire-fonds vissés dans le bois sous un certain angle.

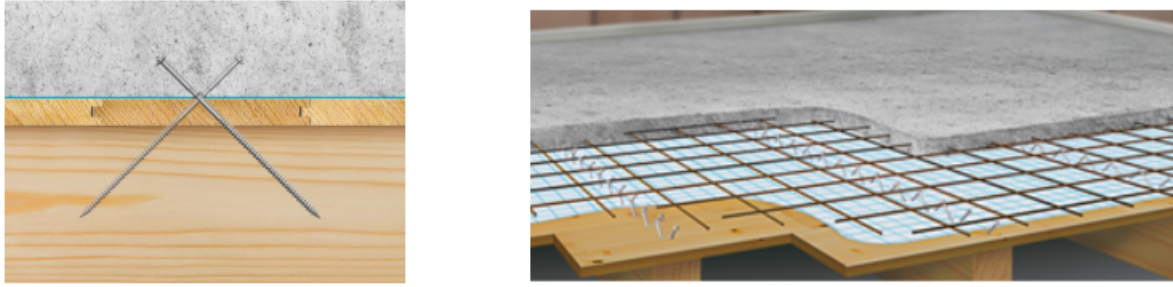


Figure 2.12 – Système SFS VB

La fabrication des connecteurs VB est exclusivement prise en charge par la société "SFS intec" dans l'usine de Heerbrugg en Suisse et commercialisée à Valence.

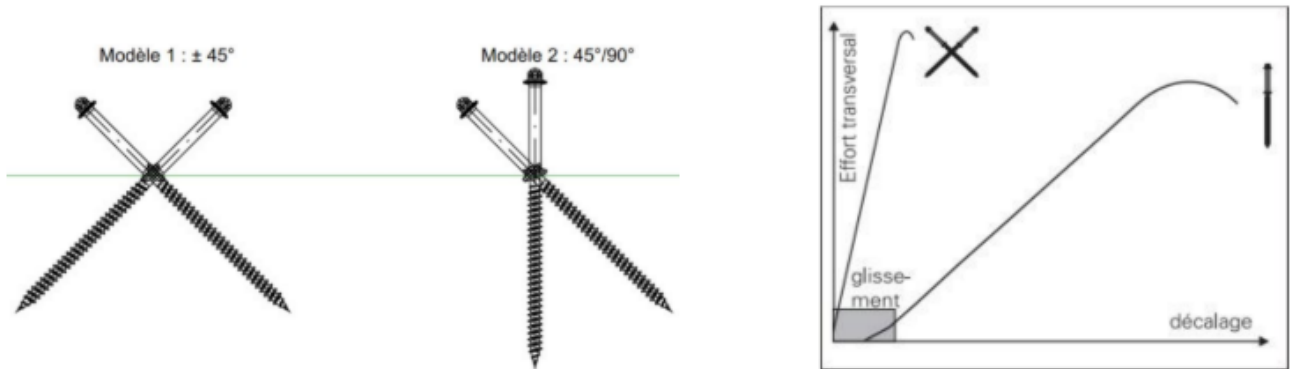


Figure 2.13 – Modèles possibles pour la disposition du connecteur

Comme l'illustre la figure 2.13, la particularité de ce connecteur est la possibilité de jouer sur l'angle d'inclinaison des vis pour s'adapter à la situation. La disposition décrite par le modèle 1 est avantageuse car elle permet de reprendre un effort de traction en plus du cisaillement, en conséquence le connecteur procure une meilleure rigidité et une réduction du glissement. Les valeurs du module de glissement provenant du CSTB [12] sont reprises dans le tableau 2.3 et dépendent de l_{ef} , la profondeur d'ancrage.

Orientation des connecteurs VB	K_{ser} [N/mm]
Modèle 1 : 45°	240 l_{ef}
Modèle 2 : 45°/90°	100 l_{ef}

Table 2.3 – Module de glissement des connecteurs SFS VB en fonction de l’angle d’inclinaison

Ce connecteur peut être utilisé pour une construction neuve mais également en cas de réhabilitation.

2.2.3.4 Système Holz-Beton-Verbunddecke (HBV)

La conception du connecteur HBV est plus élaborée que celle des connecteurs passés en revue jusqu’à présent. Le connecteur est constitué de pièces d’assemblage, en métal déployé, fabriquées à partir de tôles minces laminées à froid dont les largeurs et longueurs peuvent varier.

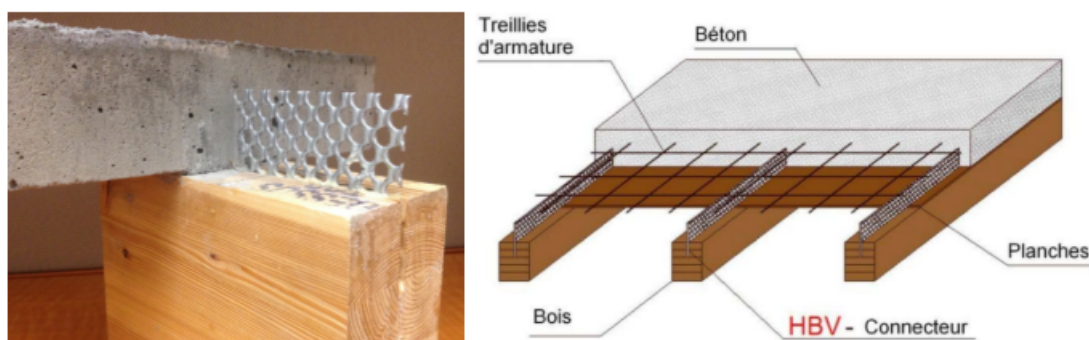


Figure 2.14 – Connecteur HBV

La mise en œuvre est réalisée par insertion des plaques métalliques dans les solives perpendiculairement à la surface du bois. Ces solives sont pré-entailées d’une profondeur minimale de 40 millimètres, les entailles sont recouvertes de colle pour assurer la fixation des connecteurs. La dernière étape est la mise en place du béton par-dessus le connecteur. L’utilisation du métal déployé est idéale pour assurer une adhérence efficace entre la plaque métallique et le béton. En effet lorsqu’il est coulé, le béton se loge dans les interstices du métal déployé et se lie donc efficacement au connecteur.

Les conditions à respecter pour le dimensionnement sont décrites sur la figure

2.15 ci-dessous.

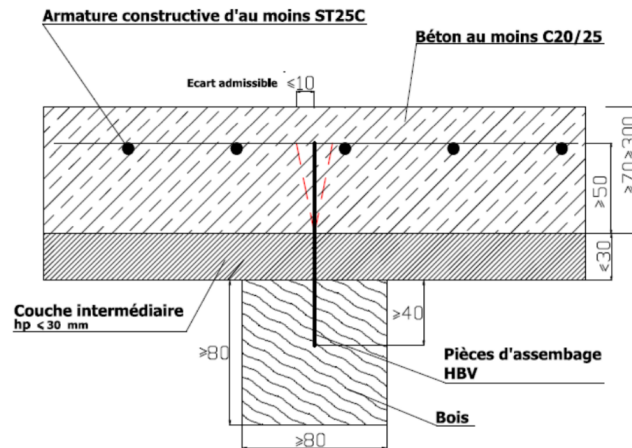


Figure 2.15 – Conditions de dimensionnement du connecteur HBV

Ce connecteur est réputé pour sa rigidité incomparable. Mais cela a un coût, la fabrication des plaques est très onéreuse et la mise en place est fastidieuse. De surcroît, son utilisation est limitée aux constructions neuves.

Le tableau 2.4, réalisé sur base des valeurs fournies par le CSTB [10], indique la résistance au cisaillement ainsi que le module de glissement des connecteurs HBV par millimètre de métal déployé en fonction de l'épaisseur du platelage.

Epaisseur platelage	$F_{v,Rk}$ en N par mm de métal déployé	K_{ser} en kN par mm de métal déployé
sans	160	825
15 mm	129	395
30 mm	116	263

Table 2.4 – Résistance et module de glissement des connecteurs HBV en fonction de l'épaisseur du platelage

2.2.3.5 Sylvabat

Le connecteur Sylvabat vise à s'émanciper de l'utilisation de clous ou vis. L'inconvénient des connexions par clous ou vis réside dans la perte de rigidité de la connexion à cause de la flexibilité des vis. Pour y remédier, l'entreprise SylvaBAT

a opté pour l'utilisation de tubes métalliques à section circulaire creuse afin d'augmenter la rigidité et la résistance du système de connexion. Le tube creux est fabriqué en acier de classe S235 ou supérieure, son épaisseur est de 2 mm et son diamètre extérieur vaut 30, 50 ou 70 mm [13].

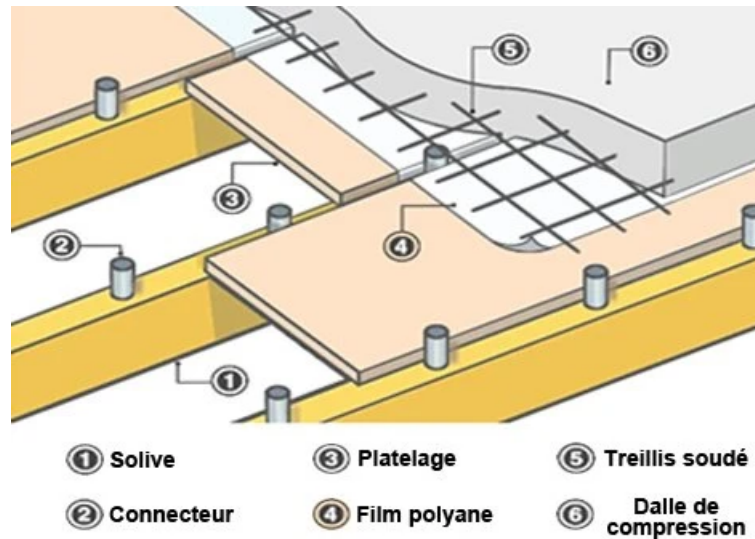


Figure 2.16 – Connecteurs Sylvabat

S'agissant de leur mise en œuvre, un percement circulaire est réalisé sur la face supérieure des solives en bois jusqu'à une profondeur fixe de 4 centimètres. Les tubes sont ensuite insérés par martelage, sans collage, et finissent recouverts par la couche de béton.

L'objectif poursuivi dans la recherche d'une telle forme est l'augmentation drastique de la surface de contact entre le connecteur et le béton, ce qui a pour conséquence logique d'augmenter l'adhérence du connecteur et de ce fait la rigidité de la connexion.

Les valeurs caractéristiques de résistance ainsi que des modules de glissement du connecteur sont fournies par le CSTB [13] et sont reprises dans le tableau 2.5.

	Platelage découpé		Platelage continu	
	$F_{v,Rk}$ [kN]	K_{ser} [kN/mm]	$F_{v,Rk}$ [kN]	K_{ser} [kN/mm]
Connecteur $\varnothing 30$	14,26	88,21	10,28	29,42
Connecteur $\varnothing 50$	25	49	19,59	55,33
Connecteur $\varnothing 70$	31,50	49	-	-

Table 2.5 – Résistance et module de glissement des connecteurs Sylvabat

Ce connecteur peut être utilisé pour une construction neuve mais également en cas de réhabilitation.

2.2.3.6 D-Dalle®

La D-Dalle est un concept de dalle de très grande portée (8m à 18m) développé par l'entreprise "CBS-CBT". La D-Dalle se base sur l'utilisation d'une structure composée de planches collées ou clouées, ces dernières sont décalées les unes par rapport aux autres afin de permettre la reprise des efforts de traction. Une dalle de béton recouvre les planches en partie supérieure pour reprendre la compression. Il s'agit d'un type de connexion proche de la connexion par entailles étant donné que l'agencement crée des différences de niveau dans le bois. Cependant, les rainures formées sont longitudinales et de ce fait, n'ont pas pour but de reprendre l'effort par compression locale dans le bois mais bien par cisaillement.

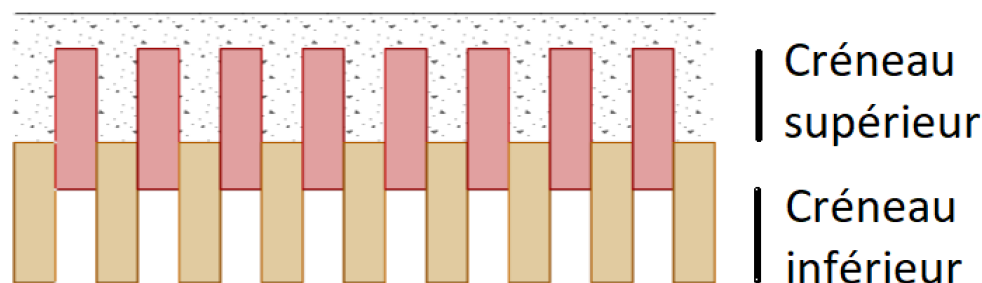


Figure 2.17 – Connecteur D-Dalle [6]

Le décalage des planches forme un créneau supérieur sur lequel peut être fixé une plaque d'acier offrant un appui efficace pour le béton. Cette plaque d'acier, illustrée dans la figure 2.18, est perpendiculaire aux planches et est perforée pour enserrer le béton dans cette zone et ainsi empêcher les glissements horizontaux et verticaux. Les valeurs caractéristiques de résistances sont fournies par le CSTB [14]. La résistance caractéristique $F_{v,Rk}$ vaut 34,64 kN tandis que le module de

glissement K_{ser} vaut 24 640 N/mm.



Figure 2.18 – Plaque d’acier du connecteur D-Dalle pour permettre l’enclavement du béton [6]

A l’origine, l’accrochage du béton au bois se faisait via des tasseaux en bois ou des cornières disposées transversalement comme l’illustre la figure 2.19

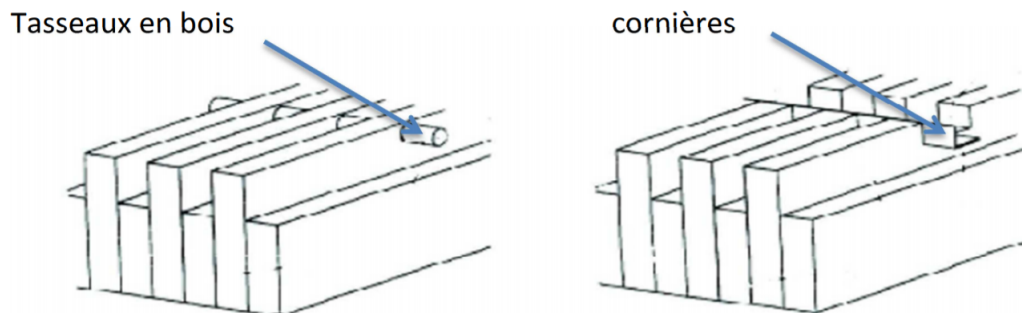


Figure 2.19 – Système d’origine d’accrochage du béton

2.2.3.7 Connexion par entailles

La connexion par entailles ou encoches définit une nouvelle catégorie de connecteurs. Ce type de connexion ne nécessite pas d’élément métallique. Il se caractérise par des entailles creusées dans le bois permettant au béton de s’y glisser lors de son coulage. Les entailles bénéficient d’une fabrication aisée tout en assurant une meilleure rigidité que la plupart des autres connecteurs.

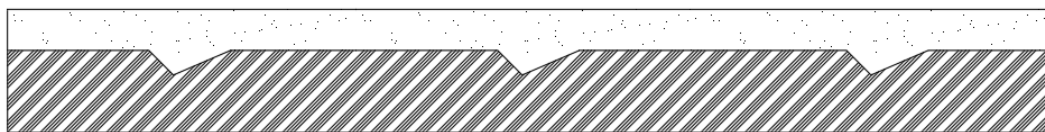


Figure 2.20 – Connexion par entailles triangulaires

De surcroît, un des avantages qu’offre cette connexion est la possibilité d’ajouter, si nécessaire, un élément métallique tel qu’un tire-fond ou un goujon à l’emplacement des encoches et ainsi de combiner 2 types de connexion afin d’accroître les performances mécaniques.

Les entailles recouvertes de béton fournissent à elles seules une excellente rigidité à l’assemblage. En outre, ce type de connexion permet la réalisation d’un grand nombre d’entailles de formes différentes et donc de multiples possibilités.

Quelques valeurs expérimentales et analytiques de rigidité et de force résistante de 2 formes d’entaille bien connues sont reprises dans le tableau 2.6.

Forme d’entaille	K_{ser}	K_u	F_k	F_m	F_m
	[kN/mm]	[kN/mm]	[kN]	[kN]	[kN]
	Expérim.	Expérim.	Expérim.	Expérim.	Analytique
Rectangulaire	247,2	241,4	115,3	138,9	140,3
Triangulaire	145,8	138,8	70,4	84,8	83,4

Table 2.6 – Valeurs expérimentales correspondant à des entailles de formes rectangulaire et triangulaire [22]

Où :

- K_{ser} est le module de glissement à l’ELS
- K_u est le module de glissement à l’ELU
- F_k est la résistance caractéristique au cisaillement du connecteur
- F_m est la résistance moyenne au cisaillement du connecteur

Dans ce type de connexion, le transfert de cisaillement entre les deux matériaux s’effectue au droit des entailles.

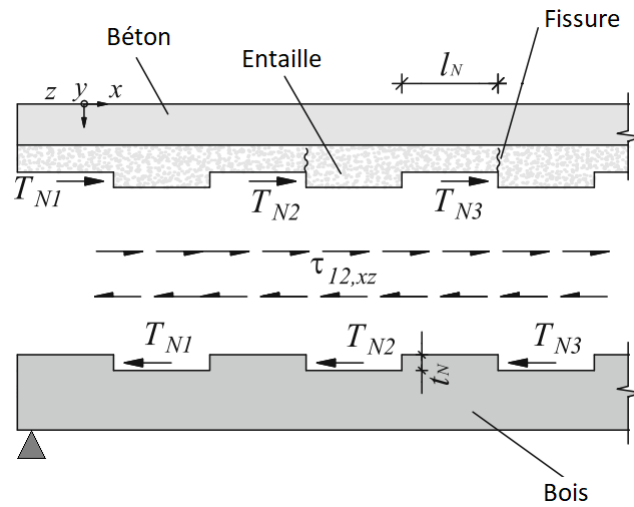


Figure 2.21 – Transmission de l’effort entre les deux matériaux [26]

Cette transmission d’effort au niveau des entailles génère des contraintes de traction, de compression et de cisaillement dans les 2 matériaux de la section composite. Cela peut mener à une rupture fragile et abrupte. En effet, il est important de savoir qu’un plancher mixte bois-béton utilisant des entailles comme connecteur possède de nombreux modes de ruine différents. Il est donc essentiel de maîtriser ces différents modes de ruine afin de pouvoir contrôler la manière dont le plancher s’effondre. L’explication détaillée de chaque mode de ruine est présentée dans la section 3.

Le fonctionnement et les différentes ruptures possibles pour des entailles rectangulaires classiques sont représentées sur la figure 2.22.

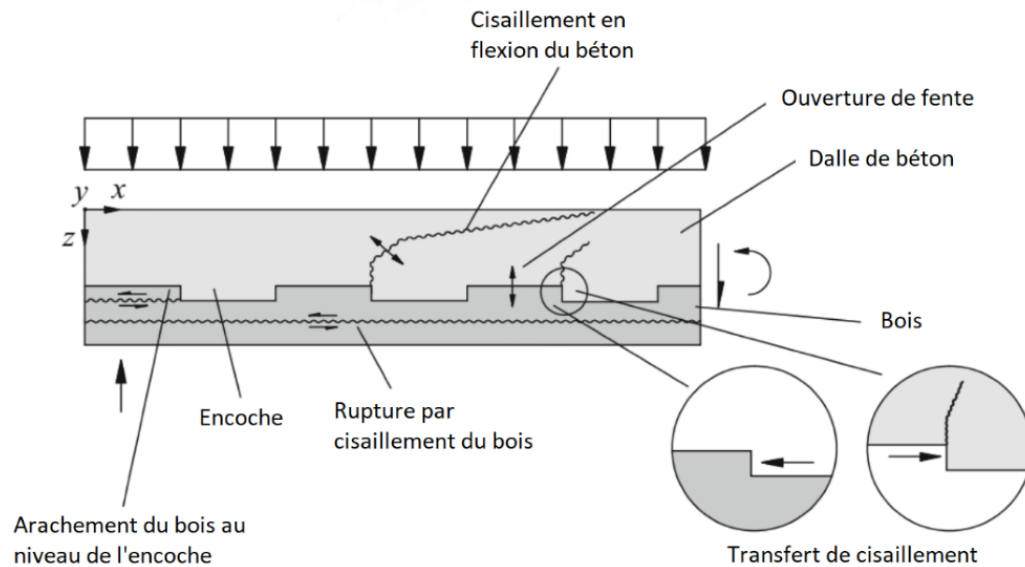


Figure 2.22 – Modes de rupture des connexion par entailles rectangulaires [26]

Ce mémoire s'intéresse essentiellement à ce type de connexion. Les entailles présentent des qualités structurellement intéressantes et ont la particularité d'être malléables. En effet nous pouvons jouer sur leur longueur, profondeur, angle d'inclinaison, position sur le plancher ou sur l'ajout d'un renfort métallique pour obtenir les propriétés mécaniques recherchées. Dans le cadre de ce mémoire, l'intérêt est porté sur des entailles de forme rectangulaires.

2.3 Robot-compatibilité

Un des objectifs poursuivis dans le dimensionnement des entailles est qu'elles soient robot-compatibles. C'est-à-dire qu'elles puissent être réalisées par un robot et donc de manière automatique. En effet, il s'agit d'un défi principal de ce mémoire car nous travaillons en collaboration avec l'entreprise IMAX Pro.

2.3.1 Présentation de IMAX Pro

IMAX Pro est une entreprise belge située en région liégeoise. Existant depuis 1988, elle est spécialisée dans le développement de solutions robotisées pour l'industrie du bois. L'usinage proposé par IMAX Pro est basé sur l'utilisation d'un

robot appelé "Robotmob", ce dernier dispose de plusieurs outils et il se déplace sur un rail. Le choix des outils pour la découpe est fait par le robot lui-même. Cela permet d'innombrables possibilités de découpage du bois.



Figure 2.23 – Le Robotmob de IMAX Pro [23]

2.3.2 Solution robot-compatible

Le but de posséder un connecteur robot-compatible est de bénéficier d'une économie de temps de fabrication ainsi que de coût. En effet le robot travaille plus rapidement que l'humain et nécessite donc un coup de main d'œuvre réduit. Mais pour que le connecteur soit compatible avec le Robotmob, il doit respecter une condition : la géométrie de l'entaille ne doit pas être trop complexe.

Chapitre 3

Modes de ruine

Ce chapitre est dédié à la description détaillée des modes de ruine pouvant survenir lors de l'utilisation d'entailles dans un plancher mixte bois-béton.

Dans un premier temps, il est nécessaire de distinguer 2 types de mode de rupture :

- Les modes de rupture globaux. Il s'agit des ruptures provoquées par les efforts internes dans le plancher. C'est-à-dire les ruptures par excès de traction dans la partie inférieure du plancher et par excès de compression dans sa partie supérieure.
- Les modes de rupture locaux. Ce sont les mécanismes de rupture pouvant se présenter localement dans les entailles. Ils sont nombreux et dépendent directement de la géométrie, du placement et du nombre d'entailles réalisées dans le plancher mixte.

Pour bien comprendre la suite, il est nécessaire de rappeler que la transmission de l'effort rasant entre les deux matériaux se fait par compression horizontale de la surface verticale de l'extrémité de l'entaille, mise en évidence sur la figure 3.1, dont la section a une hauteur correspondant à la profondeur de l'entaille t_n et une largeur b_N .

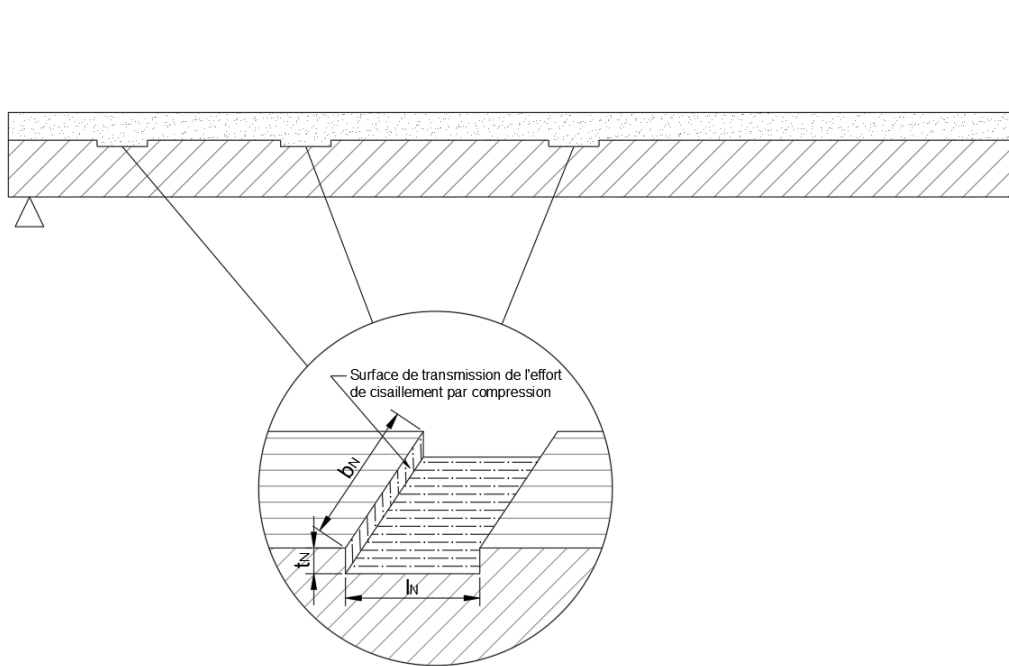


Figure 3.1 – Localisation de la surface de transmission pour chaque entaille de la demi-travée gauche

Dans une structure composite bois-béton munie de connexions par entailles, la transmission de l'effort dans les entailles est génératrice de 3 types de rupture principaux :

- Rupture par compression locale du bois au niveau de la surface verticale située à l'extrémité de l'entaille
- Rupture par cisaillement du béton au niveau des entailles
- Rupture par cisaillement du bois dans le plan parallèle à la surface du plancher au niveau des entailles

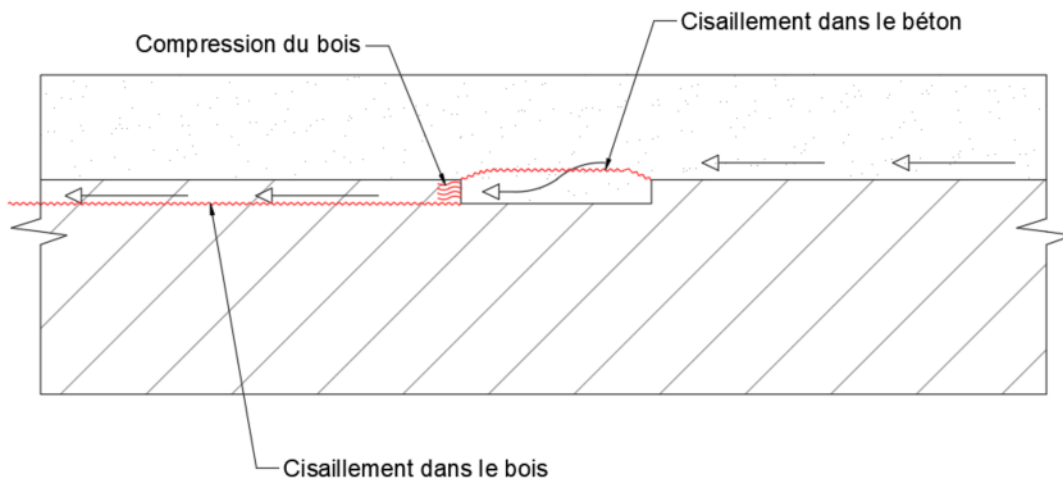


Figure 3.2 – Représentation des 3 types de rupture principaux

Cependant, de nombreux autres types de rupture moins évidents et plus compliqués à repérer existent. Ces derniers sont également décrits dans ce chapitre.

3.1 Rupture par compression parallèle aux fibres dans le bois

Le premier mode de rupture abordé dans ce chapitre est une rupture locale, elle est provoquée par une compression parallèle aux fibres du bois excessive.

Elle se caractérise par une compression s'appliquant sur la surface verticale décrivant le bord de l'entaille et elle provoque un écrasement des fibres de bois. Cet effort de compression engendré par le transfert de cisaillement agit sur le bois mais également sur le béton. Il est donc préférable de choisir un bois dont la résistance à la compression est plus faible que celle du béton afin de provoquer une rupture par compression du bois et non du béton. En effet, le béton est un matériau ne possédant pas de comportement ductile avant la rupture. Concernant le bois, le caractère ductile de ce type de rupture est dû au flambement des fibres, la figure 3.3 illustre ce phénomène.

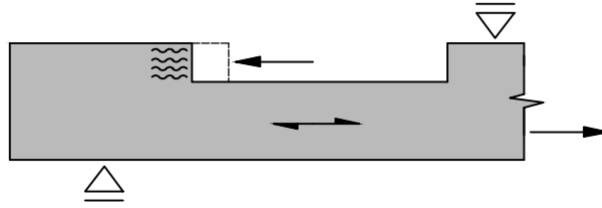


Figure 3.3 – Compression et flambement des fibres dans le bois situé derrière la surface de transmission[26]

La résistance ultime à la compression du bois situé dans l'avant-bois, c'est-à-dire la couche de bois située au niveau de l'entaille, est déterminée par l'équation (3.1). Cependant, elle ne prend pas en compte les efforts multiaxiaux. Cela signifie qu'elle n'est applicable que pour des bords d'entaille droits, c'est-à-dire perpendiculaire à l'interface.

$$T_R = f_{c,0} \cdot b_N \cdot t_N \quad (3.1)$$

Où :

- T_R est la résistance ultime des fibres à la compression
- $f_{c,0}$ est la résistance en compression parallèle aux fibres
- b_N est la largeur de l'entaille
- t_N est la profondeur de l'entaille
- Le produit $b_n \cdot t_N$ équivaut à la surface de bois sur laquelle s'applique l'effort de compression

Pour considérer des bords d'entaille dont l'angle d'inclinaison n'est pas droit, ce qui a pour conséquence de provoquer des efforts multiaxiaux, il faut suivre une méthode plus complexe.

Pour estimer la rupture par compression parallèle aux fibres du bois dans une situation de contraintes biaxiales, il est nécessaire de faire l'hypothèse que le comportement du bois provoqué par ces efforts est élastique-parfaitement plastique. La logique de la méthode consiste à ne considérer que la fraction la plus critique de la surface de bois subissant l'effort de compression. Cette fraction de bois est localisée dans la partie basse de la surface de transmission tel que l'illustre la figure 3.4.

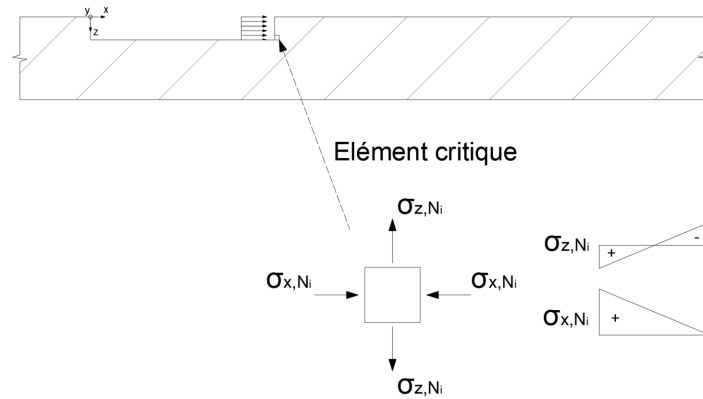


Figure 3.4 – Localisation et état de contraintes de l'élément critique

Un tel état de contraintes dans une entaille i implique la prise en considération de deux directions d'effort :

- σ_{x,N_i} dans la direction perpendiculaire à la surface de transmission qui correspond à l'effort de compression de l'état uni-axial précédemment décrit
- σ_{z,N_i} dirigée dans le plan parallèle à la surface.

Afin de simplifier l'analyse, d'autres hypothèses sont faites :

- Pour faciliter la prédiction du mode de rupture, nous considérons que l'élément critique n'est pas soumis au cisaillement
- La distribution des efforts est considérée linéaire
- Les efforts internes prennent la même valeur quel que soit l'endroit où on se trouve sur la largeur du plancher

En remaniant l'équation (3.1), il est possible d'obtenir la valeur de la contrainte σ_{x,N_i} distribuée sur la totalité de la surface de transmission. En effet, il s'agit de la division de la force de compression appliquée à l'entaille considérée par la surface sur laquelle elle s'applique.

$$\sigma_{x,N_i} = \frac{T_{N_i}}{b_{N_i} t_{N_i}} \quad (3.2)$$

La contrainte verticale σ_{z,N_i} est la conséquence de l'excentricité e du point d'application de la force $T_{N,i}$ par rapport à la position de l'élément critique tel que

l'illustre la figure 3.5. De ce fait, ces contraintes sont présentes dans tous les types d'entaille. Dans le cas d'entaille dont l'angle d'inclinaison des bords est droit, ces contraintes se traduisent par des efforts de traction au niveau de l'élément critique. Cependant, ils sont négligés car leur valeur est faible en comparaison à l'effort horizontal de compression.



Figure 3.5 – Création de contraintes verticales de traction due à l'excentricité e

Dans le cas de bords inclinés, le mécanisme est différent. Lorsque la force de compression $T_{N,i}$ arrive sur la surface de transmission inclinée, elle se divise en une composante horizontale et une verticale. L'effort vertical ainsi produit pose un problème car il peut provoquer l'ouverture de fente, ce phénomène est expliqué dans la section 3.7.

3.2 Rupture par arrachement du bois

Ce type de rupture est caractérisé par un arrachement de l'avant-bois. C'est une rupture ayant un comportement fragile, elle doit donc être évitée.

Pour l'estimer, il est nécessaire de connaître la distribution des contraintes de cisaillement. L'hypothèse proposée par Colling [8] est de considérer une distribution constante sur une longueur effective valant huit fois l'épaisseur de l'entaille tel que représenté sur la figure 3.6. Le calcul de la résistance au cisaillement l'avant-bois est décrit dans l'équation 3.3.

$$T_R = 8 \cdot t_N \cdot b_N \cdot f_v \quad (3.3)$$

Où :

- f_v est la résistance au cisaillement du bois

Il existe de nombreuses formules pour calculer cette valeur mais Schonbörn [31] a démontré grâce à des tests que l'équation 3.3 est la plus précise pour des longueurs d'avant-bois 12 fois plus élevées que l'épaisseur de l'entaille. Il est intéressant d'observer que la longueur de l'entaille n'a pas d'influence sur la résistance du bois à l'arrachement. Il y a cependant une condition à respecter, c'est que la distance d'avant-bois doit être suffisamment élevée pour permettre aux contraintes de cisaillement de se développer de la manière attendue.

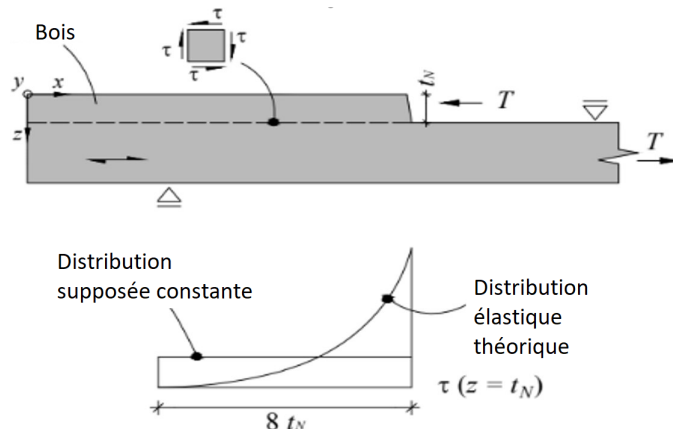


Figure 3.6 – Répartition longitudinale des contraintes de cisaillement [26]

Cette rupture est également influencée par la présence de contraintes perpendiculaires au plan de cisaillement. L'origine de ces contraintes est détaillée dans la section 3.1. Le principal effet que peuvent causer ces contraintes est la facilité ou l'empêchement de l'arrachement du bois.

Dans le cas d'entailles dont l'angle d'inclinaison des bords est nul, ces efforts de traction verticaux, peuvent être estimés en fonction de la force de cisaillement, la longueur et l'épaisseur des entailles.

La première étape est de calculer le moment au niveau de l'entaille induit par l'excentricité de la force :

$$M_{exc} = T_N \cdot \frac{t_N}{2} \quad (3.4)$$

Où :

- T_N est l'effort de compression s'appliquant contre l'avant-bois

En effectuant l'équilibre du membre en bois, l'estimation de ces contraintes peut être obtenue :

$$\sigma_{z, Ni} = \frac{M_{exc}}{W} = \frac{M_{exc}}{\frac{b_N l_N^2}{6}} \quad (3.5)$$

Où :

- W est le module de section du plan de cisaillement

Grâce à cette équation, nous pouvons observer qu'augmenter la profondeur de l'entaille accentue l'excentricité et provoque donc une augmentation de la contrainte σ_{z,N_i} .

3.3 Rupture combinée par flexion-traction du bois

La partie inférieure d'un plancher soumis à une charge répartie subit des contraintes de flexion et de traction. Les ruptures provoquées par flexion ou traction dans le bois ont un comportement fragile, il est donc préférable de les éviter. Dans le cas d'entaille, l'épaisseur de bois contenue dans l'avant-bois ne participe pas à la résistance à la traction ou flexion.

Cependant, cette rupture n'est pas une rupture locale, il s'agit d'une rupture globale survenant suite à un enchainement de ruptures locales. En effet, cette rupture ne peut survenir d'elle-même. Lorsque le bois se déforme en flexion, sa déformation est plus importante que celle du béton mais elle est empêchée à cause de la liaison entre les deux matériaux. Le bois ne pouvant se déformer glisse contre le béton à l'interface et des contraintes de compression naissent dans l'entaille. Le mode de rupture en découlant est une rupture par compression parallèle aux fibres de bois. Et nous avons appris dans la section 3.1 que ce type de rupture possède un comportement ductile. Ainsi, le bois peut se déformer localement au droit de chaque entaille et petit à petit atteindre la position déformée qu'il aurait du avoir sans connexion avec le béton. Le bois se déforme alors à ce point qu'il atteint sa limite de résistance. S'en suit alors l'apparition d'une fissure à mi-travée sur la partie inférieure de la section de bois tel qu'illustré dans la figure 3.11.

Pour ce modèle analytique, plusieurs hypothèses sont faites :

- La structure est soumise à une charge verticale uniformément répartie sur toute sa longueur
- Le plancher composite est dimensionné de telle sorte que le mode de rupture gouvernant est la compression ductile du bois au droit des entailles
- Le comportement de la connexion est élastoplastique

- La capacité de déformation ultime de la connexion est élevée et n'influence pas le comportement structurel
- Le phénomène d'ouverture de fente est négligé. Les deux matériaux gardent la même courbure

Ce type de rupture passe par plusieurs étapes :

1. Phase initiale : application de la charge uniformément répartie sur l'entièreté du plancher

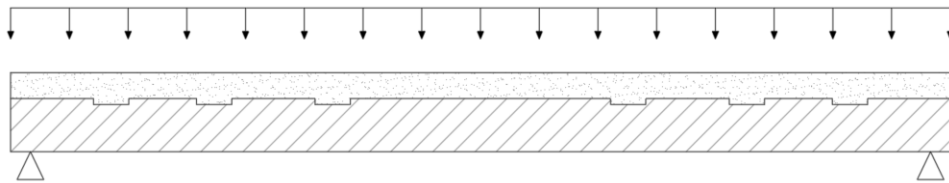


Figure 3.7 – Phase initiale

2. Phase élastique : les matériaux commencent à se déformer solidairement et de manière élastique. La transmission d'effort entre les deux parties du plancher se fait sans encombre. Le béton n'est pas encore fissuré.

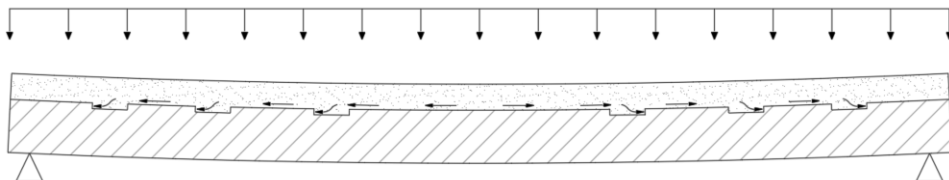


Figure 3.8 – Phase élastique

3. Entrée en plasticité des entailles par flambement local des fibres de bois en raison d'une force de compression trop importante à transmettre à travers les entailles → Formation d'un gradient de déformation entre les deux matériaux → Atteinte de la limite de traction du béton au bas de sa section → Formation de fissures de traction → Augmentation de la courbure

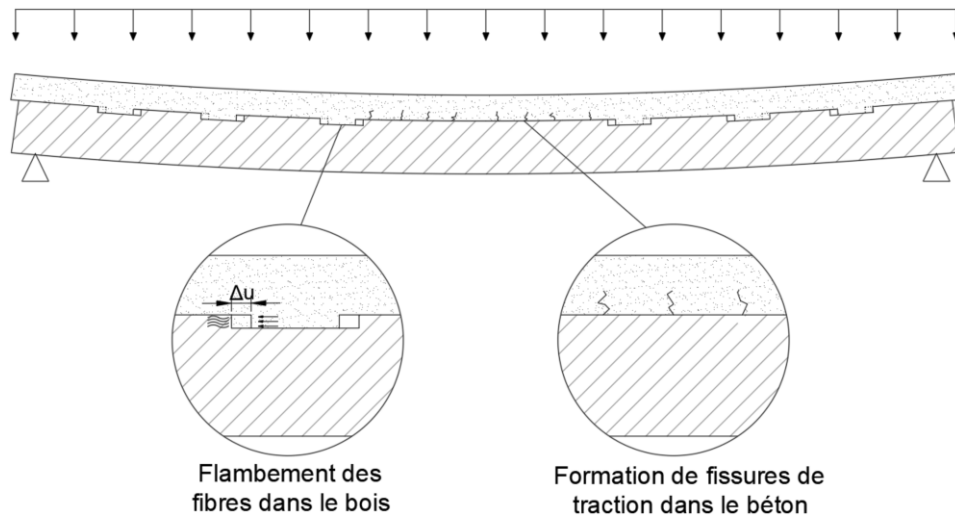


Figure 3.9 – Flambement des fibres

4. Phase plastique : la résistance en compression du béton en haut de la section est atteinte → Le béton se fissure petit à petit → La zone de compression du béton et les entailles se comportent de manière ductile

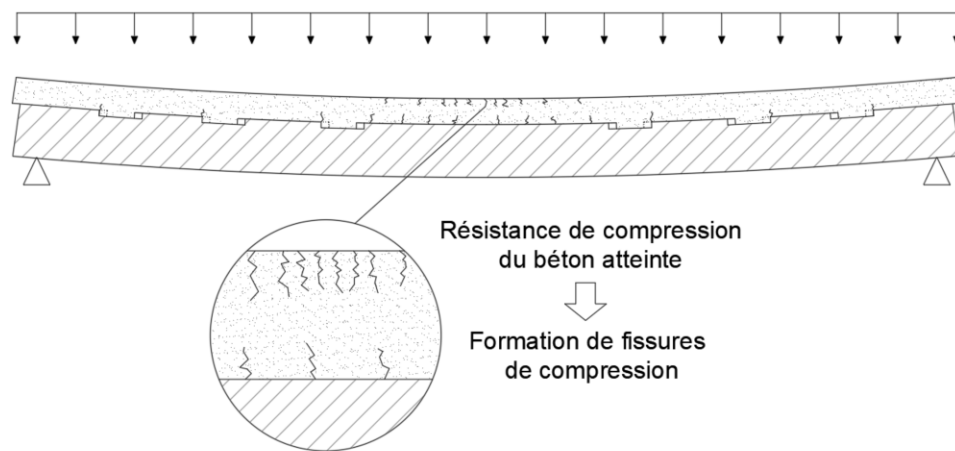


Figure 3.10 – Phase plastique

Après cette étape, la méthode Gamma n'est plus d'application car l'hypothèse de comportement élastique des matériaux n'est plus valable.

5. Rupture totale : la rupture en compression du béton amène à une forte augmentation de la courbure de l'élément composite jusqu'à ce que le bois

atteigne sa résistance en traction dans sa partie inférieure → Apparition et propagation soudaine d'une fissure de traction → Le caractère ductile est donc limité par la capacité de déformation du bois

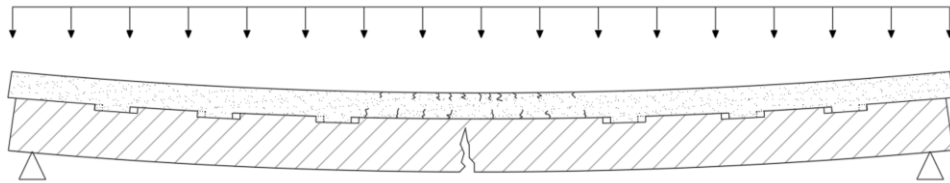


Figure 3.11 – Rupture globale du plancher

3.4 Rupture par cisaillement (+ traction) du béton

Ce mode de ruine fragile peut survenir dans des planchers mixtes bois-béton, surtout en l'absence de renforts verticaux. Il apparait localement dans l'entaille. Ce type de rupture est induit par une contrainte de cisaillement trop importante au sommet de l'entaille. Cette dernière provoque une fissuration du béton, cela a pour conséquence que la dalle de béton peut casser au niveau de l'entaille, le glissement entre le béton et le bois n'est alors plus empêché.

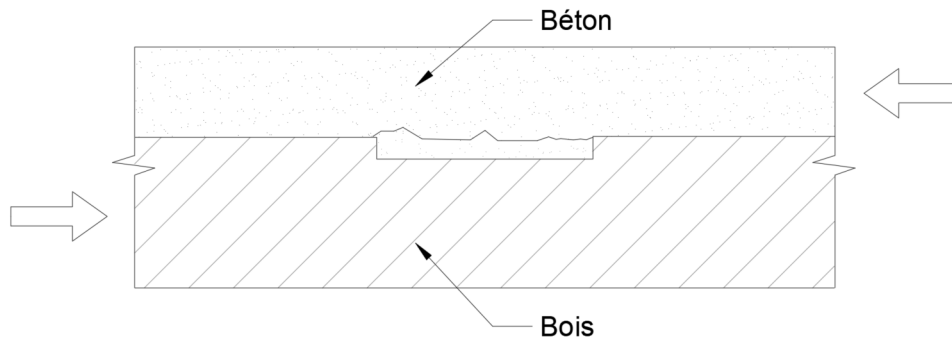


Figure 3.12 – Représentation simplifiée de la rupture par cisaillement du béton

En faisant l'hypothèse simplificatrice que la distribution de la contrainte de cisaillement est uniforme sur la longueur de l'entaille, il en découle que la résistance du béton s'obtient en effectuant le produit de la résistance au cisaillement du béton par l'aire du plan de cisaillement.

$$T_R = \tau_{R,c} \cdot b_N \cdot l_N \quad (3.6)$$

Un des principaux avantages de l'utilisation de renforts verticaux est qu'ils permettent d'augmenter la résistance à ce type de rupture en reprenant une portion de l'effort rasant.

3.5 Rupture par compression du béton en haut de la section

Ce mode de rupture survient quand la contrainte de compression induite par le fléchissement du plancher devient supérieure à la résistance en compression du béton.

Il s'agit du deuxième type de rupture globale présent dans les planchers composites. Contrairement à la rupture globale par flexion-traction dans le bois, celle-ci peut se produire sans nécessiter de rupture locale préliminaire. En effet, selon le nombre et la dimension des entailles, l'épaisseur de la couche de béton et sa classe de résistance, ce dernier peut atteindre sa limite de compression sans nécessairement être passé par un autre mode de ruine.

L'utilisation de goujons permet d'utiliser une méthode différente pour estimer cette rupture, il s'agit du modèle bielle-tirant. Les renforts présents dans l'entaille peuvent être considérés comme étant des tirants si leur longueur de pénétration dans le béton est suffisante. Une bielle, subissant un effort de compression uniaxial, se forme alors naturellement dans le béton. Plusieurs configurations peuvent être imaginées. La configuration classique est illustrée dans la figure 3.13.

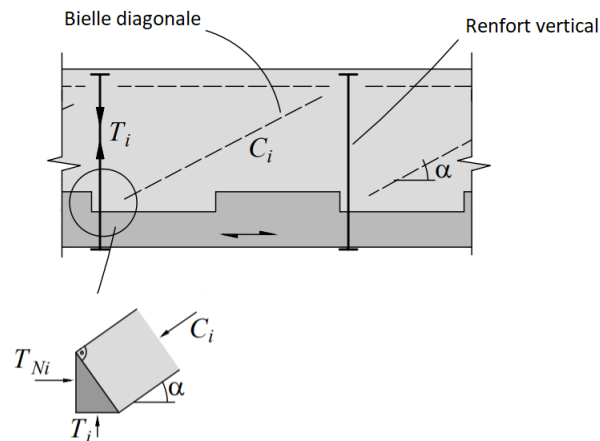


Figure 3.13 – Exemple de configuration d'un modèle bielle-tirant [26]

Cependant, cette configuration nécessite de disposer d'une distance inter-entaille

constante et courte. Donc si nous décidions que chaque entaille doit reprendre le même effort rasant, elles devraient être placées à intervalles non-réguliers, ce qui rendrait l'utilisation du modèle bielle-tirant impossible.

3.6 Rupture par flexion-cisaillement dans le béton

Lorsque le béton subit une contrainte de cisaillement à l'interface bois-béton, il peut se cisailier. Durant ce cisaillement, le béton bute contre l'entaille et lui transmet alors un effort de compression. Le chemin qu'emprunte la force de compression que transmet le béton au bois peut être dessiné, ce dessin permet d'observer la surface de béton s'appuyant contre l'entaille, elle prend la forme d'une butée. Cette surface en butée est représentée sur la figure 3.14.

En conséquence, un effort de traction survient localement dans le béton entre la partie en butée et celle au-dessus de la butée "au repos".

La naissance de cette traction est causée par le fait qu'en subissant un cisaillement, le béton "veut" se déplacer pour accompagner le cisaillement ; or une partie du béton entre en butée avec l'entaille et ne peut donc poursuivre sa route. Cependant le béton n'étant pas entré en butée contre l'entaille continue son déplacement. C'est ainsi que naît un effort de traction entre le béton en butée et celui ne l'étant pas, comme si le béton cherchait à s'étirer.

Cette traction au sein du béton provoque la fissuration du béton, la trajectoire de la fissure est la même que la surface en butée représentée dans la figure 3.14.

L'existence de cet effort de traction a été confirmée par Michelfelder dans sa thèse [27] qu'il a réalisé au moyen de simulations numériques.

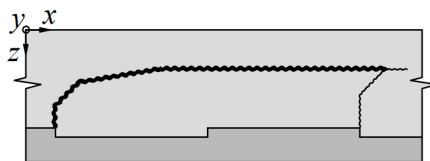


Figure 3.14 – Chemin de propagation de la fissure idéalisée [26]

L'apparition de ces fissures est difficilement prédictible car elle dépend de la position et de la longueur des fissures préexistantes.

L'utilisation d'un renfort métallique peut influencer la mécanique de ce type de rupture. Si la profondeur de pénétration du renfort dans le béton est suffisamment

élevée, sa présence peut suffire à empêcher la formation de la fissure.

3.7 Ouverture de fentes

L'utilisation d'un plancher mixte implique un risque de décollement entre les deux matériaux. Lorsque le plancher est soumis à de la flexion, ce phénomène ne peut être négligé car il est synonyme de ruine de la structure. Le principal inconvénient est qu'il s'agit d'un mode de rupture fragile et difficile à estimer. Cette complexité provient du fait que l'ouverture des fentes est assujettie à des phénomènes du second ordre et que les causes de ce mode de rupture peuvent être multiples :

- Une déformation qui n'est pas la même dans les deux matériaux en raison de leurs rigidités propres différentes
- La façon dont se comportent le bois et le béton lorsqu'ils sont cisailés est différente d'un matériau à l'autre. Cela mène également à une déformation due au cisaillement qui n'est pas la même dans le bois et le béton [18]
- L'excentricité entre les forces de cisaillement à l'interface et le centroïde des deux sections

Une solution efficace pour contrer le décollement est la mise en place de renforts verticaux.

Design du renfort vertical pour éviter l'ouverture de fentes

Le dimensionnement du renfort vertical consiste à déterminer la surface de la pièce métallique composant le renfort. Pour étudier le phénomène d'ouverture de fente, une hypothèse conservatrice est faite afin de simplifier l'analyse.

Le design du renfort est réalisé à partir de la flèche maximale à l'ELU w_u provoquée par une charge uniformément répartie. La flèche dépend des rigidités des 2 matériaux composant le plancher. L'hypothèse faite concerne le béton, il s'agit de considérer que ce dernier est infiniment rigide, c'est-à-dire que lorsqu'il rompt, une unique fissure apparaît à mi-travée divisant ainsi la dalle de béton en deux. Déformé, le plancher forme alors un angle $\alpha_{1,u} = \arctan\left(\frac{2w_u}{l}\right)$ par rapport à l'horizontale. Toutefois cette hypothèse ne concerne que le béton, la déformée du bois conserve la forme d'une parabole.

Cette situation est illustrée dans la figure 3.15.

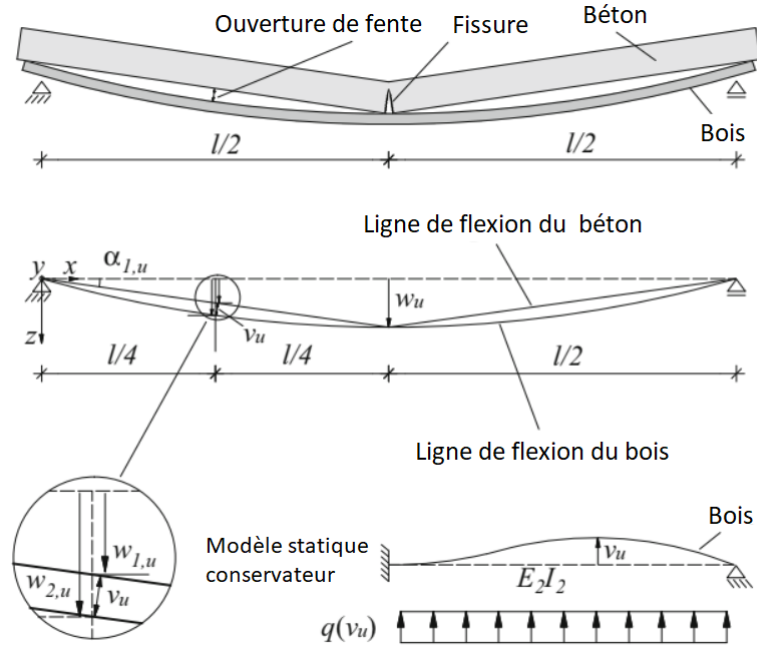


Figure 3.15 – Modèle simplifié pour la conception des renforts verticaux [26]

Sur la figure 3.15, nous pouvons observer que lorsque le plancher fléchit, un écart se creuse entre les deux matériaux jusqu'à atteindre la valeur v_u . Il s'agit de l'écart maximal théorique. Théorique car dans une situation réelle, l'écart entre les matériaux n'atteindrait pas une valeur si élevée étant donné le béton n'est pas infiniment rigide et se déformerait donc avec le bois.

Cet écart maximal est calculé sur base des déformations respectives des deux matériaux.

$$v_u = (w_{2,u} - w_{1,u}) \cdot \cos(\alpha_{1,u}) \quad (3.7)$$

Où :

- $w_{1,u}$ est la flèche à l'ELU du béton à mi-travée
- $w_{2,u}$ est la flèche à l'ELU du bois à mi-travée
- $\alpha_{1,u}$ est l'angle formé par l'inclinaison du plancher par rapport à l'horizontal

L'équation peut être réécrite de telle sorte qu'elle ne dépende plus que de la flèche ultime à mi-travée et de l'angle de déformation du béton :

$$v_u = (w_{2,u} - w_{1,u}) \cdot \cos(\alpha_{1,u}) = \left(\frac{3w_u}{4} - \frac{w_u}{2} \right) \cdot \cos(\alpha_{1,u}) = \frac{w_u}{4} \cdot \cos(\alpha_{1,u}) \quad (3.8)$$

Pour déterminer l'effort que doit reprendre le renfort vertical pour éviter le décollement, il est nécessaire d'introduire une force imaginaire négative $q(v_u)$. Cette force est appliquée sur une demi-travée et provoque une flèche équivalente à v_u . Elle représente en fait l'effort à reprendre par le goujon pour éviter le décollement des matériaux. Son calcul est décrit par l'équation 3.9.

$$q(v_u) = v_u \cdot \frac{369}{2} \cdot \frac{E_2 I_2}{(L/2)^4} \quad (3.9)$$

La section minimale du goujon peut être déduite de cette équation :

$$A_{s,min,v} = \frac{q(v_u) \cdot l}{f_y} \quad (3.10)$$

Où :

- $A_{s,min,v}$ est la surface minimale du goujon
- f_y est la résistance élastique de l'acier constituant le renfort

Nous notons cependant que cette méthode se base sur une hypothèse simplificatrice fournissant au béton un comportement différent de la réalité. La partie expérimentale de ce mémoire ne peut pas être utilisée pour vérifier cette théorie mais des articles fiables de la littérature [26] [18] ont apportés la preuve que les valeurs expérimentales obtenues sont suffisamment proches des valeurs théoriques, la théorie est donc validée.

3.8 Influence des goujons

L'emploi d'un goujon dans une connexion peut avoir de nombreux avantages. Dans le cas d'un plancher mixte bois-béton, la présence d'un goujon peut contre-carrer l'occurrence de certains modes de ruine en augmentant la résistance de la connexion. Parmi les modes de rupture pouvant être empêchés, il y a la rupture par cisaillement du béton, cette section se concentre sur ce mode de ruine.

Les résultats des tests expérimentaux menés dans le cadre d'études s'accordent à dire qu'un tire-fond reprend 20 à 30 % des efforts totaux. Il existe des formules analytiques pour prédire la résistance au cisaillement d'une connexion par entailles avec goujons [7] [22]. La résistance au cisaillement du béton est calculé dans

l'équation 3.11 provenant des normes de Nouvelle-Zélande (méthode NZS).

$$F_{conc, shear} = 0,2 \cdot f_c \cdot b_N \cdot l_N + n \cdot k_1 \cdot p \cdot Q \quad (3.11)$$

Avec :

- f_c est la résistance en compression du béton
- b_N est la largeur de l'entaille
- l_N est la longueur de l'entaille
- n est le nombre de goujons par entaille
- k_1 est un facteur de modification prenant en compte la durée de chargement
- p est la profondeur de pénétration du goujon dans le bois
- Q est la résistance à l'arrachement du goujon dans le bois

Cependant, il s'avère que cette équation surestime la résistance du béton au cisaillement.

L'Eurocode fournit une autre formule pour le calcul de cette résistance :

$$F_{conc, shear} = 0,5 \cdot \beta \cdot b_N \cdot l_N \cdot v \cdot f_c + n_{ef} \cdot (\phi_{cs} \cdot d_{ef} \cdot \pi)^{0,8} \cdot f_w \quad (3.12)$$

Où :

- β est un facteur de réduction valant 0,25
- v est un facteur de réduction dû à la présence de fissures de cisaillement dans le béton et peut être estimé à 0,516
- f_c est la résistance du béton à la compression
- n_{ef} est le nombre de goujons par entaille
- ϕ_{cs} est le diamètre du goujon
- d_{ef} est la longueur de pénétration du goujon dans le bois à laquelle on soustrait la valeur du diamètre du goujon
- f_w est la résistance à l'arrachement du goujon dans le bois

Il existe également une approche alternative dans laquelle l'attention est portée sur le choix de la valeur du facteur de réduction β dans le but d'obtenir une meilleure précision en regard des tests expérimentaux.

Dans cette dernière, le facteur devient β^* et prend la valeur :

$$\beta^* = \frac{l_n - 2 \cdot \phi_{cs}}{2 \cdot l_n} \quad (3.13)$$

Chapitre 4

Modèle et calculs

4.1 Introduction

Dans le cadre de ce mémoire, des essais de cisaillement ont été réalisés pour tester la résistance des connecteurs que nous avons développés. Bien que ces essais soient de l'ordre du local étant donné qu'ils ne ciblent qu'une seule entaille et non le plancher dans son entièreté, un travail plus global a été effectué.

En effet, le dimensionnement des connecteurs est basé sur un plancher de 8m de longueur.

Pour un plancher de cette longueur, il est d'usage de n'utiliser que 3 connecteurs par demi-travée comme le préconisent les ingénieurs de l'EPFL ayant travaillé sur le sujet [29].

Dans ce chapitre seront présentés la méthode Gamma servant l'approche global, le calcul de l'emplacement des connecteurs, 2 méthodes utilisées pour déterminer l'effort rasant au droit de l'entaille, la vérification du critère de flèche à court et long terme, la présentation du modèle bielle-tirant ainsi que les 3 configurations que nous avons développées pour les tests.

4.2 Base du modèle : La méthode Gamma

4.2.1 Introduction

Il existe, pour le dimensionnement des planchers mixtes, une méthode répandue offrant des résultats concluant appelée la méthode "Gamma". Cette dernière doit son nom à l'utilisation d'un paramètre déterminant le degré de la connexion à partir des caractéristiques intrinsèques de chacun des 2 matériaux constituant le plancher, il s'agit du paramètre γ . Cette méthode est linéaire, elle suppose que les matériaux bois et béton ont un comportement linéaire jusqu'à la rupture. Comme l'explique l'article de l'ECAM [21], pour des charges de faible intensité, cette hypothèse donne des résultats concluants. C'est expliqué par le fait que la structure composite est

conçue de telle manière à ce que la rupture survienne dans le bois. Or, ce dernier possède un comportement linéaire élastique en flexion et en traction.

La méthode Gamma permet de calculer le degré de la connexion afin d'obtenir la rigidité flexionnelle effective de la section totale du plancher composite, notée $(EI)_{eff}$. Cette dernière reflète l'efficacité de la connexion.

La méthode Gamma permet également de calculer les contraintes normales dans les sections de bois et de béton. Mais le plus important est qu'elle permet le calcul de la rigidité flexionnelle effective car celle-ci intervient dans le critère de vérification à la flèche, dans le calcul des forces agissant sur le connecteur, dans le calcul des contraintes normales.

La méthode Gamma est donc utilisée pour une approche globale du problème.

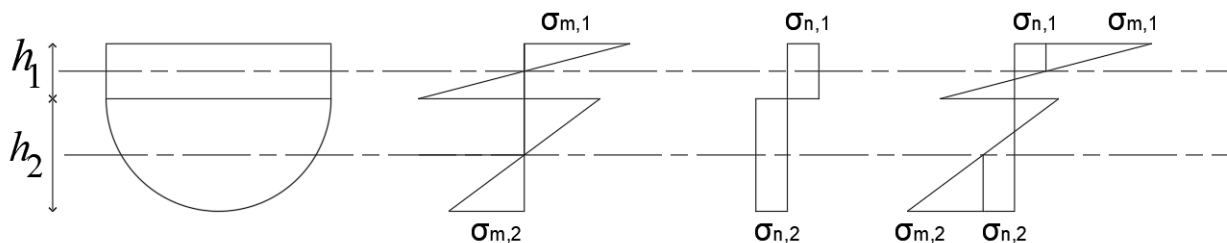


Figure 4.1 – Distribution des contraintes dans le plancher mixte avec et sans collaboration des 2 matériaux

4.2.2 Fonctionnement de la méthode

4.2.2.1 Hypothèses

La méthode Gamma se base sur plusieurs hypothèses :

- Les matériaux ont un comportement élasto-plastique
- La poutre repose sur 2 appuis simples et a une portée L
- La poutre est soumise à une charge, soit uniformément répartie soit ponctuelle, agissant perpendiculairement à la poutre
- La section de la poutre est invariable sur toute sa portée

4.2.2.2 Paramètre γ

La rigidité effective est fonction du paramètre γ , compris entre 0 et 1. Un γ valant 0 signifie qu'il n'y a pas de connexion tandis qu'un γ valant 1 signifie que la connexion est totale. Ce paramètre dépend du module de glissement de la connexion, K_{ser} .

Avant d'expliquer comment sont obtenues les contraintes dans la section, il est nécessaire d'explicitier les différentes équations régissant la méthode Gamma. Ces équations utilisent des indices i , leur signification est la suivante : $i = 1$ indique qu'il s'agit d'un paramètre intrinsèque au matériau béton tandis que $i = 2$ réfère au bois.

Le paramètre γ est défini par la formule suivante :

$$\gamma_1 = \frac{1}{1 + \frac{\pi^2 \cdot A_1 \cdot E_1}{k \cdot L^2}} \quad (4.1)$$

Où :

- γ_1 est en fait le γ du béton car le bois fait office de référence. Le γ du bois vaut, lui, $\gamma_2 = 1$
- $A_1 = h_1 \cdot b$ est l'aire de la section de béton
- E_1 est le module de Young du béton
- L est la portée du plancher
- $k = \frac{K_u}{s}$ où s représente l'espacement entre les connecteurs et K_u est le module de glissement à l'ELU

Le module de glissement à l'ELU K_u est un paramètre essentiel de la méthode, il vaut : $K_u = \frac{2}{3} \cdot K_{ser}$ où K_{ser} est le module de glissement à l'ELS. Le fait est que K_{ser} ne peut pas être estimé par calcul dans le cas de connexion par entaille. C'est pourquoi, comme le K_{ser} ne peut être estimé, il a fallu choisir une approximation pour le paramètre γ . Cette approximation a été faite sur base de valeurs connues de γ et pour lesquels le plancher mixte associé était similaire à celui étudié dans cette thèse. Les tests en laboratoire nous permettront de comparer notre valeur théorique de K_{ser} à la valeur obtenue expérimentalement.

4.2.2.3 Caractéristiques géométriques

Pour fonctionner, la méthode Gamma considère que les 2 sections du plancher mixte sont des sections rectangulaires. Elle nécessite l'utilisation d'une hauteur pour la section de béton ainsi que pour la section de bois. Mais, pour la section de bois, utiliser le rayon du billon comme hauteur n'est pas correct. Il est donc nécessaire de réaliser une approximation de ce que serait la hauteur de bois si l'on passait d'une section semi-circulaire à une section rectangulaire.

L'approximation est décrite dans l'équation 4.2. Elle consiste à égaler la surface d'un demi-cercle avec celle d'un rectangle.

$$L \cdot h_2 = \frac{\pi \cdot R^2}{2} \Leftrightarrow 2R \cdot h_2 = \frac{\pi \cdot R^2}{2} \Leftrightarrow h_2 = \frac{\pi R}{4} \quad (4.2)$$

L'approximation étant réalisée, la méthode peut alors être développée.

Pour simplifier les équations, un coefficient d'équivalence a été introduit : $n = \frac{E_1}{E_2}$. Dans le cas de section composite de deux matériaux similaires, par exemple une poutre mixte bois-bois, le coefficient d'équivalence est unitaire.

La position de l'axe neutre est définie par l'équation 4.3.

$$z_G = \frac{1}{A_{eff}} \cdot \left[\gamma n A_1 \frac{h_1}{2} + A_2 \cdot \left(h_1 + \frac{h_2}{2} \right) \right] \quad (4.3)$$

Où $A_{eff} = \gamma \cdot n \cdot A_1 + A_2$

Il en découle l'obtention des distances entre le centre de gravité de la section mixte et le centre de gravité de chaque matériau :

$$e_1 = z_G - \frac{h_1}{2} \quad (4.4)$$

$$e_2 = h_1 + \frac{h_2}{2} - z_G \quad (4.5)$$

Et l'inertie de chaque élément :

- La section de béton étant une section rectangulaire, son inertie vaut :

$$I_1 = b \cdot \frac{h_1^3}{12} \quad (4.6)$$

- La section de bois étant une section semi-circulaire, son inertie vaut :

$$I_2 = \frac{\pi \cdot R^4}{128} \quad (4.7)$$

4.2.2.4 La rigidité flexionnelle effective

La rigidité flexionnelle effective est calculée à partir de la rigidité de chaque matériau et de la liaison :

$$B_1 = E_1 \cdot I_1 \quad ; \quad B_2 = E_2 \cdot I_2 \quad ; \quad B_s = \gamma \cdot A_1 \cdot E_1 \cdot e_1^2 + A_2 \cdot E_2 \cdot e_2^2 \quad (4.8)$$

Où :

- B_1 est la rigidité effective de la section de béton
- B_2 est la rigidité effective de la section de bois
- B_s est la rigidité effective de la connexion

Et finalement

$$(EI)_{eff} = B_{eff} = B_1 + B_2 + B_s \quad (4.9)$$

4.2.2.5 Calcul des contraintes dans la section

La rigidité flexionnelle étant connue, les valeurs de contraintes normales, peuvent alors être calculées.

Dans le béton (i=1) et dans le bois (i=2) :

$$\text{la contrainte avec collaboration} : \sigma_{n,i} = \frac{\gamma_i \cdot E_i \cdot e_i \cdot M_{max}}{(EI)_{eff}} \quad (4.10)$$

$$\text{la contrainte sans collaboration} : \sigma_{m,i} = 0,5 \cdot \frac{E_i \cdot h_i \cdot M_{max}}{(EI)_{eff}} \quad (4.11)$$

$$\text{la contrainte totale} : \sigma_i = \sigma_{n,i} + \sigma_{m,i} \quad (4.12)$$

La figure 4.2 montre comment se répartissent ces contraintes et quelles formes elles prennent.

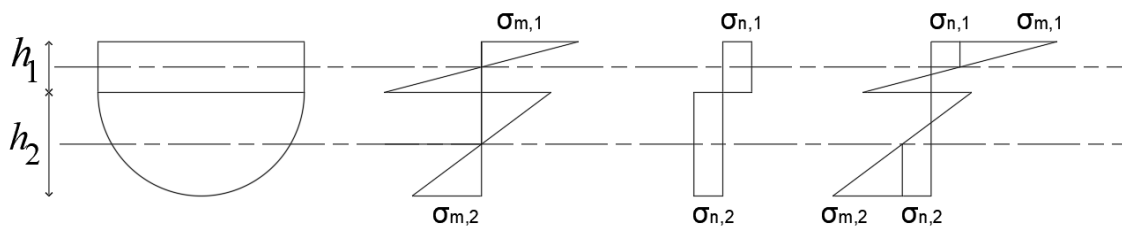


Figure 4.2 – Distribution des contraintes dans le plancher mixte avec et sans collaboration des 2 matériaux

4.3 Vérification du critère de flèche

Une des fonctions principales de la méthode Gamma est de permettre le calcul de la flèche dans le plancher, il s'agit du critère principal pour le dimensionnement des hauteurs de bois et de béton du plancher mixte.

Nous différencierons la flèche à court terme et la flèche à long terme.

4.3.1 Flèche à court terme

Le calcul de la flèche élastique à court terme du plancher mixte utilise la combinaison de charge à l'état limite de service rare à court terme.

Cette charge a pour équation :

$$Q_{ELS,rare} = G_k + Q_{k,1} + \sum(\Phi_{0,i} \cdot Q_{k,i}) \quad (4.13)$$

Où :

- G_k représente les charges permanentes, comprenant le poids propre
- Q_k représente les charges variables
- Φ est un coefficient sur les charges d'exploitation prenant en compte le type de charge auxquelles est soumise la structure

Le calcul de la flèche à court terme, w_{CT} , s'écrit alors :

$$w_{CT} = \frac{(5Q_{ELS,rare} \cdot L^4)}{384 \cdot (EI)_{eff}} \quad (4.14)$$

Le critère que doit vérifier la flèche à court terme est le suivant :

$$w_{CT} \leq \frac{L}{500} \quad (4.15)$$

4.3.2 Flèche à long terme

Le calcul de la flèche à long terme prend en compte le fluage du béton et du bois. A chacun de ces 2 matériaux a été attribué un coefficient de fluage Φ_i . Le calcul de la flèche à long terme (LT) avec la prise en compte du fluage implique un nouveau calcul des caractéristiques du plancher mixte.

- Les modules d'élasticité des matériaux :

$$E_{i,LT} = \frac{E_i}{1 + \Phi_i} \quad (4.16)$$

Où l'indice i indique s'il s'agit du matériau béton ($i = 1$) ou bois ($i = 2$)

- Le coefficient d'équivalence :

$$n_{LT} = \frac{E_{1,LT}}{E_{2,LT}} \quad (4.17)$$

- Position du centre de gravité :

$$A_{eff} = \gamma \cdot n_{LT} \cdot A_1 + A_2 \quad (4.18)$$

$$z_G = \frac{1}{A_{eff}} \cdot \left(\gamma \cdot n_{LT} \cdot A_1 \cdot \frac{h_1}{2} + A_2 \cdot \left(h_1 + \frac{h_2}{2} \right) \right) \quad (4.19)$$

- Distance entre le centre de gravité et l'axe de chaque matériau e_1 et e_2 .
- La rigidité de chaque matériau et de la liaison :

$$B_{i,LT} = E_{i,LT} \cdot I_i \quad (4.20)$$

$$B_{s,LT} = \gamma_1 \cdot A_1 \cdot E_{1,LT} \cdot e_{1,LT}^2 + A_2 \cdot E_{2,LT} \cdot e_{2,LT}^2 \quad (4.21)$$

- la rigidité flexionnelle effective du plancher mixte à long terme :

$$(EI)_{eff,LT} = B_{1,LT} + B_{2,LT} + B_{s,LT} \quad (4.22)$$

L'application de la méthode Gamma au plancher mixte avec la prise en compte du fluage permet d'obtenir la rigidité flexionnelle effective à long terme. Cette dernière est nécessaire au calcul de la flèche à long terme.

Le calcul de la flèche à long terme, w_{LT} , s'écrit alors :

$$w_{LT} = \frac{5Q_{ser,LT} \cdot L^4}{384(EI)_{eff,LT}} \quad (4.23)$$

Le critère que doit vérifier la flèche à court terme est le suivant :

$$w_{LT} \leq \frac{L}{300} \quad (4.24)$$

4.4 Modèle bielle-tirant

Le modèle bielle-tirant est un modèle répandu dans le domaine de la construction. Principalement utilisé pour le béton armé, il permet de calculer les efforts transmis entre le béton et l'acier. Ce modèle s'intéresse à la zone de discontinuité dans la section de béton et cherche à l'idéaliser au moyen d'un modèle de treillis permettant de se représenter le cheminement des efforts au sein de la structure. Le modèle de treillis est présenté dans la figure 4.4.

Dans le cas d'une poutre en béton armé soumise à une charge ponctuelle à mi-travée, la présence des armatures transversales, les étriers, donne naissance à un système de bielles dans l'espace contenu entre 2 étriers. Ces derniers constituent les tirants du modèle bielle-tirant. Donc dans l'analogie avec un treillis, les étriers représentent les barres verticales du treillis. Quant à la

bielle, elle permet de visualiser la zone de compression dans le béton, il s'agit d'un effort uniaxial et unidirectionnel. Dans l'analogie avec un treillis, la bielle représente les barres diagonales du treillis. La bielle permet la transmission de l'effort d'un étrier au suivant. Cette situation est illustrée dans la figure 4.4 où les bielles de compression sont représentées en rouge et les tirants d'acier en traction en bleu.

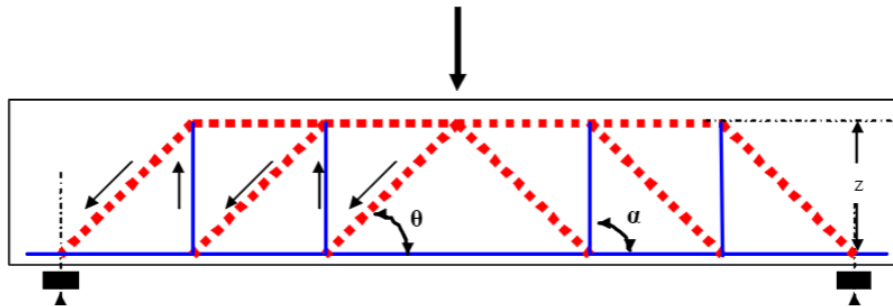


Figure 4.3 – Modèle bielle-tirant [24]

Néanmoins, le modèle bielle-tirant n'est pas exclusivement destiné au béton armé, il peut être employé à une structure mixte dont la configuration est similaire à celle de la figure . Lors de nos tests en laboratoire, 4 échantillons seront testés et parmi eux il y en a un qui a été dimensionné grâce au modèle bielle-tirant. La configuration de l'échantillon est détaillée dans la section 4.7.2.

4.5 Emplacement des connecteurs

La position des rainures n'a pas été laissée au hasard. Leur emplacement a été déterminé avec précision afin que chacune reprenne environ la même quantité d'effort rasant.

Pour ce faire, il faut s'intéresser à la forme que prend le diagramme des efforts tranchants sur un plancher subissant une charge uniformément répartie.

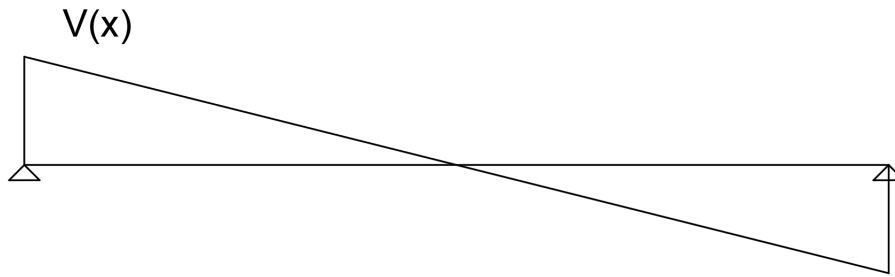


Figure 4.4 – Diagramme de l'effort tranchant d'un plancher soumis à une charge uniformément répartie

L'effort tranchant étant proportionnel à l'effort rasant, l'aire formée par le diagramme de l'effort tranchant représente la quantité d'effort rasant à reprendre par les 3 connecteurs présents sur la demi-travée du plancher. Afin que les 3 connecteurs reprennent chacun la même quantité d'effort rasant, cette aire doit être divisée en 3 aires égales. Les 3 aires obtenues fourniront alors les informations nécessaires à déterminer l'emplacement des rainures et leurs zones d'influence.

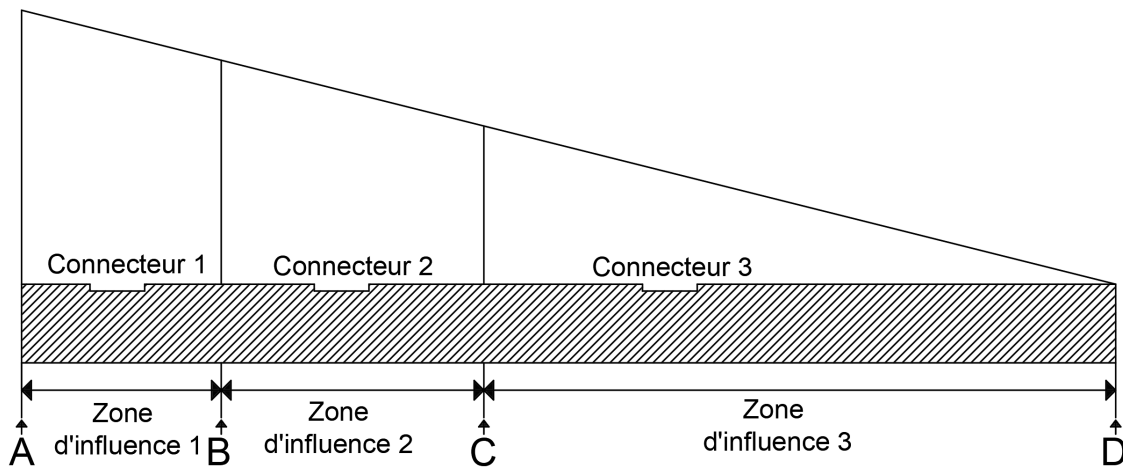


Figure 4.5 – Emplacement et zones d'influence des 3 connecteurs

Sur cette base, la longueur de chaque zone d'influence a été calculée ainsi que la valeur de la contrainte de cisaillement à chaque extrémité de ces zones. Les 6 entailles composant le plancher mixte partagent des dimensions identiques.

4.6 Méthodes de calcul de la force de compression dans la rainure

La méthode Gamma est utilisée pour le calcul global du plancher, pour déterminer quelles sont les contraintes de compression et de traction dans le bois et le béton.

Mais il est également nécessaire d'adopter une approche locale et de prendre en compte l'effort rasant présent à l'interface entre les 2 matériaux ainsi que de calculer son influence sur le dimensionnement du connecteur.

En effet cet effort rasant transmet un effort de compression dans la rainure du connecteur comme le représente la figure 4.6.

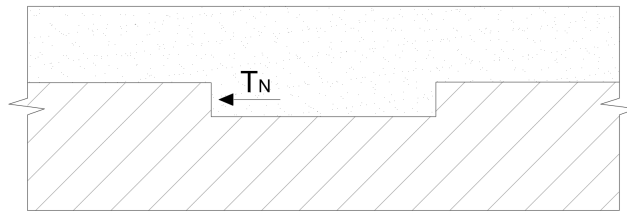


Figure 4.6 – Effort de compression transmis dans la rainure T_N

Cette force T_N peut être calculée de plusieurs façons, nous en avons explorées 2 qui, après vérification, apportent des résultats similaires.

4.6.1 Méthode analytique classique

Cette méthode se base sur les zones d'influence des connecteurs comme cela fût expliqué dans la section 4.5.

Pour chaque zone d'influence, les contraintes normales supérieures et inférieures dans la section de béton sont calculées aux extrémités de la zone d'influence.

Sont alors déduites les forces horizontales résultantes de part et d'autre de la zone d'influence. Ces dernières permettent de déterminer la force de compression horizontale T_N s'appliquant dans la rainure parallèlement aux fibres du bois.

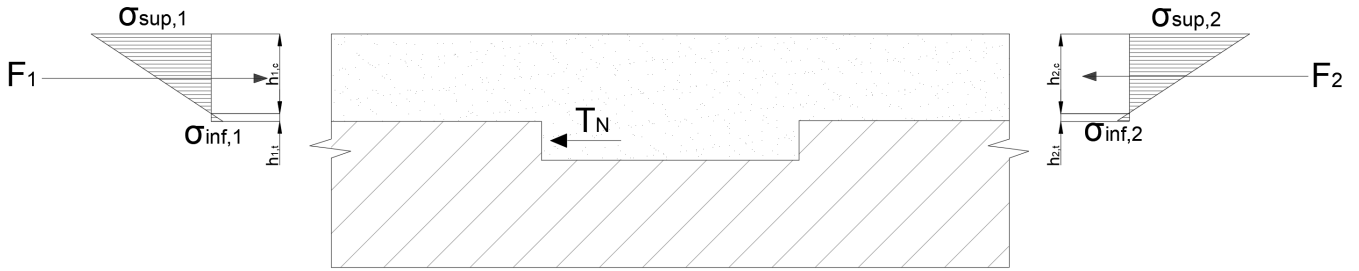


Figure 4.7 – Répartition des contraintes dans la section de béton et forces résultantes

Le calcul des contraintes a été explicité dans la section 4.2.2.5. Il en résulte donc les contraintes supérieures et inférieures :

$$\sigma_{sup} = \sigma_{n,1} + \sigma_{m,1} \quad (4.25)$$

$$\sigma_{inf} = \sigma_{n,1} - \sigma_{m,1} \quad (4.26)$$

Où l'indice 1 indique qu'il s'agit des contraintes dans la section de béton.

Les forces résultantes sont calculées à chaque extrémité des zones d'influence, 3 forces sont calculées étant donné que la force se trouvant à l'appui est nulle. Ces forces sont calculées au moyen de l'équation 4.27.

$$F_i = \sigma_{sup} \cdot \frac{h_{1,c}}{2} \cdot L + \sigma_{inf} \cdot \frac{h_{1,t}}{2} \cdot L \quad (4.27)$$

Où :

- $h_{1,c}$ est la hauteur de béton en compression
- $h_{1,t}$ est la hauteur de béton en traction

La force de compression dans la rainure, T_N , est finalement obtenue en soustrayant les forces résultantes de part et d'autre de chaque zone d'influence. Ainsi, la force de compression s'appliquant sur la première rainure en partant de l'extrémité du plancher vaut :

$$T_{N,1} = F_1 - F_0 = F_1 \quad (4.28)$$

Où $F_0 = 0$ car se trouvant à l'appui.

Les forces de compression s'appliquant sur les deuxième et troisième rainures valent, respectivement :

$$T_{N,2} = F_2 - F_1 \quad (4.29)$$

$$T_{N,3} = F_3 - F_2 \quad (4.30)$$

4.6.2 Méthode basée sur la rigidité flexionnelle

Cette méthode utilise les résultats de la méthode Gamma pour calculer la force de compression s'appliquant à la rainure.

Cette dernière est calculée par la formule suivante [26] :

$$T_N = b \cdot s \cdot \frac{\tau_{N_i} + \tau_{N_{i+1}}}{2} \quad (4.31)$$

Où :

- b est la largeur du plancher (450mm dans notre cas)
- $s = L_i$ est la zone d'influence de la rainure
- τ_{N_i} et $\tau_{N_{i+1}}$ sont les contraintes de cisaillement, provoquées par l'effort rasant, aux 2 extrémités de la zone d'influence de la rainure

Pour calculer ces contraintes de cisaillement, il faut comprendre comment apparait l'effort rasant dans un plancher soumis à de la flexion.

En flexion simple, le moment varie le long de l'abscisse x d'une valeur dM sur une distance dx . les contraintes varient de la même manière et leur intégration sur les faces des 2 extrémités de la section de longueur dx correspondent à des efforts horizontaux H et $H + dH$.

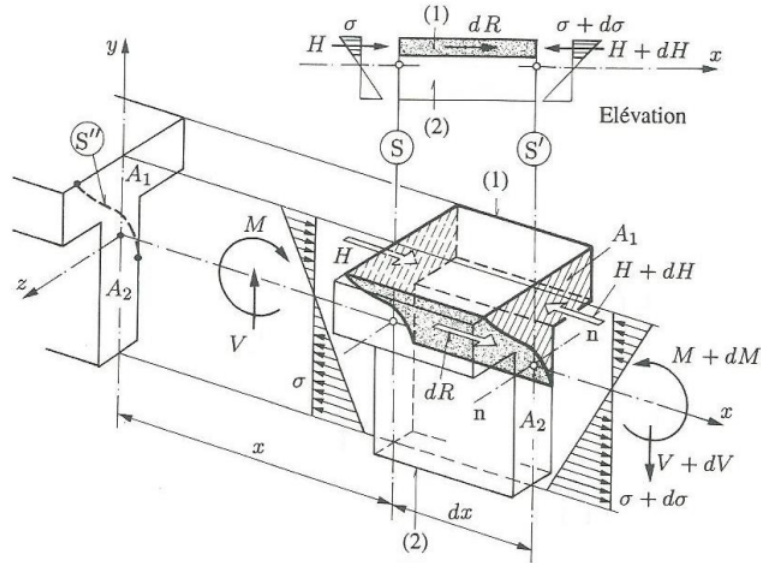


Figure 4.8 – Effort rasant [25]

Comme expliqué dans le cours de Mécanique des Structures donné par Pierre Latteur [25], cette différence dH entre les efforts horizontaux correspond à l'effort rasant, $dH = dR$. Pour un plancher composé d'un seul matériau, l'effort rasant vaut :

$$dR = dH = \int_A d\sigma dA = \int_A \left(\frac{y}{I} dM \right) dA = \int_A \left(\frac{y}{I} \cdot (V \cdot dx) \right) dA = \frac{V}{I} \int_A y dA \quad (4.32)$$

Et si la contrainte de cisaillement est uniforme sur la largeur b du plancher, alors elle vaut :

$$\tau(y) = \frac{dR}{b \cdot dx} = \frac{V \cdot S_y}{b \cdot I} \quad (4.33)$$

Où S_y est le module statique du morceau isolé.

Dans le cas d'un plancher mixte et où la contrainte de cisaillement n'est pas uniforme sur la largeur, les contraintes de cisaillement dans le bois et le béton sont obtenues à l'aide de la rigidité flexionnelle du plancher ainsi que de ses caractéristiques mécaniques et géométriques.

Le cisaillement à l'interface s'exprime alors :

$$\tau_{(x)} = \frac{V_{(x)} \cdot A_2 \cdot e_2}{(EI)_{ef} \cdot b} \quad (4.34)$$

L'effort de cisaillement ainsi obtenu peut alors être utilisé pour déterminer la force de compression, formulée dans l'équation 4.31, agissant parallèlement aux fibres du bois dans la rainure.

4.7 Les 3 configurations développées

Dans le cadre de ce mémoire, trois configurations de connecteurs ont été étudiées. L'objectif poursuivi en développant ces 3 modèles est de pouvoir comparer leurs performances. Afin de réaliser une comparaison intéressante, il est nécessaire de limiter le nombre de paramètres pouvant varier d'un échantillon à l'autre. De ce fait, imposer l'invariabilité des certains paramètres est important. Les paramètres fixés sont :

- L'essence et le type du bois
- La classe du béton
- L'épaisseur de la couche de béton
- Le diamètre des billons de bois
- La forme et les dimensions de l'entaille
- La localisation de l'entaille
- La hauteur de l'échantillon

4.7.1 Premier modèle : l'entaille

Afin de comparer la théorie à l'expérimental, le premier connecteur développé est une connexion par entaille. Connaissant les valeurs de résistance obtenues expérimentalement pour ce type de connexion, les résultats que nous obtiendrons pourront être comparés aux résultats d'autres études.

L'essai en laboratoire sur cette première configuration pourra être utilisé comme référence pour les essais des 2 autres configurations, en effet les résultats indiqueront si une entaille munie d'un goujon ou de béton fibré est plus résultante qu'une entaille seule.

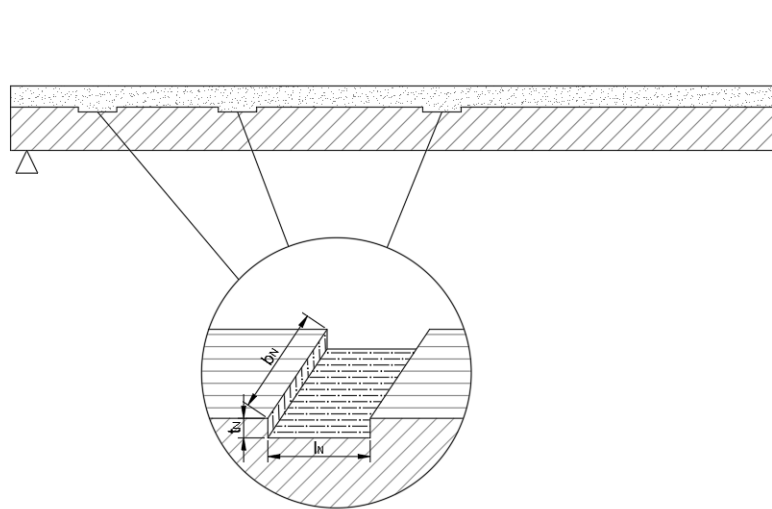


Figure 4.9 – Illustration de la configuration du connecteur sans renfort métallique

4.7.2 Deuxième modèle : l'entaille avec goujons

La deuxième configuration est une connexion par entailles à laquelle a été ajouté des goujons. L'entaille est identique à celle de la première configuration, la différence réside dans l'ajout des goujons. Cette configuration devrait être la meilleure possible en termes de performances structurelles pour un plancher mixte béton-bois. En effet, le mariage entre deux connecteurs connus tels que les entailles et les goujons implique une rigidité et une résistance qui devraient surpasser celles des autres configurations.

La présence du goujon permet d'utiliser la méthode bielle-tirant pour dimensionner le connecteur. Les goujons sont placés à l'extrémité de l'entaille qui est opposée à la surface verticale à travers laquelle l'effort rasant est transmis au bois. Ce positionnement a été choisi afin qu'une bielle de compression puisse se développer dans le béton. La figure 4.10 décrit cette situation.

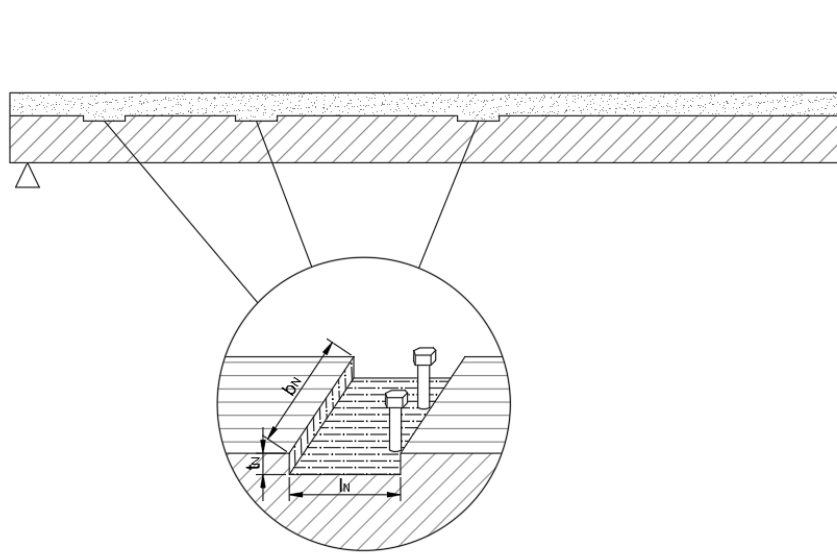


Figure 4.10 – Illustration de la configuration de connecteur avec renforts métalliques

Comme expliqué dans le cours de béton armé de l'EPL par Jean-François Cap [5], l'angle d'inclinaison de la bielle ne doit pas être trop faible, cette condition est applicable à tous les modèles bielle-tirant dont la bielle est dans le béton. La longueur de la base du triangle formé par la bielle et le tirant (dont la bielle est l'hypoténuse) doit valoir au moins 2 fois la hauteur du triangle. L'angle d'inclinaison de la bielle par rapport à l'horizontale doit donc être supérieur à 26,57.

L'emplacement idéal du goujon peut être trouvé en utilisant cette condition ainsi que les critères de compression à respecter dans le bois et la résistance de la bielle.

L'effort de compression maximum pouvant être repris par la bielle équivaut au produit de la section de la bielle par la résistance du béton à la compression.

$$T_{R,bielle} = b_{bielle} \cdot h_{bielle} \cdot f_c \quad (4.35)$$

Le problème a été résolu pour le cas à 2 dimensions, mais il est également nécessaire de considérer le cas à 3 dimensions. Les entailles étant continues sur toute la largeur du plancher, le but à atteindre est que la bielle s'applique également sur toute la largeur du plancher. Pour cela, on doit s'assurer que la distance inter-goujons soit inférieure à la zone d'influence de chaque goujon.

Pour le dimensionnement du tirant, 3 critères de résistances sont considérés :

- Résistance à la traction

Ce critère vérifie que le renfort métallique possède une résistance suffisante pour reprendre l'effort de traction qu'il subit. La vérification de ce critère permet d'obtenir le diamètre du renfort ainsi que le nombre de renforts nécessaires par entaille. La force que peut reprendre le renfort métallique est indiquée dans la fiche technique fournie par le vendeur. Cependant, cette force résistance peut également être calculée, l'équation (4.36) décrit ce calcul.

$$F_t = A_{renfort} \cdot f_y \quad (4.36)$$

Cependant, la force de traction sollicitant le tirant n'équivaut pas à la force de compression dans la bielle. L'effort de traction est en fait un fragment de la force de compression dans la bielle. Le fonctionnement du modèle bielle-tirant consiste à dessiner un triangle de force tel que l'illustre la figure 4.11 afin de pouvoir user de trigonométrie pour déduire les forces de traction et compression.

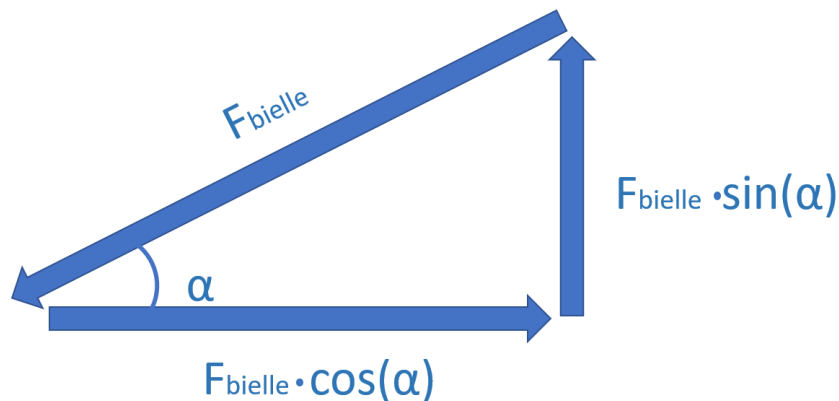


Figure 4.11 – Triangle de force engendré par le modèle bielle-tirant

- Résistance à l'ouverture de fente

Le calcul de la force à reprendre pour éviter l'ouverture de fente est détaillé dans la section 3.7. Néanmoins, ce critère n'est que très rarement dimensionnant dans le cas de planchers mixtes bois-béton.

- Résistance à l'arrachement dans le bois

Ce troisième critère permet de dimensionner le diamètre des goujons, le nombre de renforts nécessaires ainsi que la profondeur d'ancrage dans le bois. Selon l'Eurocode 5, la résistance caractéristique du bois à l'arrachement vaut :

$$F_{ax,k,Rk} = \frac{n_{ef} \cdot f_{ax,k} \cdot d \cdot l_{ef} \cdot k_d}{1,2 \cos^2(\alpha) + \sin^2(\alpha)} \quad (4.37)$$

avec

- $f_{ax,k} = 0,52 \cdot d^{-0,5} \cdot l_{ef}^{-0,1} \cdot \rho_k^{0,8}$ la résistance caractéristique à l'arrachement perpendiculaire au grain
- n_{ef} = nombre de tire-fonds
- l_{ef} = profondeur de pénétration de la partie filetée du goujon dans le bois
- ρ_k = densité caractéristique
- α = angle formé par l'axe du goujon et la direction des fibres du bois
- $k_d = \min(d/8; 1)$

La vérification de ces 3 critères mène à la réalisation d'une entaille telle qu'illustrée sur la figure 4.10. Mais il reste un paramètre n'ayant pas encore été pris en compte. la bielle inclinée est représentée par une droite partant du haut du goujon et arrivant à la surface de transmission située au bord de l'entaille. Afin de faciliter la transmission de l'effort de compression amené par la bielle, la surface avec laquelle la bielle interagit doit être perpendiculaire à celle-ci. Le bord de l'entaille est donc incliné. La situation est schématisée sur la figure 4.12.

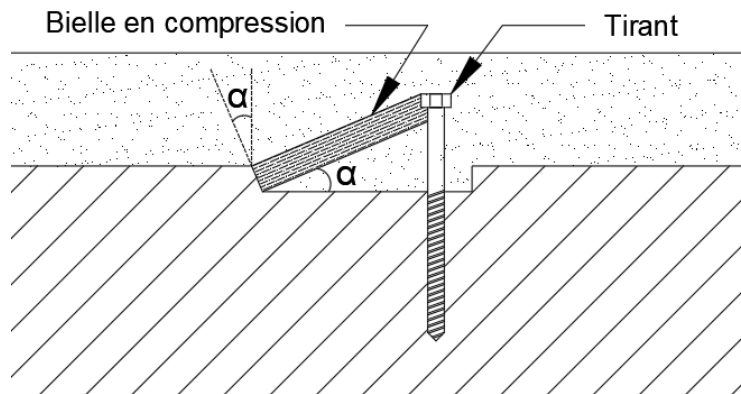


Figure 4.12 – Inclinaison de la surface de transmission des efforts de la bielle

4.7.3 Troisième modèle : l'entaille avec béton fibré

Introduction

Un des objectifs poursuivis dans la réalisation de ce mémoire est d'obtenir un modèle innovant et fonctionnel. En se penchant sur la question, nous avons décidé d'innover en utilisant du béton fibré. Le choix a donc été de modifier le matériau et non la géométrie de l'entaille, car la modification de cette dernière ne représente pas une réelle innovation, cela a déjà été testé.

Le béton est le matériau de construction le plus utilisé, il possède une excellente résistance à la compression. En revanche sa résistance à la traction est déplorable et c'est pour cette raison que l'utilisation de fibres peut devenir intéressante.

Description

Le béton fibré [28] est obtenu par association de béton de ciment et de fibres. Ces fibres peuvent être de différentes natures. A cette heure, il existe 3 familles de fibres : les fibres minérales, les fibres organiques et les fibres métalliques.



Figure 4.13 – Différents modèles de fibres [15]

Initialement, l'ambition du béton fibré était de remplacer le béton armé dont l'ajout d'armatures nécessite une grande charge de travail, que ce soit en termes de calcul, de dessin de plan de ferrailage ou de mise en œuvre.

Le béton fibré comporte de nombreux avantages, parmi eux nous citons une

meilleure résistance aux impacts, à la corrosion et au feu ainsi qu'une meilleure isolation acoustique et thermique par rapport au béton classique. Il bénéficie également d'une réduction non négligeable du retrait du béton provoqué par la perte d'eau durant le séchage. Concernant le fluage, les fibres permettent de réduire le fluage du béton en traction de 50% à 60% et en compression de 10% à 20%. Mais l'avantage structurel le plus intéressant du béton fibré est l'importante réduction de la formation de microfissures. Grâce au maillage mis en place par les fibres, le béton est solidarisé dans toute sa section. Cet effet du béton fibré est bénéfique car l'inconvénient des microfissures est qu'elles facilitent la propagation de certains types de fissure tels que les fissures de flexion-cisaillement décrites dans la section 3.6. Le pourcentage du volume que doivent occuper les fibres par rapport au volume de la dalle de béton se situe dans un intervalle de 0,5% à 4% tout type de fibre confondu. Au delà de 4%, il y a formation de porosités ainsi que la possibilité que les fibres forment des amas, ce qui impliquerait une baisse de performance du béton.

Description des 3 familles de fibres

- Les fibres organiques.

Ce sont des fibres constituées de matériaux organiques comme le kevlar, l'acrylique, le polyamide ou le carbone polypropylène. La plus utilisée est la fibre en polypropylène, ses principaux avantages sont sa souplesse et sa résistance à la corrosion.

- Les fibres végétales et minérales.

Elles se différencient des autres fibres par leur composition. Elles sont constituées d'éléments comme le basalte, l'amiante, la cellulose, le verre ou le mica. Les propriétés de ces matériaux rendent les fibres plus rigides et leur offre une meilleure ductilité. Elles protègent également le béton de la corrosion.

- Les fibres métalliques.

Il s'agit de la famille de fibre la plus utilisée. Elles se présentent sous forme de fils d'acier. Le diamètre est de l'ordre du millimètre et la longueur varie de 25 à 60 mm. Ce type de fibre possède la meilleure performance en termes de résistance à la traction et de limitation de la propagation de fissures. De plus, leur compatibilité avec le béton est excellente.

Comme l'illustre la figure 4.14, les fibres métalliques peuvent adopter des formes variées. Leur composition peut également varier entre de l'acier au carbone, de l'acier galvanisé ou encore de l'acier inoxydable.

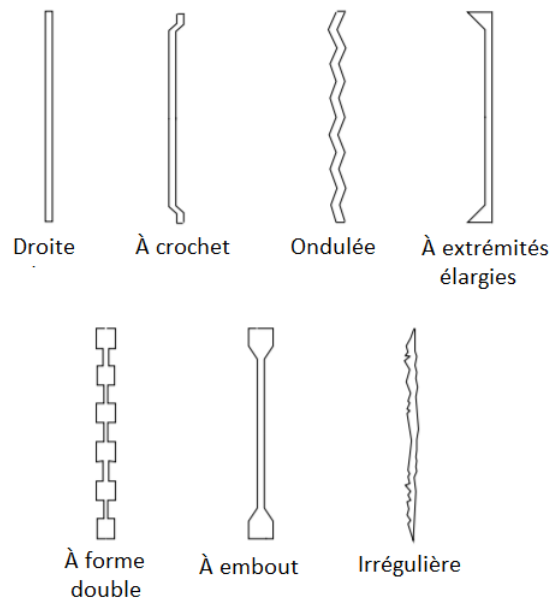


Figure 4.14 – Formes possibles pour les fibres métalliques

Le tableau 4.1 réalise une comparaison des propriétés mécaniques et physiques des différents types de fibres.

Fibre	Diamètre [μm]	Densité	Allongement de rupture [%]	Module d'élasticité [GPa]	Résistance à la traction [GPa]
Verre	9 - 15	2,6	2 - 3,5	80	2 - 3
Carbone	7,5	1,7 - 2	0,5 - 1	300 - 400	2 - 3
Acier	5 - 500	7,8	3 - 4	200	1 - 3
Amiante	0,02 - 20	2,5 - 3,4	2,3	200	3
Polypropylène	7,5	0,9	20	5	0,5

Table 4.1 – Propriétés mécaniques et physiques de différents types de fibres [32]

Malheureusement ce matériau n'a pas que des qualités. L'ajout des fibres dans le béton représente un surcoût par rapport à un béton classique sans armatures.

Rôle et utilité

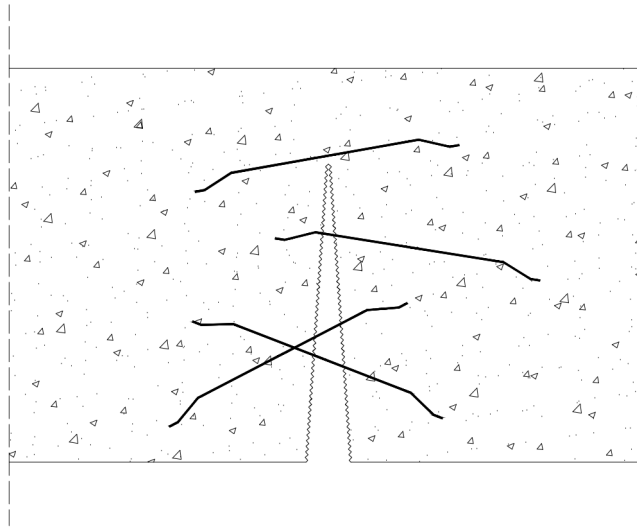


Figure 4.15 – Effet des fibres sur la fissuration

La figure 4.16 représente l'effet que peuvent avoir les fibres sur le contrôle de la fissuration. Lors de l'apparition et la propagation d'une fissure de traction dans le béton, les fibres entravent le développement de la fissure. Les fibres chevauchent la fissure en formant des ponts par-dessus celle-ci, cela a comme effet d'empêcher le béton de se rompre de façon abrupte et soudaine.

Une question que l'on pourrait se poser est : qu'advierait-il si une fissure se forme dans une zone où il y a peu de fibres ? La réponse est qu'il est très probable que les fibres n'entravent pas la propagation de la fissure. Mais heureusement, les fibres ont l'avantage de se disperser uniformément dans le béton et donc le risque qu'elles ne soient pas présente à l'endroit où se formerait une fissure est très bas. La figure 4.16 nous apprend que même à un pourcentage de 1 %, les fibres sont présentes partout dans le béton et ralentissent la fissuration.

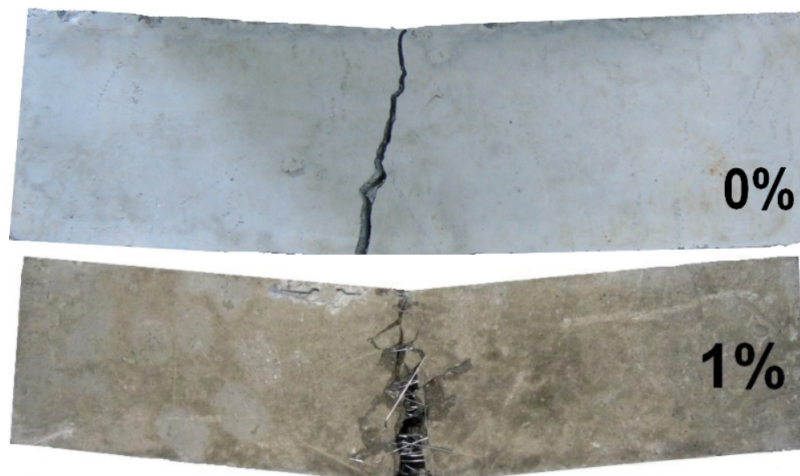


Figure 4.16 – Comparaison en photo d'un béton fissuré à 0% et à 1% de fibres [32]

L'utilisation des fibres comporte cependant quelques inconvénients. Amine Ouair l'explique dans sa thèse [30], l'ajout de fibres dans le béton augmente sa porosité. La résistance du béton peut être diminuée si trop de bulles d'air sont présentes en son sein. Un autre phénomène à ne pas sous-estimer est le décollement des fibres. Lorsqu'une fissure se forme et que des fibres la chevauchent, si la fissure s'agrandit de manière trop importante, les fibres présentes se détachent du béton et ne participent alors plus à sa résistance. Il est donc incorrect de considérer la résistance à la traction des fibres, car celle-ci est de l'ordre de 1 à 2 GPa et le décollement se produit bien avant que cette valeur soit atteinte.

La configuration de cet échantillon est la même que pour l'entaille avec béton classique. La différence de cette configuration réside uniquement dans l'ajout de fibres au béton.

Les fibres utilisées dans cet échantillon sont des fibres métalliques étant donné que ce sont celles qui offrent le meilleur contrôle de la fissuration. Les spécifications de ces fibres sont décrites dans la section 5.3. Le pourcentage de fibres injectées dans le béton est de 2 % car des pourcentages plus élevés peuvent mener à une décohésion de la matrice de béton. De plus, cette augmentation de pourcentage n'apporte pas de réelle amélioration de la rigidité du béton.

Résistance au cisaillement

Durant ces dernières années, de nombreuses équations ont été développées pour calculer la résistance au cisaillement du béton fibré. Mais ces équations sont

empiriques et fournissent toutes des résultats différents.

Guray Aslan a proposé dans son étude [2] une nouvelle formule basée sur une comparaison des résultats obtenus par 170 tests expérimentaux et prenant en compte le facteur d'élanement $\frac{a}{d}$ de la poutre. Cette nouvelle équation fournit des résultats convaincants.

$$v_{d,fb} = \begin{cases} 0,162 \cdot F \sqrt{f_c} & \text{si } \frac{a}{d} \geq 2,5. \\ 0,405 \cdot \frac{L_f}{D_f} \cdot V_f \sqrt{f_c} & \text{sinon.} \end{cases} \quad (4.38)$$

Avec

- $F = \frac{L_f}{D_f} \cdot V_f \cdot d_f$ le facteur de fibre
- f_c la résistance à la compression du béton
- L_f la longueur des fibres
- D_f le diamètre des fibres
- V_f la fraction volumique de fibres dans le béton
- d_f le facteur de liaison de forme de fibre

Cette formule représente la contribution des fibres à la résistance au cisaillement du béton fibré non armé.

La résistance au cisaillement du béton sans contribution est calculée dans l'équation (4.39).

$$v_{0,c} = 0,2 f_c^{2/3} \left(\frac{c}{d} \right) (1 + 0,032 f_c^{1/6}) \quad (4.39)$$

La résistance totale vaut alors :

$$v_u = v_{0,c} + v_{d,fb} \quad (4.40)$$

4.8 Configuration supplémentaire : connecteur HBV

Afin de pouvoir comparer les performances de nos connecteurs avec celle d'un connecteur existant, un quatrième test de cisaillement est réalisé sur un système HBV. Sa description et son principe de fonctionnement sont explicités dans la section 2.2.3.4. Ce connecteur a été choisi en raison de ses excellentes performances en termes de résistance et de rigidité. Cependant, étant donné que le connecteur HBV est continu sur toute la longueur du plancher, la quantité de matière nécessaire à sa réalisation est importante, ce qui en fait un connecteur peu écologique.

En conséquence, concurrencer les performances mécaniques du connecteur HBV au moyen d'entailles s'avère intéressant car il n'est pas nécessaire de produire de l'acier pour réaliser le connecteur.

On dénombre plusieurs modes de ruine pour le connecteur HBV. Mais en respectant les spécifications imposées par le CSTB [10], un seul type de rupture est à considérer, il s'agit de la rupture du connecteur par cisaillement à l'interface bois-béton. Les autres cas de rupture théoriques sont le décollement du HBV par rapport au bois mais il peut être empêché par l'application d'une colle suffisamment résistante.

Chapitre 5

Partie expérimentale

5.1 Description Push-out test

Le test de cisaillement est devenu la méthode standard pour tester le module de glissement, la résistance, et donc la performance d'un connecteur d'une poutre mixte.

La configuration typique du test consiste en une courte section de poutre en béton ou bois connectée à section de dalles en béton ou bois au moyen de connecteurs. Les dalles sur les extrémités sont appuyées contre le sol tandis que la poutre centrale est surélevée par rapport au niveau du sol. Une force est alors appliquée sur la surface supérieure de la poutre centrale. Le glissement et la force appliquée sont mesurées pendant toute la durée de l'essai.

Le test de cisaillement peut être soit un test de cisaillement simple, soit un test de cisaillement double.

Pour ce mémoire, l'essai de cisaillement mené est un essai de cisaillement double. Ce choix a été fait pour éviter les efforts parasites qui seraient apparus dans le cas d'un essai de cisaillement simple.

L'effort parasite se manifeste sous la forme d'un moment de flexion provoquant un basculement de l'essai dû à l'excentricité des charges.

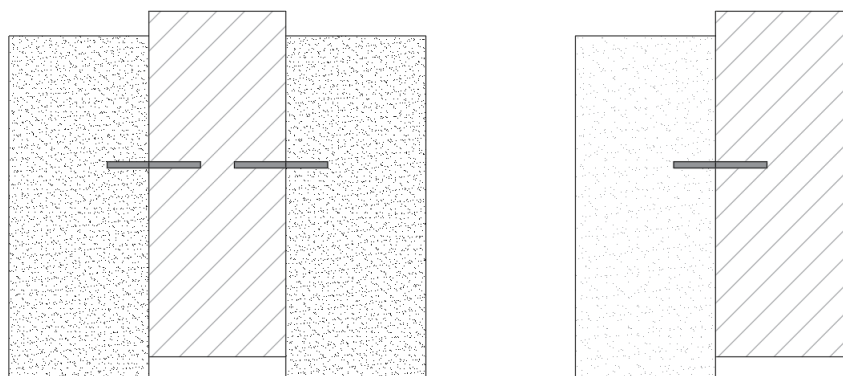


Figure 5.1 – Test de cisaillement double et simple

L'objectif poursuivi dans la réalisation de ces tests de cisaillement est d'obtenir de manière précise la résistance mais également le module de glissement de chaque connecteur afin de l'implanter dans la méthode Gamma pour obtenir la rigidité flexionnelle effective $(EI)_{eff}$ réelle qu'offrirait un plancher muni de ces connecteurs.

Le module de glissement ainsi obtenu est implanté dans la formule du paramètre γ de la méthode Gamma, cela permet de travailler avec un γ réel et précis n'étant pas tiré d'une approximation. Ainsi, le reste de la méthode peut être développée avec une valeur correcte du paramètre γ , les résultats obtenus avec la valeur réelle de γ sont présentés en annexe.

$$\gamma_1 = \frac{1}{1 + \frac{\pi^2 \cdot A_1 \cdot E_1}{k \cdot L^2}} \quad (5.1)$$

5.2 Dimensionnement des éprouvettes

5.2.1 Disposition des matériaux des éprouvettes

Pour la réalisation d'un test de cisaillement double bois-béton, il existe 2 types de disposition pour la réalisation des éprouvettes : bois-béton-bois (W-C-W) ou béton-bois-béton (C-W-C).

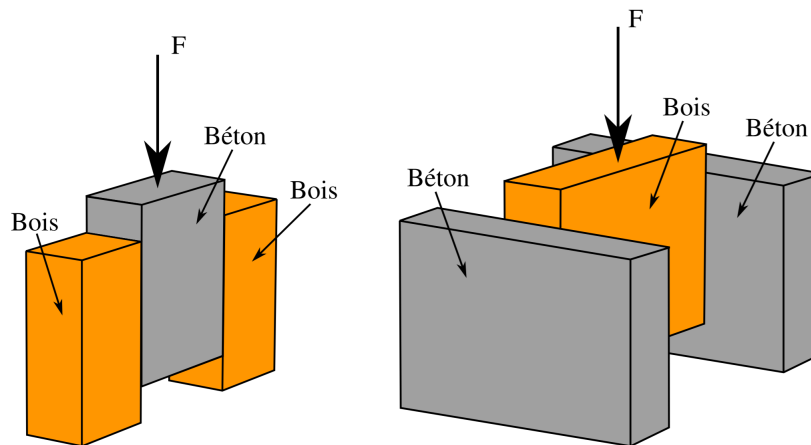


Figure 5.2 – Configurations d'éprouvette W-C-W et C-W-C [3]

Une étude expérimentale a été menée sur le sujet par E.P.Carvalho et E.V.M.Carrasco [19]. Cette étude utilise des échantillons mixte bois-béton munis de connecteurs en acier de diamètres différents.

L'étude a été conduite sur 2 spécimens différents, l'un est de type WCW et l'autre de type CWC. Le même test de cisaillement double a été appliqué aux 2 échantillons et des mesures de la force appliquée et du glissement en décollant ont été prises. Ces mesures ont été utilisées pour construire les graphes charge-glissement de chaque spécimen, ils sont visibles sur la figure 5.4. Sur ces graphes, sont représentées plusieurs courbes, ces dernières correspondent aux différents diamètres de connecteurs utilisés.



Figure 5.3 – Photos de chacun des 2 échantillons utilisés pour l'étude [19]

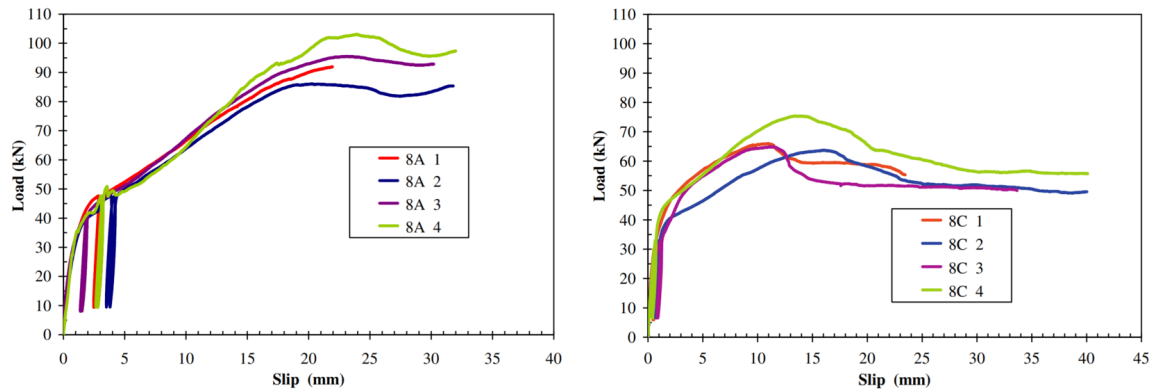


Figure 5.4 – Graphes charge-glisement des 2 échantillons : C-W-C et W-C-W respectivement [19]

Les résultats de l'étude confirment que l'arrangement choisi pour les tests de cisaillement double influence la capacité portante des connecteurs bois-béton. Les essais réalisés dans cette étude mènent à la conclusion que, des 2 configurations, l'arrangement W-C-W présente la plus petite résistance et le plus grand module de glissement et il n'y a pas d'augmentation de la résistance avec le diamètre du connecteur.

En revanche, la disposition C-W-C présente la meilleure résistance et le meilleur module de glissement. De plus, cette disposition représente mieux les conditions réelles d'une poutre composite et se rapproche le plus des tests standards pour les structures composites béton-acier.

La disposition béton-bois-béton est donc à privilégier. Cependant, dans un souci de praticité, les tests de cisaillement effectués dans le cadre de ce mémoire se dérouleront avec la configuration W-C-W car le coffrage en est grandement simplifié. De surcroît, tous les calculs ont été fait pour un plancher mixte dont la partie bois est constituée de billons, et il est impossible de simuler le comportement des billons dans un essai C-W-C, la disposition W-C-W, quant à elle, permet l'utilisation de billons.

5.2.2 Dimensionnement des éprouvettes

Les dimensions des éprouvettes ont été déterminées dans le but d'obtenir des conditions proches de celles présentes dans un plancher de 8m de portée. Etant

donné que le positionnement des entailles a été déterminé de façon à ce que chaque entaille reprenne le même effort, l'essai peut donc se limiter à tester une seule entaille et non le plancher dans son entièreté. Le test étant un essai de cisaillement double, 2 entailles ont été placées dans l'échantillon. Les caractéristiques géométriques de l'échantillon sont présentées ci-dessous :

- Epaisseur de béton

Elle est égale à l'épaisseur de béton nécessaire pour un plancher de 8 mètres de portée, c'est-à-dire une épaisseur de 110 mm. Le test étant un essai double, la couche de béton est également doublée, l'épaisseur de béton est donc finalement de 220 mm.

- Epaisseur de bois

L'épaisseur de la section de bois est égale au rayon des grumes. En général il est difficile de se procurer des grumes possédant toutes le même rayon. Cependant, grâce à l'aide d'IMAX Pro, les 4 éprouvettes de ce mémoire ont été réalisées à partir de la même grume. Le rayon est donc constant pour les 4 échantillons et vaut 225 mm.

- Dimensions et localisation de l'entaille

Pour réaliser les tests expérimentaux, les dimensions des entailles ont été choisies afin qu'elles soient identiques à celles d'entailles constituant un plancher d'une portée de 8 mètres. Elles ont donc une longueur valant 200 mm et une profondeur de 25 mm.

Dans un souci d'économie de matière, l'entaille est placée le plus haut possible dans l'échantillon car l'avant-bois ainsi retiré n'aurait pas eu d'impact sur l'essai. Cela facilite également la réalisation de l'échantillon. La disposition choisie pour l'éprouvette est présentée dans la figure 5.5.

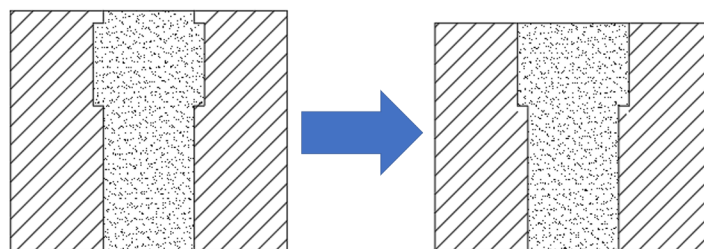


Figure 5.5 – Placement de l'entaille pour les tests de cisaillement

- Hauteur de l'échantillon

Lors de la détermination de la hauteur de l'échantillon, notre intention était d'économiser un maximum de matériau en évitant toute consommation superflue. L'objectif pour le dimensionnement de la hauteur est donc qu'elle soit suffisante pour permettre l'observation du développement des contraintes de cisaillement dans le bois. Une marge a été ajoutée afin de pouvoir observer le chemin des déformations grâce à la DIC, expliqué dans la section 5.7.2, dans le but de comparer les résultats à la théorie. La hauteur sous l'entaille choisie est de 350 mm, la hauteur totale de l'échantillon est donc de 550 mm.

5.2.3 Plans des éprouvettes

Les échantillons des entailles avec béton classique et fibré, sans goujon, sont représentés par un même plan étant donné que la seule différence entre ces 2 éprouvettes est la présence ou non de fibres dans le béton et cette différence n'implique pas de changement de configuration de l'éprouvette. La figure 5.6 présente la situation avec entaille sans goujons.

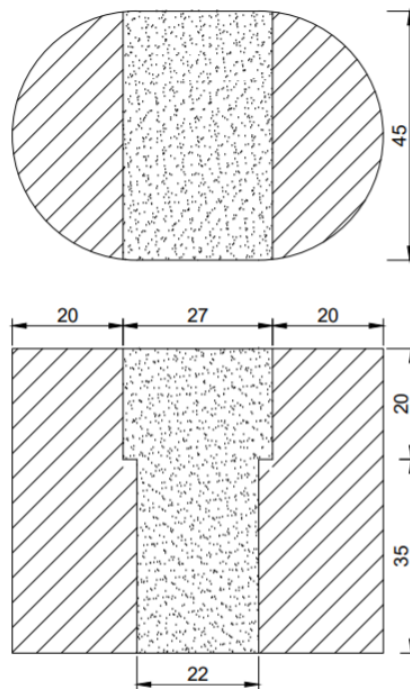


Figure 5.6 – Plan des essais des modèles 1 et 3

La configuration de l'échantillon avec goujons est différente étant donné la

présence de ces derniers ainsi que l'inclinaison du bord des entailles pour faciliter la mise en place de la bielle dans le béton tel qu'expliqué dans la section 4.7.2.

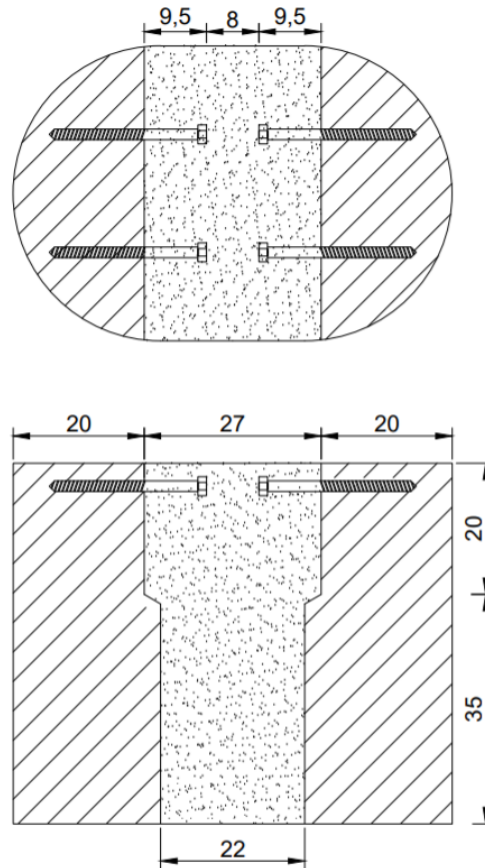


Figure 5.7 – Plan des essais 1 et 3

5.3 Réalisation des éprouvettes

Les tests de cisaillement doubles sont réalisés au laboratoire d'essais mécaniques, structure et de génie civil (le LEMSC) de Louvain-la-Neuve.

Pour la réalisation des essais, le bois utilisé est du douglas de classe C30, la même grume est employée pour les 4 essais. Le bois nous est fourni par l'entreprise IMAX Pro présentée dans la section 2.3.1.

La découpe du bois réalisée pour créer les entailles a été faite avec Julien Geno et les techniciens du laboratoire. Pour l'échantillon avec goujons, 4 pré-forages sont

réalisés pour le placement des goujons, le dispositif est visible sur la figure 5.8.

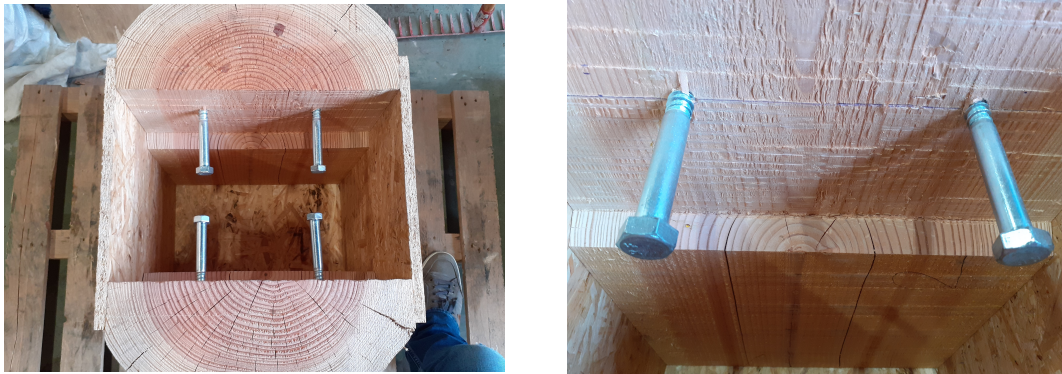


Figure 5.8 – Echantillon avec goujons

L'échantillon muni d'un connecteur HBV a dû subir une découpe d'entailles verticales au centre de la section de bois afin d'y loger, à l'aide d'une colle, le connecteur HBV. La colle utilisée pour cet échantillon est la Hilti HIT-RE 500 v3, c'est un mortier de scellement pour ancrage de chevilles et d'armatures dans le béton. L'éprouvette est présentée dans la figure 5.9.

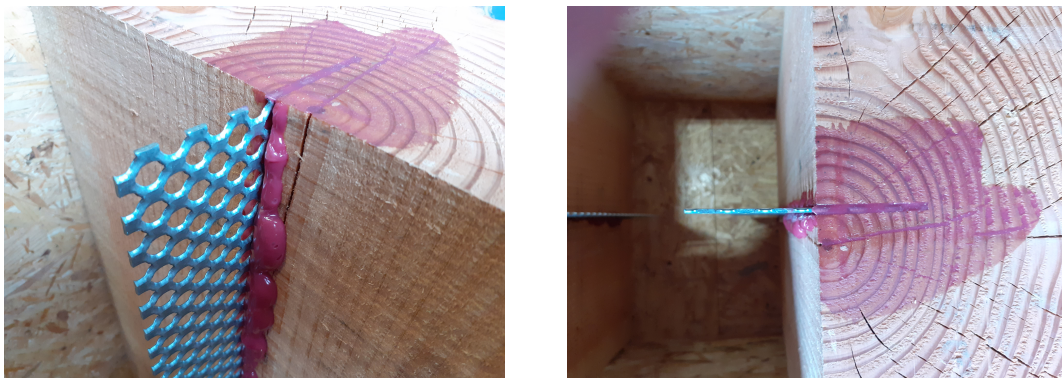


Figure 5.9 – Photos du connecteur HBV placé dans le bois de l'échantillon

Le coffrage est ensuite réalisé. Il est identique pour les 4 échantillons et est constitué de 3 planches OSB. La première est placée sous l'échantillon et est vissée au 2 billons. Les 2 autres planches sont placées latéralement sur toute la hauteur de l'éprouvette et sont vissées dans le bois. Les éprouvettes coffrées sont visibles sur les images de la figure 5.10.



Figure 5.10 – Photos d'un échantillon avant coulage du béton

Le béton employé est un béton de classe de résistance C30/37, de classe d'environnement EE2, de classe de consistance S4 et de granulométrie 20.

La mise en place du béton suit plusieurs étapes :

- Coulage du béton
- Malaxage à la pointe vibrante
- Lissage manuel de la surface tel que représenté sur la figure 5.11



Figure 5.11 – Photos du lissage manuel réalisé par un technicien du LEMSC

La mise en œuvre de l'échantillon avec béton fibré est différente. Elle peut se faire de 2 manières, soit le mélange est préalablement réalisé et est amené sur le site par une bétonneuse, soit le mélange est fait sur place. Nous avons opté pour la deuxième option étant donné la faible quantité de béton nécessaire. Les fibres ont été rassemblées et ajoutées manuellement au béton dans la malaxeuse,

le pourcentage volumique de fibre visé est de 2%. Tel que l'illustre la figure 5.12, les fibres utilisées sont de type DRAMIX ZP 30/0.50 et sont collées entre elles en agrafe. "ZP" signifie qu'elles sont faites d'acier doux.



Figure 5.12 – Photos des fibres DRAMIX utilisées

Pour la préparation du mélange, un temps de 4 minutes dans la malaxeuse est nécessaire afin de permettre aux fibres de bien se décoller les unes des autres mais également pour qu'elles soient bien réparties de manière homogène dans le béton. Une fois le mélange obtenu, la dernière étape a été de remplir manuellement l'échantillon à l'aide d'une truelle. Lorsque la réalisation de l'échantillon est terminée, il est nécessaire de laisser sécher le béton pendant 28 jours afin qu'il atteigne sa résistance caractéristique.



(a) Avant lissage



(b) Après lissage

Figure 5.13 – L'échantillon final

Les propriétés des matériaux utilisés ainsi que les quantités nécessaires sont reprises dans le tableau récapitulatif présenté dans la figure 5.1.

Matériaux	Spécifications	Quantité
Béton	C30/37 EE2 S4 20	0,24 m ³
Bois	Douglas C30	8 demi-billons Hauteur 55 cm Diamètre 45 cm
Tire-fond	Rothoblaas KOP16240	4 pce
Fibres	DRAMIX ZP 30/0.50	4716 cm ³
Coffrage	Planche OSB	1,6 m ²

Table 5.1 – Tableau récapitulatif des matériaux

5.4 Apareillage

5.4.1 Vérin hydraulique

Pour appliquer un chargement aux éprouvettes, un vérin hydraulique fixé sur un portique a été utilisé.

Ce vérin peut appliquer une force allant jusqu'à 350 kN. Il a été utilisé sans rotule, la charge appliquée a donc une direction purement verticale. Cette charge est augmentée afin d'avoir un accroissement constant du déplacement du vérin.

Le vérin hydraulique utilisé est visible sur la figure 5.14.



Figure 5.14 – Vérin hydraulique fixé au portique

5.4.2 Capteur LVDT

Un capteur transformateur différentiel linéaire variable (LVDT) est un outil permettant de mesurer la déformation d'une éprouvette subissant un déplacement causé par l'application d'une charge.

Il s'agit d'une tige munie d'un ressort appuyée verticalement contre une plaque préalablement fixée à l'éprouvette. Lorsque l'éprouvette se déplace verticalement sous l'effet du chargement appliqué par le vérin, le ressort se comprime ou se détend. Un logiciel mesure le déplacement du ressort et indique alors ce que vaut le déplacement vertical réel de la plaque accrochée à l'éprouvette. Ce capteur est

visible sur la figure 5.15.



Figure 5.15 – Un capteur LVDT dont le ressort est en position comprimée et détendue

5.4.3 Digital Image Correlation

Cet appareil sert à mesurer de manière extrêmement précise les déformations. Sa description ainsi que son principe de fonctionnement sont décrits dans la section 5.7.2. Les caméras utilisées lors des essais sont visibles sur la figure 5.16.



Figure 5.16 – Caméras du dispositif DIC utilisé lors des essais

5.4.4 Caméra

Une simple caméra placée derrière l'échantillon est utilisée pour avoir une vidéo complète des tests afin d'observer l'apparition de fissures et de déformations.

5.5 Protocole des essais

Ce protocole est basé sur la norme internationale ISO 6891 :1983 [1].

5.5.1 Mode opératoire de chargement

5.5.1.1 Estimation de la charge maximale

Afin de mener à bien les essais, il est nécessaire de connaître la charge maximale à atteindre. Pour chaque éprouvette, la charge maximale est déterminée par le critère de rupture limitant inhérent à la configuration du connecteur de l'éprouvette en question.

Il y a donc lieu de déterminer la charge maximale à atteindre pour chaque éprouvette.

- Eprouvette avec entaille sans goujon et avec béton classique

Comme cela a été vu dans le chapitre 3. Il existe 3 modes de ruine pour le connecteur constitué d'une entaille sans goujon.

- Rupture du bois par compression parallèle aux fibres

$$F_{est} = f_{c,0} \cdot b_N \cdot t_N = 230 [kN] \quad (5.2)$$

Où :

- * $f_{c,0}$ est la résistance du bois en compression parallèle aux fibres
- * b_N est la largeur de l'entaille, dans notre cas il s'agit de la largeur du billon
- * t_N est la profondeur de l'entaille

- Rupture par cisaillement de l'avant-bois

$$F_{est} = 8 \cdot t_N \cdot b_N \cdot f_v = 320 [kN] \quad (5.3)$$

Où f_v est la résistance au cisaillement du bois.

- Rupture par cisaillement du béton

$$F_{est} = \tau_{R,c} \cdot b_N \cdot l_N = 80 [kN] \quad (5.4)$$

Où :

- * $\tau_{R,c}$ est la résistance au cisaillement du béton
- * l_N est la longueur de l'entaille

Cette dernière est déterminante, c'est donc à partir de celle-là qu'est calculée la force maximale à atteindre lors de l'essai.

- Eprouvette avec entaille, goujon et béton classique

Comme cela a été expliqué dans la section 4.7.2, cet échantillon fonctionne via un modèle de bielle-tirant. Ce modèle a 3 modes de rupture.

- Rupture de la bielle en compression

$$F_{est} = b_{bielle} \cdot h_{bielle} \cdot f_c = 346,64 [kN] \quad (5.5)$$

Où :

- * b_{bielle} est la largeur de la bielle
- * h_{bielle} est la hauteur de la bielle
- * f_c est la résistance en compression du béton

- Rupture des tire-fonds par excès de traction

$$F_{est} = \frac{n_{ef} \cdot A_{renfort} \cdot f_y}{\sin(\alpha)} = 321,7 [kN] \quad (5.6)$$

Où :

- * $A_{renfort}$ est la section d'un renfort métallique
- * f_y est la résistance à la traction de l'acier
- * n_{ef} est le nombre de tire-fonds par entaille
- * α est l'angle d'inclinaison du bord de l'entaille par rapport à la verticale

- Rupture par arrachement du bois par les tire-fonds

$$F_{est} = \frac{n_{ef} \cdot f_{ax,k} \cdot d \cdot l_{ef} \cdot k_d}{1,2 \cos^2(\theta) + \sin^2(\theta) \sin(\alpha)} = 70,76 [kN] \quad (5.7)$$

Où :

- $f_{ax,k} = 0,52 \cdot d^{-0,5} \cdot l_{ef}^{-0,1} \cdot \rho_k^{0,8}$ est la résistance caractéristique à l'arrachement perpendiculaire au grain
- n_{ef} = nombre de tire-fonds par entaille
- l_{ef} = profondeur de pénétration de la partie fileté du goujon dans le bois

- ρ_k = densité caractéristique
- θ = angle formé par l'axe du goujon et la direction des fibres du bois
- $k_d = \min(d/8; 1)$
- Rupture du bois par compression parallèle aux fibres

$$F_{est} = \frac{f_{c,0} \cdot b_N \cdot t_N}{\cos(\alpha)} = 204,38 [kN] \quad (5.8)$$

- Rupture du bois par compression perpendiculaire aux fibres

$$F_{est} = \frac{f_{c,90} \cdot b_N \cdot t_N \cdot \operatorname{tg}(\alpha)}{\sin(\alpha)} = 31,18 [kN] \quad (5.9)$$

Où α est l'angle d'inclinaison du bord de l'entaille par rapport à la verticale

Cette dernière est déterminante, c'est donc à partir de celle-ci qu'est calculée la force maximale à atteindre lors de l'essai.

- Epreuve avec entaille, sans goujon et béton fibré

- Rupture du bois par compression parallèle aux fibres

$$F_{est} = f_{c,0} \cdot b_N \cdot t_N = 230 [kN] \quad (5.10)$$

- Rupture par cisaillement de l'avant-bois

$$F_{est} = 8 \cdot t_N \cdot b_N \cdot f_v = 320 [kN] \quad (5.11)$$

- Rupture par cisaillement du béton

$$F_{est} = v_u \cdot b_N \cdot l_N = 134,96 [kN] \quad (5.12)$$

Où :

* $v_u = v_{0,c} + v_{d,fb}$ est la résistance au cisaillement du béton fibré comme expliqué avec les équations (4.38), (4.39) et (4.40)

Cette dernière est déterminante, c'est donc à partir de celle-là qu'est calculée la force maximale à atteindre lors de l'essai.

- Epreuve avec connecteur HBV et béton classique

Comme expliqué dans la section 4.8, seule la résistance au cisaillement de la

plaque de métal déployé composant le connecteur HBV mène à la rupture. La valeur de résistance équivaut à 160 N par millimètre de tôle. On obtient donc :

$$F_{est} = 160 \cdot h_{éch} = 89,6 [kN] \quad (5.13)$$

Où $h_{éch}$ est la hauteur de l'échantillon et donc la longueur de la tôle.

Etant donnée que l'essai réalisé est un essai de cisaillement double, la charge maximale à appliquer correspond au double de la charge maximale provoquant la rupture d'un seul connecteur.

Donc la charge maximale à appliquer lors de l'essai, F_{max} vaut :

$$F_{max} = 2 \cdot F_{est} \quad (5.14)$$

Entaille sans goujon et béton non-fibré	160	[kN]
Entaille avec goujons et béton non-fibré	62	[kN]
Entaille sans goujon et béton fibré	270	[kN]
Connecteur HBV	180	[kN]

Table 5.2 – Tableau récapitulatif des forces à appliquer aux éprouvettes

5.5.1.2 Application de la charge

La norme internationale ISO 6891 :1983 [1] décrit un mode opératoire de chargement tel que le représente la figure 7.62. Dans un premier temps, la charge doit être augmentée jusqu'à atteindre une valeur correspondant à 40% de F_{max} et y être maintenue pendant une durée de 30 secondes. Elle est ensuite abaissée à 10% de F_{max} et y est maintenue pendant 30 secondes pour finalement être élevée jusqu'à la charge ultime F_{max} ou jusqu'à ce qu'un glissement de 15mm soit obtenu.

Tant que la charge appliquée est inférieure à $0,7 F_{max}$, la vitesse de chargement doit être constante et correspondre à $0,2 F_{max} \pm 25\%$. Quand la charge appliquée est supérieure à $0,7 F_{max}$, une vitesse constante de glissement doit être appliquée. De façon à ce qu'un glissement de 15mm soit obtenu dans un intervalle de 3 à 5 minutes (la durée totale de l'essai se situant environ entre 10 et 15 minutes).

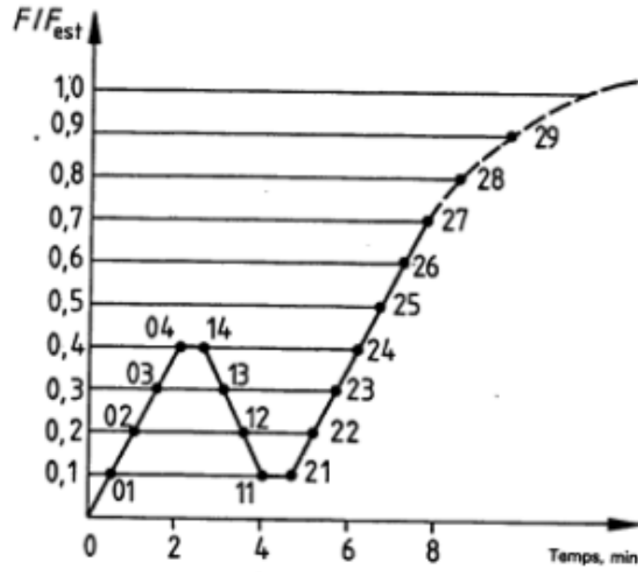


Figure 5.17 – Mode opératoire de chargement

5.5.2 Mesure du glissement et module de glissement

Lors de l'essai, les mesures du glissement $v_{01}, v_{04}, v_{14}, v_{11}, v_{21}, v_{24}, v_{26}, v_{28}$ telles qu'indiquées sur la figure 5.18 doivent être notées pour chaque éprouvette. Le glissement à la charge maximale appliquée F_{max} doit également être noté.

A partir de chaque mesure notée, certaines valeurs de glissement ainsi que le module de glissement peuvent être calculés.

- Le glissement initial nécessaire pour déterminer le module de glissement initial

$$v_i = v_{04} \quad (5.15)$$

- Le glissement initial modifié nécessaire pour déterminer le module de glissement

$$v_{i,mod} = \frac{4}{3}(v_{04} - v_{01}) \quad (5.16)$$

- Le glissement élastique

$$v_e = \frac{2}{3}(v_{14} + v_{24} - v_{11} - v_{21}) \quad (5.17)$$

- Le module de glissement initial

$$k_{i,exp} = 0,4 \cdot \frac{F_{max}}{v_i} \quad (5.18)$$

- le module de glissement

$$k_{s,exp} = 0,4 \cdot \frac{F_{max}}{v_{i,mod}} \quad (5.19)$$

En ce qui concerne le module de glissement, il faut rappeler que la force F_{max} considérée équivaut à la charge provoquant la rupture de 2 connecteurs. Pour connaître le module de glissement d'un connecteur, il faut donc appliquer un facteur de $\frac{1}{2}$ au module de glissement de l'expérience $K_{s,exp}$.

Le module de glissement du connecteur, $K_{s,connecteur}$, vaut alors :

$$K_{s,connecteur} = \frac{K_{s,exp}}{2} \quad (5.20)$$

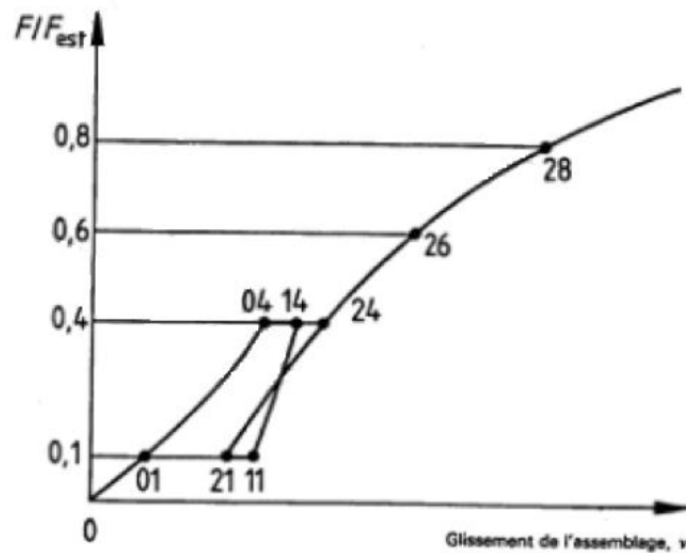


Figure 5.18 – Mode opératoire de chargement

5.6 Digital Image Correlation : utilisation et fonctionnement

5.6.1 Description

La "Digital Image Correlation" (DIC) est une technique utilisant l'optique et le numérique pour mesurer des champs de déplacement à la surface d'objets subissant un chargement.

Le principe de base de la DIC est que les 2 caméras digitales prennent des photos de la surface à l'état non-déformé et ensuite dans ses états déformés. Ces images sont alors soumises à une procédure de corrélation qui permettra de déduire le champ de déformation de l'échantillon mesuré.

Pour ce mémoire, la DIC est utilisée pour mesurer les déformations à la surface de la section de béton afin de comprendre le comportement du connecteur développé.

5.6.2 Fonctionnement

Pour la mesure du champ de déformation, la DIC a besoin de se focaliser sur un motif dans une séquence d'images.

Le processus d'utilisation de la DIC peut se diviser en 3 étapes :

- Obtenir un motif pour le suivi de la surface en déformation
- Prendre des images de l'échantillon pendant sa déformation
- Analyser les images pour mesurer les déplacements de la surface

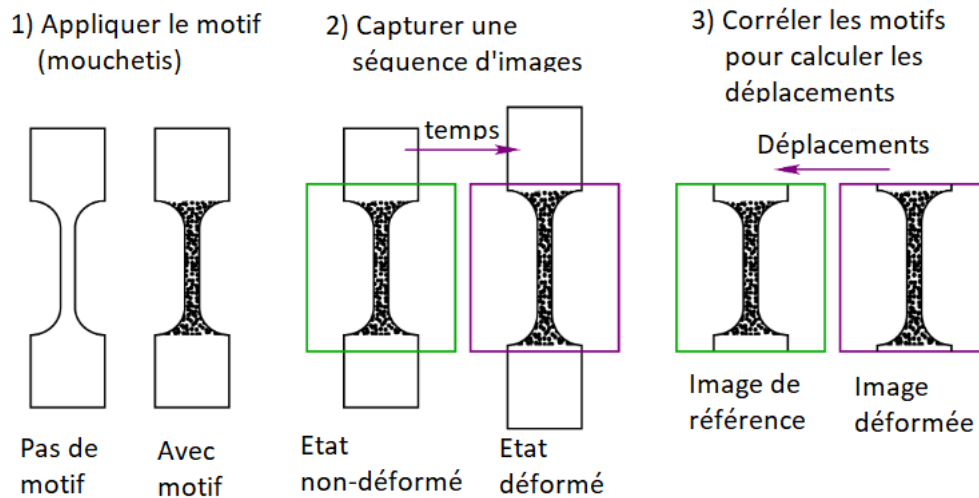


Figure 5.19 – Les 3 étapes de la DIC

5.6.2.1 Réalisation du mouchetis

Suivre les déplacements d'une surface est équivalent à suivre tous les points de cette surface. Pour que cela soit possible avec la caméra, il faut que la surface soit texturée. Il doit y avoir plusieurs points noirs de tailles différentes sur une sous-couche de couleur blanche pour que le déplacement de toute la zone puisse être mesuré. Cette texture est appelée mouchetis.

Pour que le mouchetis soit efficace, il doit remplir différentes conditions :

- Le mouchetis couvre l'ensemble de la surface d'intérêt
- Les tâches composant le motif sont aléatoires en position et en taille. En effet si le motif du mouchetis était le même en chaque endroit de la zone étudiée, la caméra n'arriverait pas à distinguer des zones différentes.
- La taille des tâches doit être d'au moins 3x3 pixels pour éviter l'aliasing mais pas plus grand que 7x7 pixels sinon il y aura peu de points de données disponibles pour la DIC.
- Les coins des tâches sont arrondis, cela permet d'éviter l'aliasing.

La réalisation du mouchetis se fera entre 24 et 48h avant le début de la déformation car quand la peinture sèche et se durcit, elle perd sa capacité à se déformer avec l'échantillon.

5.6.2.2 Grille de calibration

La grille de calibration est une grille ayant l'apparence d'un damier. Elle est utilisée pour indiquer aux caméras à quelle distance elles se trouvent du mouchetis et quel est leur angle par rapport à ce dernier.

La grille, visible sur la figure 5.20, est placée au niveau du mouchetis afin que le programme, Istra 4D, prennent les mesures nécessaires à déterminer la distance et l'angle des caméras.

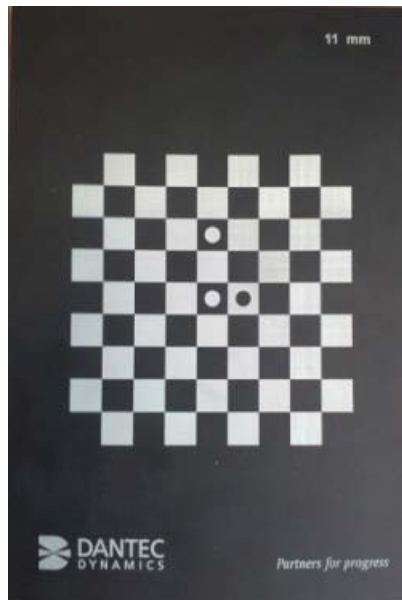


Figure 5.20 – Grille de calibration

La calibration se divise en plusieurs étapes :

- Encodage des caractéristiques de la grille de calibration dans le logiciel.
Il s'agit d'indiquer au logiciel quelle est la grille de calibration utilisée. C'est-à-dire lui communiquer le nombre de cases que la grille comporte en abscisse et en ordonnée ainsi que la taille de celles-ci.

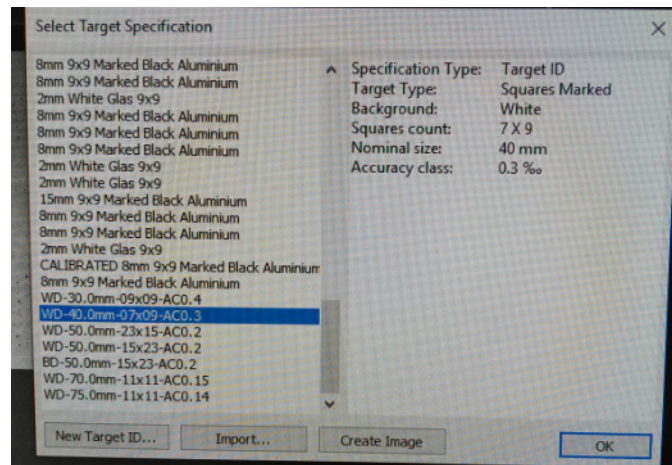


Figure 5.21 – Encodage des caractéristiques de la grille de calibration dans le logiciel Istra4D

- Choix d'une grille de calibration adéquate et sélection de cette dernière dans Istra 4D :
La grille choisie doit idéalement remplir le champ de vision des caméras.
- Acquisition des images :
Les caméras prennent un total de 8 photos de la grille de calibration, sur chacune de ces photos, la grille doit être inclinée de 10 à 20° avec des directions d'inclinaison différentes. Ces 8 photos permettent au programme d'effectuer la calibration.

5.7 Résultats expérimentaux et analyse

Les résultats obtenus proviennent de 2 sources, la DIC et le logiciel de chargement du vérin hydraulique. La DIC utilise le logiciel Istra 4D pour analyser les images obtenues grâce aux caméras, ce logiciel permet d'observer les déplacements et les déformations de l'échantillon. Tandis que pour analyser les résultats du test réalisé avec le vérin, le logiciel employé donne la valeur de la force appliquée par le vérin ainsi que le déplacement mesuré par le LVDT en découlant et ceci tous les centièmes de seconde.

Les résultats de la DIC, quant à eux, sont utilisés pour observer le chemin des contraintes et les déformations induites dans l'échantillon et ainsi en déduire le mode de rupture à l'œuvre. Les résultats du logiciel de chargement sont utilisés pour déterminer la force maximale résistante des différentes configurations ainsi que leur module de glissement.

Dans le cadre des tests réalisés pour ce mémoire, la limite de la norme EN 26891 qui était d'arrêter l'essai lorsqu'un déplacement de 15mm était atteint n'a pas été prise en compte. Cette décision a été prise pour pouvoir atteindre la force maximale de l'échantillon si celle-ci apparaît avec une déformation plus importante que 15mm.

De plus, du au fait que les valeurs de résistance et de raideur théoriques ne sont pas connus de manière précise, la vitesse de chargement n'a pas été choisie en fonction de la force maximale mais plutôt en fonction d'un déplacement constant par minute valant 1 mm/minute.

5.7.1 Détermination du module de glissement et de la résistance

Comme nous l'avons expliqué, les tests de cisaillement servent à déterminer le module de glissement et la résistance de la connexion. Ces deux paramètres sont déduits du graphe force-déformation, ce dernier est construit à partir des données enregistrées par le logiciel utilisé pour contrôler le vérin hydraulique pendant l'essai. La résistance maximale est la valeur maximale de la force avant la rupture sur le graphe force-déformation.

Pour la réalisation des tests en laboratoire, nous ne disposons que d'un seul échantillon par type de connexion. Le fait de n'avoir qu'une seule éprouvette par type de connexion limite la qualité des conclusions pouvant être faites. En effet, plusieurs échantillons d'un même modèle peuvent fournir des résultats différents, c'est pourquoi ne se baser que sur un seul échantillon est considéré comme peu fiable. Il est donc préférable de prendre du recul et garder un esprit critique par rapport à l'analyse des résultats que nous réalisons dans cette section.

Concernant le module de glissement, 2 méthodes sont utilisées pour le déterminer. Il peut être obtenu soit par régression linéaire entre v_{01} et v_{04} sur le graphe, soit en suivant la norme EN 26891 en prenant la valeur F_{max} du graphe expérimental.

En ce qui concerne le graphe force-déformation, les déformations sont obtenues grâce à 2 instruments : le capteur LVDT et le capteur de déplacement du vérin hydraulique. Cependant, comme le montrent les graphes de cette section, les 2 courbes réalisées grâce aux 2 instruments de mesure suivent la même tendance mais n'ont pas les mêmes gammes de valeurs. En conséquence, seulement une seule des 2 courbes est utilisée pour déterminer le module de glissement K_{ser} .

Lors des essais, nous avons testé un connecteur HBV. Nous avons pour ce

dernier les valeurs réelles de résistance et de module de glissement, nous pouvons donc vérifier l'exactitude des mesures effectuées par les capteurs. Après analyse, nous avons observé que la courbe force-déformation fournie par le déplacement du vérin minimise grandement le module de glissement. Le module de glissement théorique du connecteur HBV de l'échantillon testé est de 462 kN/mm. Or, en effectuant une régression linéaire de la courbe entre les déplacements engendrés à 10% et à 40% de la force maximale, nous obtenons un module de glissement valant 22,2 kN/mm. Nous avons donc décidé d'utiliser la courbe fournie par le capteur LVDT. Quant à la courbe définie par le déplacement du vérin, elle est utilisée pour comparer les échantillons entre eux.

5.7.1.1 Eprouvette avec entaille, sans goujon et béton non-fibré

Lors du premier essai, pour s'assurer d'éviter le décollement des 2 matériaux durant l'application de la charge, un système d'étayage latéral a été placé comme le montre la figure 5.22.



Figure 5.22 – Mise en place du premier échantillon

Le graphe obtenu durant le test expérimental est présenté dans la figure 5.23.

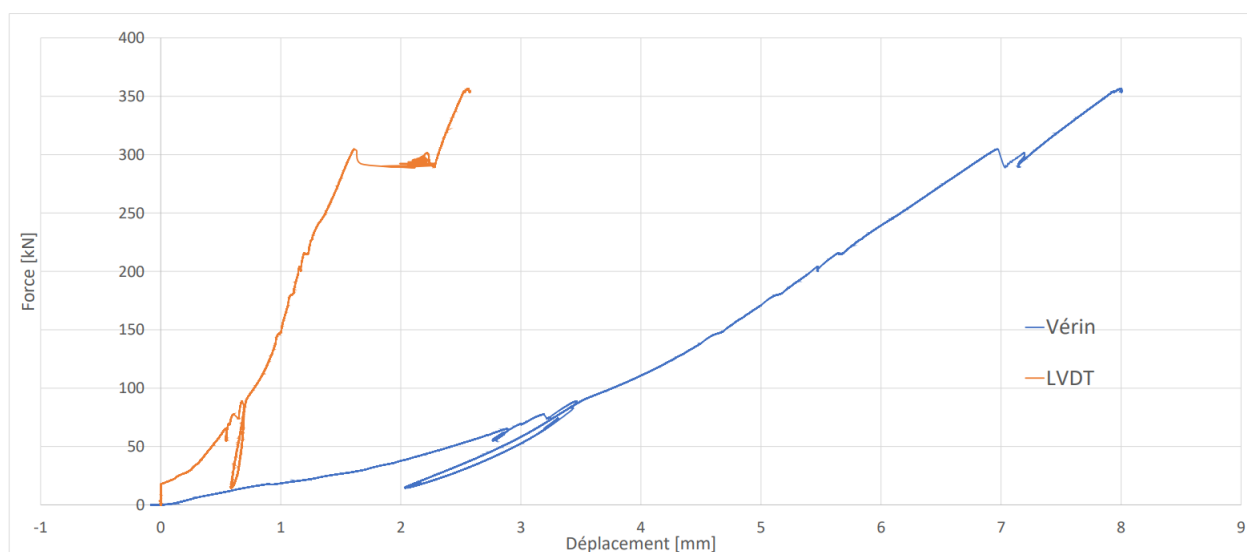


Figure 5.23 – Graphe force - déformation tiré du test de cisaillement du premier échantillon

Les courbes du graphe, et ce pour tous les échantillons, passent par une boucle de déchargement-chargeur lorsque 40% de la force maximale théorique est atteinte.

Ce graphe montre un pic de force valant 304,6 kN suivi d'une courte chute brutale et d'une déformation de l'échantillon, à force constante, allant de 1,6 mm à 2,35 mm. La force est ensuite augmentée jusqu'à atteindre la force maximale applicable par le vérin, c'est-à-dire 350 kN. En analysant la vidéo de l'essai à l'instant où le pic de force apparaît, on observe qu'une fissure brutale témoignant de la rupture de l'échantillon apparaît également comme le montrent les figures 5.24 et 5.25. Ce pic de force correspond donc à la rupture de l'éprouvette.



Figure 5.24 – Photo de l'échantillon quelques secondes avant le pic de force

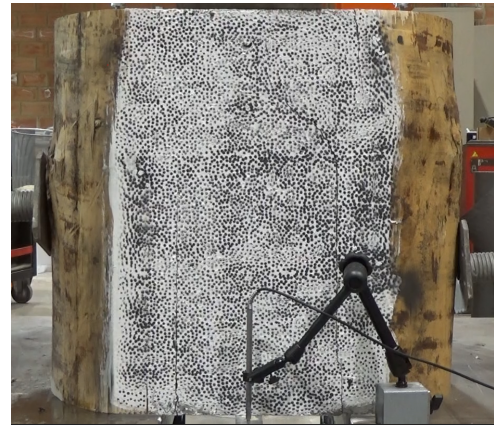


Figure 5.25 – Photo de l'échantillon quelques secondes après le pic de force

L'apparition de la fissure dans le béton est difficile à déceler sur les photos, mais grâce à la DIC, des images plus explicites sont disponibles, elles sont visibles dans la section 5.7.2. Néanmoins nous avons mis en évidence la fissure dans la figure 5.26 afin de faciliter son observation.



Figure 5.26 – Photo du test juste après le pic avec les fissures mises en évidence en rouge

L'inconvénient de cet essai est la présence d'un système d'étaisage latéral qui est illustré sur la figure 5.22. En effet, les étais ont probablement eu une influence dans la reprise de l'effort lors du chargement de l'échantillon, cela pourrait en partie expliquer pourquoi la rupture a été provoquée lorsque le chargement a atteint 304,6 kN et non 160 kN comme nous l'avions estimé. Après que ce pic de force soit atteint, la ruine de l'échantillon aurait dû se produire, cependant les étais ont également empêché la rupture totale en reprenant les efforts latéraux engendrés par la fissure brutale du béton. Le comportement post-pic ne sera donc pas pris en compte étant donné que la reprise des forces par les étais empêche l'échantillon de s'effondrer totalement et rend donc la suite du graphe peu pertinente. Le graphe analysé devient donc comme sur la figure 5.27.

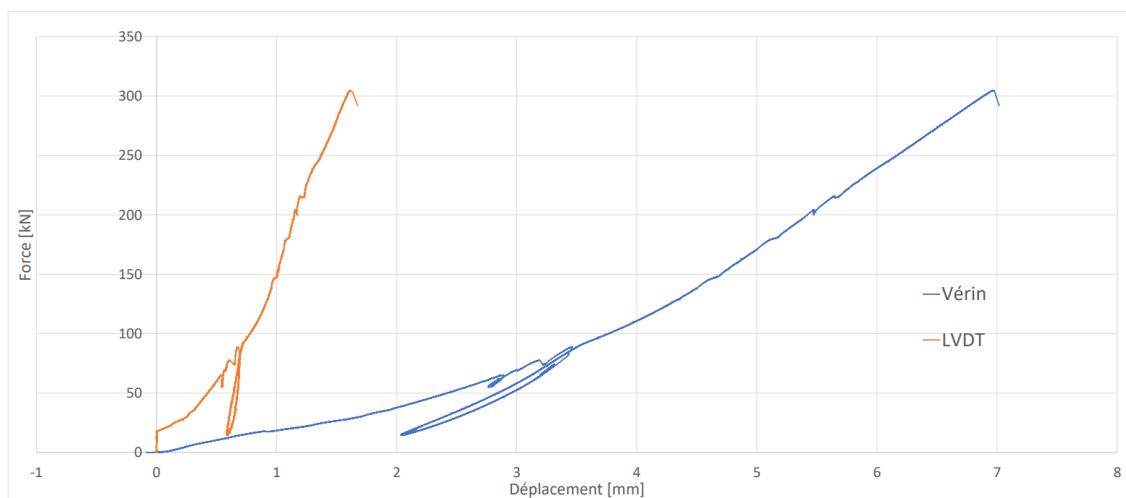


Figure 5.27 – Graphe force - déformation adapté

La résistance maximale de l'échantillon vaut donc 304,6 kN, cela représente 1,9 fois plus que la force maximale estimée théoriquement. Cette différence n'est pas étonnante. En effet, la valeur de la résistance au cisaillement du béton a été choisie du côté de la sécurité. De plus, la résistance du béton utilisé pour l'essai est supérieure à la valeur théorique utilisée pour le dimensionnement. Le béton que nous avons reçu pour nos tests possède une résistance cubique $f_{ck,cube}$ de 47,2 MPa en moyenne alors que nous prévoyions un béton de résistance cubique valant 37 MPa.

Concernant le module de glissement, la valeur obtenue par régression linéaire graphique et celle obtenue via la norme EN 26891 sont équivalentes et valent 177,1 kN/mm.

Force résistante maximale	304,6	[kN]
Module de glissement	177,1	[kN/mm]

Table 5.3 – Valeur de la résistance maximale et du module de glissement de la connexion par entaille, sans goujon et sans béton fibré

5.7.1.2 Epreuve avec entaille, goujon et béton non-fibré

Pour cet essai et les suivants, le système d'étayage latéral a été retiré afin de ne pas influencer la valeur de la résistance maximale de la connexion. De plus dans ce cas-ci, le risque de détachement entre les 2 matériaux est empêché par les goujons.

Le graphe force-déplacement est présenté à la figure 5.28.

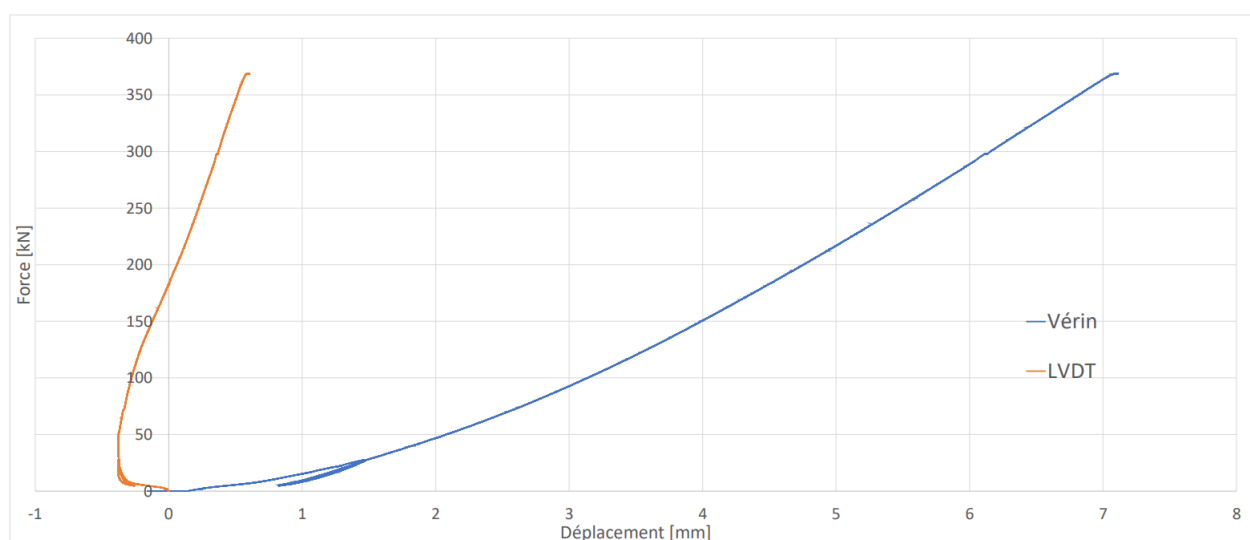


Figure 5.28 – Graphe force - déformation tiré du test de cisaillement du deuxième échantillon

Le module de glissement peut être déduit du graphe par régression linéaire et vaut 442,2 kN/mm. En revanche, la méthode proposée par la norme EN 26891 n'a pu être appliquée. En effet, comme le montre le graphe, la résistance maximale de l'assemblage n'a pas pu être atteinte lors de ce test. L'adhérence bois-béton couplée à la résistance au cisaillement des goujons a empêché la formation du modèle bielle-tirant attendu. En conséquence, la valeur de résistance théorique impliquant une rupture par compression perpendiculaire aux fibres de bois n'est plus correcte et l'échantillon a donc pu résister à la charge maximale que le vérin

était en mesure d'appliquer. Le graphe a donc une tendance linéaire étant donné que l'échantillon est toujours dans sa phase élastique, même au-delà de 350 kN. La force résistante maximale de la connexion n'a donc pas pu être déterminée.

Force résistante maximale	>350	[kN]
Module de glissement	442,2	[kN/mm]

Table 5.4 – Valeur de la résistance maximale et du module de glissement de la connexion par entaille, avec goujons et sans béton fibré

5.7.1.3 Epreuve avec entaille, sans goujon et béton fibré

Ce troisième test, comme le précédent, n'a pas atteint la rupture. Cependant, en se basant sur la résistance de l'éprouvette munie du même connecteur mais sans béton fibré, une adaptation des calculs théoriques de la résistance en cisaillement du béton peut être réalisée et indique une valeur de 513,8 kN. En effet, les courbes du graphe présenté à la figure 5.29 décrivent un comportement élastique de la connexion jusqu'à la force limite applicable par le vérin.

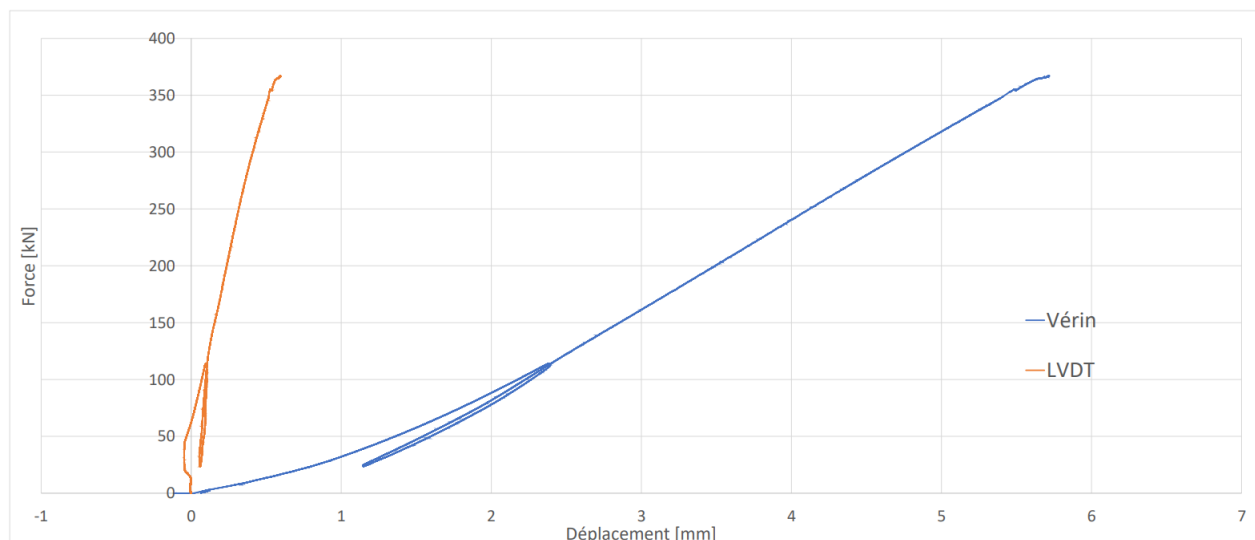


Figure 5.29 – Graphe force - déformation du troisième échantillon

Le module glissement de cet échantillon est estimé par régression linéaire. Il s'avère qu'il est extrêmement plus élevé que celui de l'éprouvette munie du même connecteur mais sans béton fibré. En effet le module de glissement de cet échantillon

vaut 688,1 kN/mm tandis que celui de l'éprouvette sans béton fibré vaut 177,1 kN/mm.

Malgré le fait que la résistance maximale n'ait pas été déterminée, la comparaison entre ce test et le premier indique que la présence de fibres dans le béton induit une forte augmentation de la résistance et du module de glissement de l'assemblage.

Ce dernier test a été réalisé afin de pouvoir être comparé aux autres en termes de performances mécaniques. En effet, le connecteur HBV est connu pour sa rigidité très élevée ainsi que pour sa résistance. L'évolution des déformations peuvent être représentées en plusieurs phases illustrées chronologiquement sur les images sur la figure 5.30.

Force résistante maximale	> 350	[kN]
Module de glissement	688,1	[kN/mm]

Table 5.5 – Valeur de la résistance maximale et du module de glissement de la connexion par entaille, sans goujon et avec béton fibré

5.7.1.4 Eprouvette avec connecteurs HBV



Figure 5.30 – Evolution des déformations de l'échantillon pendant le test de cisaillement

Le graphe force-déplacement de l'essai est présenté à la figure 5.31.

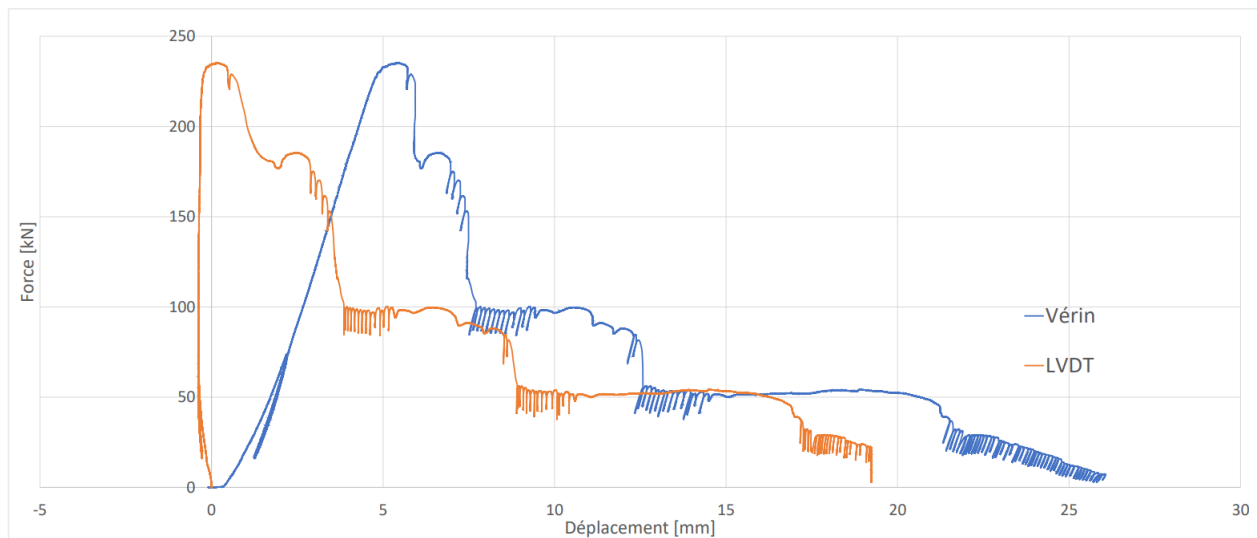


Figure 5.31 – Graphe force - déformation tiré du test de cisaillement du dernier échantillon

La partie post-pic, c'est-à-dire celle se situant après que la rupture ait eu lieu, n'est pas pertinente car il s'agit du déchargement de l'éprouvette. En ne prenant en compte que la partie intéressante, le graphe change et est tel que représenté sur la figure 5.32.

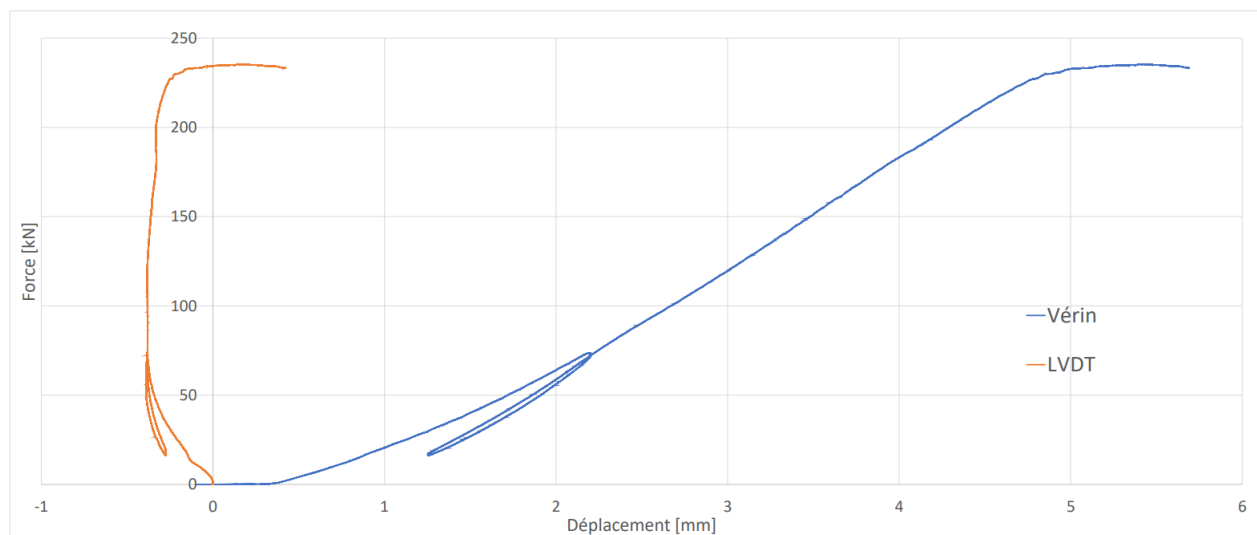


Figure 5.32 – Graphe force - déformation adapté

En analysant ce graphe, la résistance maximale de l'échantillon vaut 235,8 kN. Cette valeur est, à nouveau, plus élevée que celle que nous avons estimée. Le rapport entre la force appliquée par le vérin et celle estimée est mis en évidence sur le graphe de la figure 5.33.

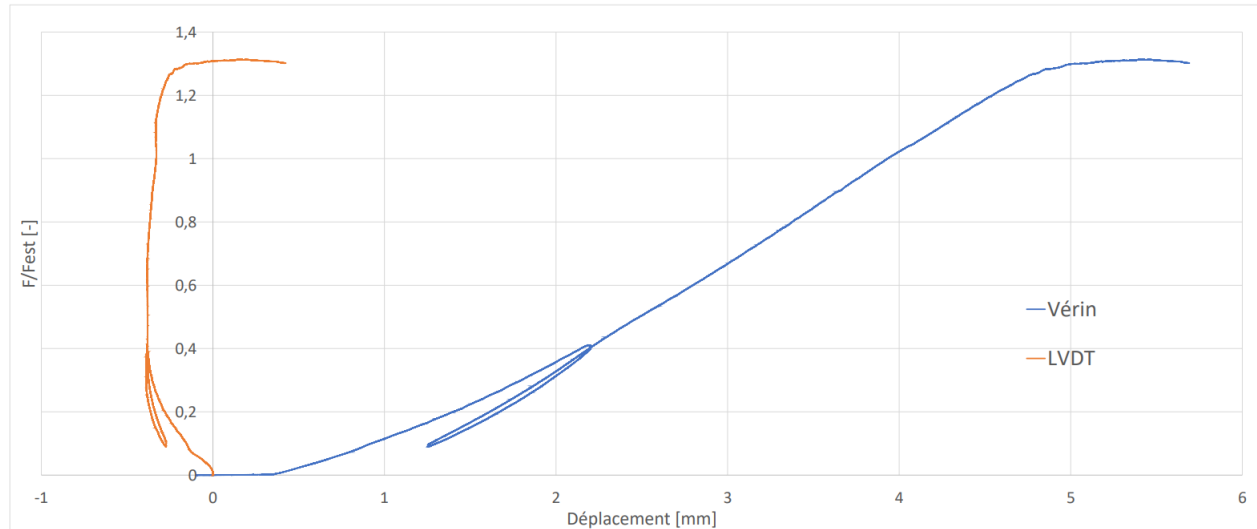


Figure 5.33 – Graphe F/F_{est} - déformation

Nous pouvons observer que pour le connecteur HBV, dont la résistance est connue de manière précise, il existe tout de même une différence non-négligeable entre la valeur théorique et expérimentale de sa résistance. En effet, le graphe montre que la résistance expérimentale de l'échantillon est 1,3 fois supérieure à celle de la résistance caractéristique estimée dans la section 5.5.1.1, cette dernière valant 180 kN.

Néanmoins, une incohérence est survenue lors du test, il s'agit de la forme que prend la courbe orange représentant le déplacement du capteur LVDT. En effet le LVDT semble mal réglé étant donné que presque l'entièreté du déplacement qu'il mesure est négatif, ce qui indiquerait que l'essai est en train de s'élever.

Nous observons également une nette différence de pente entre les 2 courbes. Cela pourrait être expliqué par le fait que lors du déroulement de l'essai, la partie supérieure de plaque d'acier déployé s'est faite écrasée et cela aurait donc engendrer un plus grand déplacement. Ce phénomène est visible sur la photo de la figure 5.34 ayant été prise après la ruine totale de l'échantillon par excès de cisaillement dans le connecteur.



Figure 5.34 – Image de la tôle étant restée dans le bois après la rupture

Au final, le béton est totalement désolidarisé du bois et la plaque de métal déployé est totalement cisailée tel que représenté sur les figures 5.34 et 5.35.



Figure 5.35 – Image de la partie de la tôle étant restée dans le béton après la rupture

Force résistante maximale	235,8	[kN]
Module de glissement	900	[kN/mm]

Table 5.6 – Valeur de la résistance maximale et du module de glissement de la connexion par entaille, sans goujon et avec béton fibré

5.7.1.5 Tableau récapitulatif

Les valeurs des forces résistantes maximales et des modules de glissement de chaque échantillons sont reprises dans le tableau récapitulatif 5.7.

	K_{ser} [kN/mm]	$F_{v,Rk}$ [kN]
Echantillon 1 : Entaille avec béton non-fibré	177,1	304,6
Echantillon 2 : Entaille avec goujons et béton non-fibré	442,7	>350
Echantillon 3 : Entaille avec béton fibré	688,1	>350
Echantillon 4 : HBV	~900	235,8

Table 5.7 – Tableau récapitulatif des valeurs de résistance et de module de glissement à l'ELS

5.7.2 Résultats de la DIC

Dans un souci de clarté, les résultats des 4 tests sont présentés séparément.

5.7.2.1 Epreuve avec entaille, sans goujon et béton non-fibré

Le type de rupture que nous avons prédit pour cet échantillon est la rupture par flexion-cisaillement dans le béton.

Les figures 5.36 et 5.37 représentent des images capturées par les caméras de la DIC et analysées avec le logiciel ISTR4 4D. Elles décrivent, respectivement, le déplacement horizontal et vertical des particules de l'éprouvette.

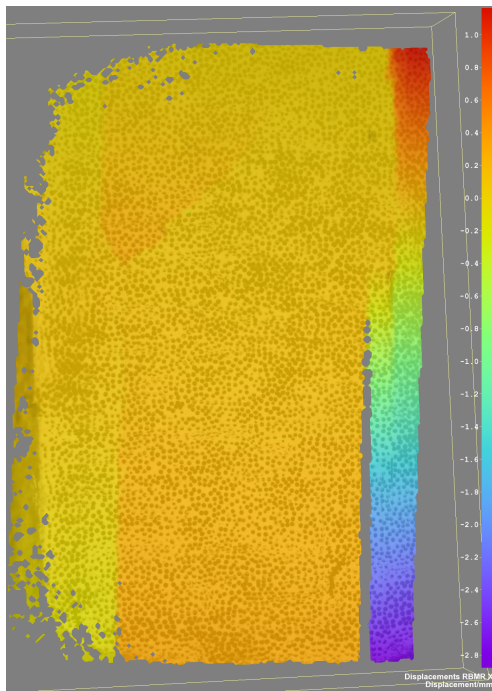


Figure 5.36 – Déplacement horizontal dans l'éprouvette

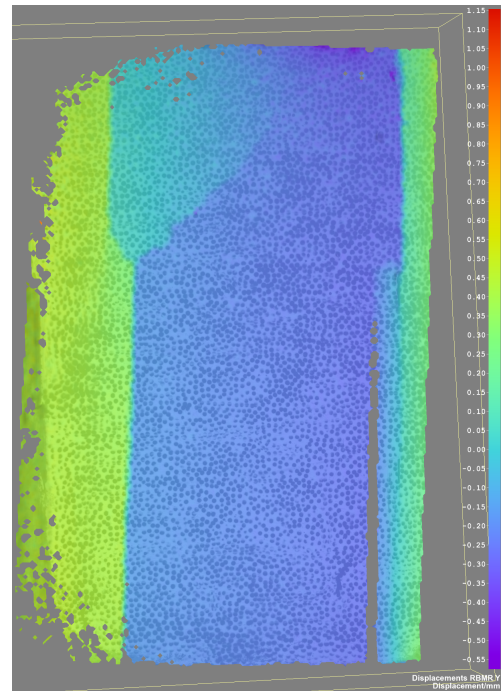


Figure 5.37 – Déplacement vertical dans l'éprouvette

Sur ces images, nous pouvons observer une rupture par flexion-cisaillement. Au niveau de l'entaille gauche, le gradient de déplacement entre les particules du béton dessine une ligne révélatrice de ce type de rupture.

En effet, le béton se déplaçant verticalement vers le bas, une partie de ce dernier bute contre l'entaille empêchant donc le mouvement du béton. La partie de béton n'étant pas en butée, quant à elle, poursuit son déplacement, cela a pour conséquence de créer un effort de traction dans le béton entre la partie en butée et celle "au repos".

Les images montrent également que la formation de la fissure dans le béton se passe après le décollement entre les deux matériaux, ce dernier étant visible sur la figure 5.36 dans laquelle la partie inférieure droite est bleue, ce qui traduit un déplacement latéral important et donc un décollement.

Nous notons la formation d'une seule fissure alors qu'il devrait y en avoir une à chaque entaille. Cela peut être expliqué par le fait que la charge était légèrement excentrée par rapport au centre de l'échantillon, en conséquence une seule partie du béton est entrée en butée.

Ce mode de rupture est celui devant faire son apparition en premier, c'est

confirmé par images capturées par la DIC car aucun autre mode de rupture n'est visible sur ces dernières.

La fissure est également visible à l'œil nu sur la figure 5.38. Cette fissure a déjà été illustrée sur la figure 5.26.

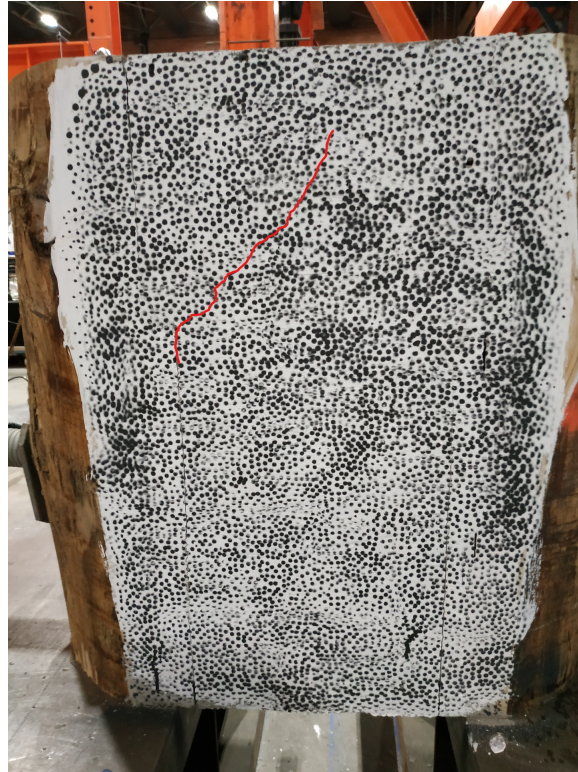


Figure 5.38 – Fissure de flexion-cisaillement dans le béton

5.7.2.2 Epreuve avec entaille, goujons et béton non fibré

Lors du déroulement de l'essai de cisaillement sur l'éprouvette munie de goujons, le vérin n'est pas parvenu à rompre l'échantillon.

Aucune fissure n'a pu être observée à l'œil nu. Malheureusement, c'est également le cas pour les images analysées par ISTR4 4D, aucune fissure n'est visible, nous ne pouvons donc pas déduire le mode de rupture qui aurait eu lieu si la force appliquée par le vérin était plus élevée.

La figure 5.41 indique uniquement qu'il y a un déplacement du béton par rapport aux extrémités en bois.

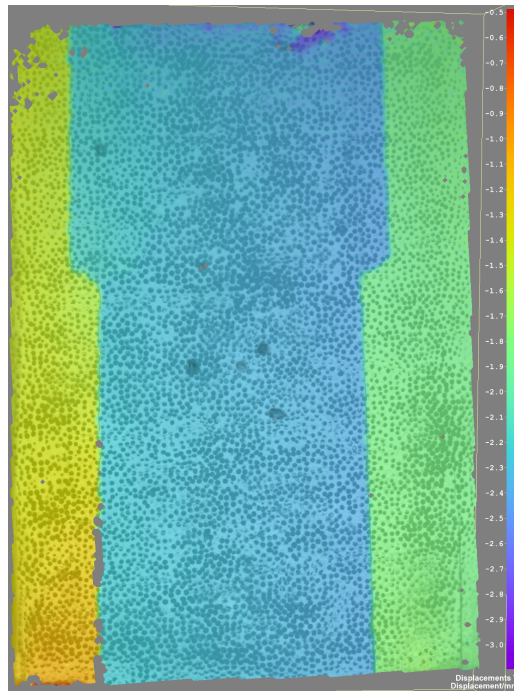


Figure 5.39 – Déplacement vertical des particules de l'éprouvette munie de goujons

5.7.2.3 Eprouvette avec entaille, sans goujon et béton fibré

Le type de rupture attendu pour l'échantillon dont le béton est fibré est une rupture par flexion-cisaillement dans le béton.

Nous attendons donc le même type de rupture que pour l'échantillon constitué de béton normal. Cependant le béton fibré étant plus résistant au cisaillement que le béton normal, la presse hydraulique n'est pas parvenue à briser l'échantillon, aucun mode de rupture n'a donc pu être observé à l'œil nu.

En revanche, les images capturées par la DIC fournissent des informations intéressantes. Sur la figure 5.40 nous pouvons observer la formation de fissures similaires à celle de l'échantillon précédent. Les fissures sont présentes au niveau des 2 entailles et indiquent qu'une rupture par flexion-cisaillement va survenir. Le béton entre en butée de chaque côté de l'échantillon.

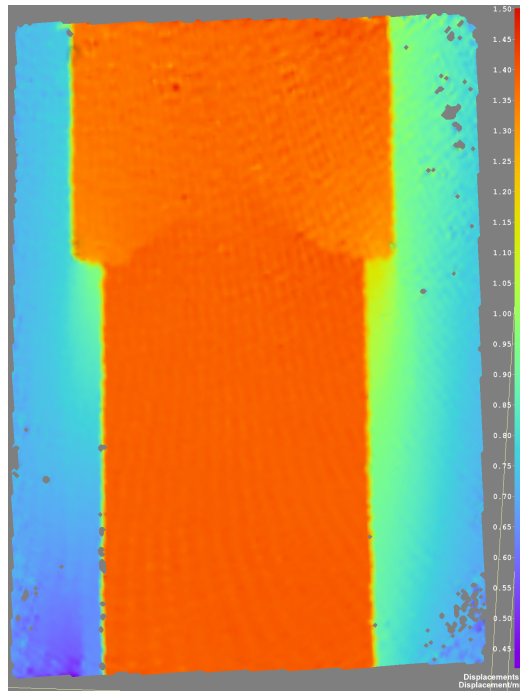


Figure 5.40 – Fissures de flexion-cisaillement dans le béton fibré

L'échantillon muni de béton fibré est donc gouverné par le même type de rupture que celui dont le béton est non-fibré tout en ayant une résistance plus élevée.

5.7.2.4 Epreuve avec connecteur HBV

Les images procurées par la DIC ne fournissent pas beaucoup d'informations sur les déformations de l'éprouvette munie d'un connecteur HBV. La seule observation que nous pouvons tirer de ces images est que de part et d'autre de la zone de béton, des fissures se sont formées à l'interface des 2 matériaux. Elles ont ensuite grandies jusqu'à ce que le connecteur soit cisailé et que le béton se détache totalement du bois par rupture de la tôle.

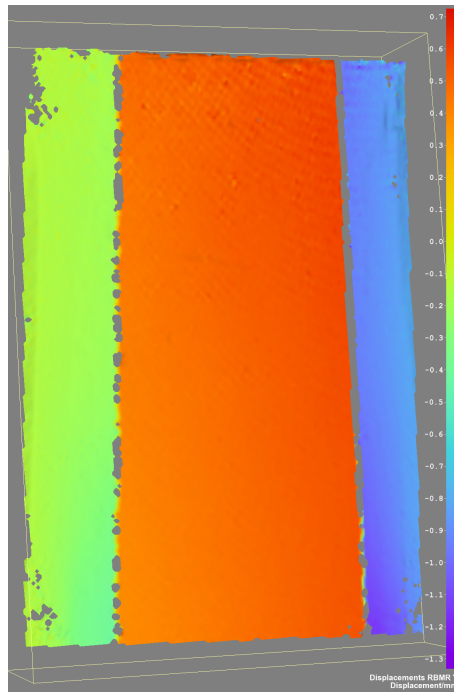


Figure 5.41 – Déplacement vertical des particules de l'éprouvette munie du connecteur HBV

Chapitre 6

Conclusion

Dans ce mémoire nous avons proposé une description des connecteurs existants sur le marché, des modes de ruines gouvernant le comportement à la rupture des connecteurs, des méthodes existantes permettant le dimensionnement de planchers mixtes ainsi qu'une étude expérimentale de 3 connecteurs développés dans ce travail. Pour le choix du type de connecteur à dimensionner, notre intérêt s'est tourné vers les connexions par entailles et l'utilisation de béton fibré. Des tests de cisaillement ont été réalisés en laboratoire sur des échantillons de plancher mixte munis des connecteurs. Grâce aux résultats obtenus, plusieurs remarques et conclusions peuvent être faites.

6.1 Modes de ruine

La recherche d'un connecteur performant nous a mené à déterminer les types de rupture apparaissant dans une connexion par entailles pour un plancher bois-béton. La rupture peut se dérouler soit dans le bois, soit dans le béton. Les ruptures prenant lieu dans le bois sont les suivantes : rupture par compression parallèle aux fibres dans le bois, rupture par arrachement du bois et rupture par flexion-traction du bois. Les ruptures dans le béton sont la rupture par cisaillement du béton, rupture par compression du béton et rupture par flexion-cisaillement du béton.

Parmi l'ensemble de ces modes de ruine, nous avons observé que la rupture survenant le plus tôt pendant le chargement est la rupture par flexion-cisaillement du béton. Cette rupture apparaît lorsque le béton entre en butée contre l'entaille et se désolidarise du béton n'étant pas en butée. Cette découverte a permis de déterminer l'effort maximal de cisaillement que peuvent reprendre les connecteurs que nous avons développés.

6.2 Méthodes de calcul des planchers mixtes

Nous avons décrit la méthode la plus utilisée pour le dimensionnement de planchers mixtes : la méthode Gamma. Cette méthode a permis de déterminer la

rigidité d'un plancher mixte muni des connecteurs que nous avons développés. Nous avons observé que la méthode Gamma fonctionne mais n'est utile que d'un point de vue global, en effet elle permet l'obtention de la rigidité flexionnelle effective du plancher ainsi que les contraintes normales et tangentielles apparaissant dans celui-ci suite à un chargement mais ne permet pas d'observer les phénomènes locaux au niveau des connexions.

Pour pallier à ce manque, nous avons adapté un modèle existant : le modèle bielle-tirant. Notre apport a été de briser le caractère continu du modèle pour ne l'appliquer qu'entaille par entaille, de façon discrète donc. Le but poursuivi est que dans chaque entaille puisse se développer un unique modèle bielle-tirant, ce dernier permet de modéliser la connexion et plus précisément la position des goujons dans l'entaille dans le but qu'une bielle de compression puisse se former au niveau du connecteur. Cela facilite la compréhension du cheminement des forces au sein de l'entaille.

6.3 Essais expérimentaux et résultats

Des tests de cisaillement furent réalisés sur 4 éprouvettes constituées de différentes configurations de connexion : une entaille avec béton non-fibré, une entaille avec goujons et béton non-fibré, une entaille avec béton fibré sans goujon et un connecteur HBV. Les résultats des essais ont été récupérés sous forme de courbe force-déplacement ainsi que sous forme d'images capturées par les caméras du dispositif DIC.

Les résultats fournis ont confirmé l'apparition de modes de ruine attendus pour ces différents types de connexion. La plus fréquente étant la rupture par flexion-cisaillement du béton. Les observations ont également montré que le béton fibré a effectivement une résistance au cisaillement supérieure à celle du béton non-fibré, les fibres représentent donc un ajout de choix pour améliorer les performances du béton.

Une observation surprenante qu'ont permis les essais est que l'adhérence bois-béton n'est pas négligeable. En effet les éprouvettes disposent d'une force résistance bien supérieure à celle que nous avons estimée et nous pensons que cela est dû, en partie, à la bonne adhérence existant entre le bois et le béton. Cette dernière ayant été négligée dans nos calculs.

6.4 Perspectives futures

De futurs développements peuvent être apportés à ce travail. Les idées les plus intéressantes à développer sont listées ci-dessous :

- Certains échantillons disposaient d'une force résistante maximale supérieure à la force de 350 kN que pouvait délivrer le portique. Nous n'avons donc pas pu observer de mode de rupture pour ces échantillons et nous ne connaissons pas leur force maximale. L'utilisation d'un portique plus puissant permettrait d'obtenir plus d'informations sur la performance de ces connecteurs. De plus, dans le cas de l'entaille avec goujons, nous pourrions observer la formation du modèle bielle-tirant au niveau de la connexion.
- Nous savons que l'adhérence bois-béton a joué un rôle non-négligeable dans la résistance au cisaillement des éprouvettes mais nous n'avons pas pu le quantifier. Un travail de recherche sur cette adhérence permettrait un meilleur dimensionnement des connecteurs et donc une éventuelle économie de matériau pour une performance égale.
- Réaliser plusieurs échantillons pour un même connecteur. Dans ce travail nous n'avons qu'une éprouvette par connecteur, nous n'avons donc pas pu calibrer le programme de chargement en respectant la norme avec précision étant donné que nous ne connaissions pas à l'avance la force maximale exacte à appliquer à l'échantillon. Disposer de plusieurs échantillons par connecteur permettrait de déduire avec précision la force résistante maximale du connecteur, nous aurions alors la possibilité d'ajuster la force à appliquer pour les essais suivants afin de respecter le programme de chargement préconisé par la norme dans le but d'obtenir des courbes charge-déplacement correctes et plus précises.
- Réaliser un test de flexion 4 points sur un plancher mixte. Pour réaliser ce mémoire, nous avons effectué des essais de cisaillement testant la performance d'un connecteur isolé par rapport au reste du plancher. Cela a permis de mesurer les phénomènes locaux prenant place dans le connecteur. Cependant, en agissant de la sorte, nous n'obtenons aucun résultat expérimental sur le fonctionnement global d'un plancher mixte. Réaliser un test de flexion 4 points sur un plancher mixte muni de connecteurs ayant été préalablement testés au cisaillement permettrait de mesurer l'efficacité réelle d'un tel plancher et de confirmer les estimations de résistance et de rupture faites pour ce dernier.

Nomenclature

α	Angle d'inclinaison de la bielle par rapport à l'horizontale	[°]
$\sigma_{m,1}$	Contraintes dans le béton liées à la section sans collaboration	[N/mm ²]
$\sigma_{m,2}$	Contraintes dans le bois liées à la section sans collaboration	[N/mm ²]
$\sigma_{n,1}$	Contraintes dans le béton liées à la collaboration entre les deux matériaux	[N/mm ²]
$\sigma_{n,2}$	Contraintes dans le bois liées à la collaboration entre les deux matériaux	
$\tau_{N,i}$	Contraintes de cisaillement dans l'entaille i	[N/mm ²]
$\tau_{R,c}$	Résistance au cisaillement du béton	[N/mm ²]
A_1	Aire de la section de béton dans le plancher	[mm ²]
A_2	Aire de la section de bois dans le plancher	[mm ²]
$A_{renfort}$	Aire de la section du renfort métallique	[mm ²]
b	Largeur du plancher	[m]
B_1	Rigidité flexionnelle effective de la section de béton	[mm]
B_2	Rigidité flexionnelle effective de la section de bois	[mm]
b_N	Largeur de l'entaille	[mm]
B_s	Rigidité flexionnelle effective de la connexion	[mm]
b_{bielle}	Largeur de la bielle en compression	[mm]
D_f	Diamètre des fibres	[mm]
dR	Différentiel d'effort rasant sur une distance dx	[N/mm ²]
E_1	Module d'élasticité du béton	[N/mm ²]
e_1	Distance entre le centre de la section mixte et celui du béton	[mm]
E_2	Module d'élasticité du bois	[N/mm ²]

e_2	Distance entre le centre de la section mixte et celui du bois	[mm]
EI_{eff}	Rigidité flexionnelle effective de la section totale	[Nmm ²]
F_i	Résultante de force entre chaque zone d'influence des entailles	[kN]
f_v	Résistance du bois en cisaillement	[N/mm ²]
$F_{ax,k,Rk}$	Résistance caractéristique à l'arrachement des goujons dans le bois	[kN]
$f_{c,0}$	Résistance du bois en compression parallèle aux fibres	[N/mm ²]
$f_{c,90}$	Résistance du bois en compression perpendiculaire aux fibres	[N/mm ²]
$F_{conc,shear}$	Résistance au cisaillement du béton dans le cas d'un connecteur par entailles avec goujons	[kN]
f_c	Résistance du béton en compression	[N/mm ²]
F_{est}	Force maximale estimée théoriquement que peut reprendre une entaille	[kN]
F_{max}	Force maximale atteinte durant le test de cisaillement	[kN]
f_{max}	Glissement maximal associé à la charge F_{max}	[mm]
$F_{v,Rd}$	Force résistante d'un connecteur	[kN]
$F_{v,Rk}$	Force résistante caractéristique d'un connecteur	[kN]
f_y	Résistance de l'acier en traction	[N/mm ²]
$f_{éch}$	Hauteur des échantillons	[mm]
h	Hauteur du plancher	[mm]
h_1	Hauteur de la section de béton	[mm]
h_2	Hauteur de la section de bois	[mm]
$h_{1,c}$	Hauteur de béton en compression	[mm]
$h_{1,t}$	Hauteur de béton en traction	[mm]
I_1	Module d'inertie de la section de béton	[mm ⁴]
I_2	Module d'inertie de la section de bois	[mm ⁴]
K_{ser}	Module de glissement à l'état limite de service	[N/mm]

K_u	Module de glissement à l'état limite ultime	[N/mm]
L	Portée du plancher	[m]
L_f	Longueur des fibres	[mm]
l_N	Longueur de l'entaille	[mm]
M	Moment dans le plancher engendré par la charge appliquée	[Nmm]
M_{exc}	Moment engendré par l'excentricité de la force de compression agissant dans l'entaille par rapport à l'élément critique	[Nmm]
M_{max}	Moment maximal dans la poutre	[Nmm]
q	Charge uniformément répartie sur toute la longueur de la poutre	[N/mm]
R	Rayon du billon composant la partie inférieure du plancher	[mm]
s	Espacement entre les connecteurs	[mm]
S_y	Module statique	[Nmm ²]
t_N	Profondeur de l'entaille	[mm]
T_R	Force résistante maximale que l'entaille peut supporter avant qu'un mode de rupture local n'apparaisse	[kN]
T_R	Force résistante maximale que la bielle peut supporter	[kN]
$T_{N,i}$	Force de compression agissant au bord de l'entaille i	[kN]
V	Effort tranchant dans le plancher engendré par la charge appliquée	[Nmm]
V_f	Fraction volumique des fibres dans le béton	[-]
v_u	Différence maximale de flèche entre les deux matériaux à une distance $x=L/4$ du support	[mm]
v_u	Résistance au cisaillement totale du béton fibré	[N/mm ²]
$v_{d,fb}$	Contribution des fibres à la résistance au cisaillement du béton fibré	[N/mm ²]
W	Module de section du plan de cisaillement	[mm ³]
$w_{1,u}$	Flèche maximale à l'ELU du béton	[mm]
$w_{2,u}$	Flèche maximale à l'ELU du bois	[mm]

w_{CT}	Flèche à court terme	[mm]
w_{LT}	Flèche à long terme	[mm]
z_G	Distance entre l'axe neutre et le haut de la section du plancher	[mm]

Bibliographie

- [1] NBN ISO 6891. Structure en bois- Assemblages réalisés avec des éléments mécaniques de fixation - Principes généraux pour la détermination des caractéristiques de résistance et de déformation. Norme belge enregistrée. 1992.
- [2] Guray Arslan. Shear Strength of Steel Fiber Reinforced Concrete (SFRC) Slender Beams. *KSCE Journal of Civil Engineering*, Vol. 18, 2012.
- [3] Samuel Cuerrier Auclair. Développement d'un nouveau connecteur pour garantir la ductilité des structures composites en bois-béton. Université Laval, Canada. 2016.
- [4] Alexis Autret. Mixité bois/béton - Siège de la Direction Départementale des Territoires et de la Mer à Vannes. AIA Ingénierie. 2016.
http://www.forum-boisconstruction.com/conferences/39_FBC2016_Autret_FBC2016.pdf.
- [5] J-F. Cap. LGCIV1032 : Structures en béton armé. 2012.
- [6] CBS-CBT. D-Dalle : Descriptif technique. 2011.
<https://cbs-cbt.com/multimedia/documents/5350%20-%20D-Dalle%20-%20Descriptif%20technique%202011.pdf>.
- [7] David Yeoh Eng Chuan. Behaviour and design of timber-concrete composite floor system. PhD Thesis. University of Canterbury. 2010.
- [8] F. Colling. HOLZBAU-GRUNDLAGEN UND BEMESSUNGSHILFEN. 2. AUFLAGE. Vieweg + Teubner. 2008.
- [9] CSTB. Avis Technique 3/12-720 : Tecnaria. Centre Scientifique et Technique du Bâtiment. 2012.
- [10] CSTB. Avis Technique 3/12-719 : HBV. Centre Scientifique et Technique du Bâtiment. 2013.
- [11] CSTB. Avis Technique 3/12-732 : SBB. Centre Scientifique et Technique du Bâtiment. 2013.
- [12] CSTB. Avis Technique 3/15-839 : Système SFS VB. Centre Scientifique et Technique du Bâtiment. 2016.

- [13] CSTB. Avis Technique 3.1/15-940 V1 : Sylvabat. Centre Scientifique et Technique du Bâtiment. 2018.
- [14] CSTB. Avis Technique 3.1/17-914 V2 : D-Dalle. Centre Scientifique et Technique du Bâtiment. 2019.
- [15] CSTC. Des bétons prêts à l'emploi innovants. Le béton renforcé de fibres. Centre Scientifique et Technique de la Construction. 2014.
<https://www.cstc.be/homepage/index.cfm?cat=publications&sub=infofiches&pag=71&art=2&lang=fr>.
- [16] Ecohabitation. Pourquoi la structure de bois l'emporte réellement face à l'acier et au béton. 2017.
- [17] ONU Environnement. 2018 Global Status Report, Towards a zero-emission, efficient and resilient buildings and construction sector. 2018.
- [18] Lorenzo Boccadoro et al. Analysis of shear transfer and gap opening in timber-concrete composite members with notched connections. *Materials and Structures*, 2017.
- [19] E. Carvalho et E. Carrasco. Influence of test specimen on experimental characterization of timber-concrete composite joints. Universidade Federal de Minas Gerais. 2009.
- [20] H. Frère et E. Defays. Le bois, des économies d'énergie. Hout info bois. 2011.
<https://houtinfo Bois.be/la-foret-et-le-bois/lecologie/>.
- [21] C. Vanderroost et Y. Gobert. Les planchers mixtes bois-béton : Etat de l'art, méthodologie et outil de calcul, domaines d'application. *Revue Scientifique des Ingénieurs Industriels*, n°32, 2018.
- [22] Massimo Fragiaco and David Yeoh. Design of timber-concrete composite beams with notched connections. University of Sassari. 2017.
- [23] IMAXPRO. Solutions robotisées pour l'industrie du bois.
- [24] J. M. Jeager. Béton armé et précontraint I : Etude d'une poutre continue. ENPC module BAEP1. 2015.
- [25] P. Lateur. LGCIV1022 - Mécanique des Structures - Chap. 23 : Contraintes dues à l'effort tranchant. Université Catholique de Louvain - Ecole Polytechnique de Louvain.

- [26] Boccadoro Lorenzo. Timber-concrete composite slabs made of beech laminated veneer lumber with notched connection. PhD thesis. ETH Zürich. 2016.
- [27] B. C. Michelfelder. Trag-und Verformungsverhalten von Kernen bei Brettstapel-BetonVerbunddecken. PhD thesis, University of Stuttgart. 2006.
- [28] Yagoub Mohamed. Evaluation de la qualité du béton de fibres in situ - cas de béton autoplaçant avec des fibres mixtes. Université de Biskra. pp. 4-26. 2009. <http://thesis.univ-biskra.dz/1328/4/partieI%20chapitre%2001.pdf>.
- [29] Julius Natterer, Jean Luc Sandoz, and Martial Rey. *Construction en bois, Matériau, technologie et dimensionnement*. Stâmpi SA, 1993.
- [30] Amine Ouhaar. Micromechanics of rate-independent multi-phase composites : application to Steel Fiber-Reinforced Concrete. Thèse à l'Univercité Catholique de Louvain. 2012.
- [31] F. Scönbörn. Holz-Beton-Fertigteilelemente. PhD thesis, Leopold-Franzens-Universität Innsbruck. 2006.
- [32] Touhami Tahenni. Fissuration en béton avec référence particulière au béton à haute performance 6.3.1-6.3.2. USTHB Algérie. 2006.

Chapitre 7

Annexes

7.1 Annexe 1 : Calcul des contraintes par la méthode Gamma

7.1.1 Géométrie du plancher

Pour dimensionner le connecteur, nous avons considéré un plancher d'une portée de 8m et d'une largeur de 0,45m pour respecter la largeur d'un billon.

Portée	8	[m]
Largeur	0,45	[m]

Table 7.1 – Caractéristiques géométriques du plancher

7.1.2 Approximation de la section semi-circulaire du billon en section rectangulaire

Pour pouvoir utiliser la méthode Gamma, il est nécessaire de pouvoir travailler avec 2 sections rectangulaires. Pour se faire il faut approximer quelle serait la hauteur de la section de bois s'il s'agissait d'une section rectangulaire. Cette hauteur est calculée dans l'équation 7.1.

$$L \cdot h_2 = \frac{\pi \cdot R^2}{2} \Leftrightarrow 2R \cdot h_2 = \frac{\pi \cdot R^2}{2} \Leftrightarrow h_2 = \frac{\pi R}{4} = 177 [mm] \quad (7.1)$$

7.1.3 Charges

Les charges considérées sont le poids propre et une charge variable de $3kN/m^2$.

Pour les calculs à l'ELU et l'ELS, il est nécessaire d'utiliser les combinaisons de charges correspondantes. Elles sont décrites dans les équations 7.2 et 7.4

$$\text{Combinaison ELU} : q_{ELU} = 1,35 \cdot G_k + 1,5 \cdot (Q_1 + \sum(\Phi_{0,i} \cdot Q_{k,i})) = 4,34 \text{ [kN/m]} \quad (7.2)$$

Où :

- G_k représente les charges permanentes, comprenant le poids propre

$$P_p = (h_1 \cdot \gamma_1 + h_2 \cdot \gamma_2) \cdot b \quad (7.3)$$

- Q_1 est la charge variante dominante
- $Q_{k,i}$ sont les charges variables restantes
- $\Phi_{0,i}$ est un coefficient sur les charges d'exploitation prenant en compte le type de charges auxquelles est soumise la structure

$$\text{Combinaison ELS rare} : q_{ELS,rare} = G_k + Q_{k,1} + \sum(\Phi_{0,i} \cdot Q_{k,i}) = 3,06 \text{ [kN/m]} \quad (7.4)$$

Les valeurs des charges sont reprises dans le tableau 7.2

Charges permanentes	1,71	[kN/m]
Charges variables	1,35	[kN/m]
Charge à l'ELU	4,34	[kN/m]
Charge à l'ELS rare	3,06	[kN/m]

Table 7.2 – Charges à l'ELU et à l'ELS

7.1.4 Calcul des efforts internes

Les 2 efforts d'intérêt sont le moment de flexion étant maximal à mi-travée et l'effort tranchant, maximal aux appuis.

Le calcul du moment de flexion à mi-travée est décrit dans l'équation 7.5.

$$M_{mi-travée} = M_{max} = \frac{q_{ELU} \cdot L^2}{8} = 34,72 \text{ [kNm]} \quad (7.5)$$

Le calcul de l'effort tranchant aux appuis est décrit dans l'équation 7.6

$$V_{appui} = V_{max} = \frac{q_{ELU} \cdot L}{2} = 17,36 [kN] \quad (7.6)$$

Les valeurs des efforts internes sont reprises dans le tableau 7.3

Moment maximal	34,72	[kNm]
Effort tranchant maximal	17,36	[kN]

Table 7.3 – Valeurs des efforts internes

7.1.5 Application de la méthode Gamma

Pour rappel, l'indice $i = 1$ indique qu'il s'agit de la section de béton tandis que l'indice $i = 2$ fait référence à la section de bois.

- Le facteur de glissement

$$\gamma_1 = 0,9 \text{ et } \gamma_2 = 1 \quad (7.7)$$

- La surface des sections

$$A_1 = h_1 \cdot b = 49500 [mm^2] \text{ et } A_2 = h_2 \cdot b = 79522 [mm^2] \quad (7.8)$$

- Position du centre de gravité par rapport à la surface supérieur de la section de béton

$$A_{ef} = \gamma \cdot n \cdot A_1 \cdot A_2 = 202034 [mm^2] \quad (7.9)$$

$$z_G = \frac{1}{A_{ef}} \cdot \left[\gamma \cdot n \cdot A_1 \cdot \frac{h_1}{2} + A_2 \cdot \left(h_1 + \frac{h_2}{2} \right) \right] = 111 [mm] \quad (7.10)$$

- Distance entre centre de gravité et axe de chaque section

$$e_1 = z_G - \frac{h_1}{2} = 56 [mm] \quad (7.11)$$

$$e_2 = h_1 + \frac{h_2}{2} - z_G = 87 [mm] \quad (7.12)$$

- inertie de chaque section

$$I_1 = \frac{b \cdot h_1^3}{12} = 5 \cdot 10^7 [mm^4] \quad (7.13)$$

$$I_2 = \pi \cdot \frac{R^4}{128} = 6,3 \cdot 10^7 [mm^4] \quad (7.14)$$

- Rigidité de chaque section et de la connexion

$$\text{Rigidité de la section de béton} : B_1 = E_1 \cdot I_1 = 1,65 \cdot 10^{12} [Nmm^2] \quad (7.15)$$

$$\text{Rigidité de la section de bois} : B_2 = E_2 \cdot I_2 = 0,75 \cdot 10^{12} [Nmm^2] \quad (7.16)$$

$$\text{Rigidité de la connexion} : B_s = \gamma \cdot A_1 \cdot E_1 \cdot e_1^2 + A \cdot E_2 \cdot e_2^2 = 11,89 \cdot 10^{12} [Nmm^2] \quad (7.17)$$

- Rigidité flexionnelle effective

$$(EI)_{eff} = B_{ef} = B_1 + B_2 + B_s = 14,29 \cdot 10^{12} [Nmm^2] \quad (7.18)$$

Les données géométriques et valeurs utiles de la méthode Gamma sont reprises dans le tableau 7.4.

Facteur de glissement de la section de béton γ_1	0,9	[-]
Facteur de glissement de la section de bois γ_2	1	[-]
Aire de la section de béton	49500	[mm^2]
Aire de la section de bois	79522	[mm^2]
Position du centre de gravité	111	[mm]
Distance centre de gravité-axe de la section de béton	56	[mm]
Distance centre de gravité-axe de la section de bois	87	[mm]
Inertie de la section de béton	$5 \cdot 10^7$	[mm^4]
Inertie de la section de bois	$6,3 \cdot 10^7$	[mm^4]
Rigidité de la section de béton	$1,65 \cdot 10^{12}$	[Nmm^2]
Rigidité de la section de bois	$0,75 \cdot 10^{12}$	[Nmm^2]
Rigidité de la connexion	$11,89 \cdot 10^{12}$	[Nmm^2]
Rigidité flexionnelle effective	$14,29 \cdot 10^{12}$	[Nmm^2]

Table 7.4 – Caractéristiques géométriques et valeurs utiles de la méthode Gamma

7.1.6 Calcul des contraintes normales dans la section de béton

- Contrainte maximale sans collaboration

$$\sigma_{n,1,max} = \frac{\gamma_1 \cdot E_1 \cdot e_1 \cdot M_{max}}{(EI)_{ef}} = 4,07 [MPa] \quad (7.19)$$

- Contrainte maximale avec collaboration

$$\sigma_{m,1,max} = \frac{1}{2} \cdot E_1 \cdot h_1 \cdot \frac{M_{max}}{(EI)_{ef}} = 4,41 [MPa] \quad (7.20)$$

- Contrainte normale maximale supérieure dans la section de béton

$$\sigma_{sup,1,max} = \sigma_{n,1,max} + \sigma_{m,1,max} = 8,48 [MPa] \quad (7.21)$$

- Contrainte normale maximale inférieure dans la section de béton

$$\sigma_{inf,1,max} = \sigma_{n,1,max} - \sigma_{m,1,max} = -0,34 [MPa] \quad (7.22)$$

Les valeurs des contraintes dans le béton sont reprises dans le tableau récapitulatif 7.5.

Contrainte maximale sans collaboration $\sigma_{n,1,max}$	4,07	[MPa]
Contrainte maximale avec collaboration $\sigma_{m,1,max}$	4,41	[MPa]
Contrainte normale maximale supérieure dans le béton $\sigma_{sup,1,max}$	8,48	[MPa]
Contrainte normale maximale inférieure dans le béton $\sigma_{inf,1,max}$	-0,34	[MPa]

Table 7.5 – Valeurs des contraintes normales dans la section de béton

7.2 Annexe 2 : Vérification du critère de flèche

7.2.1 Flèche à court terme

le calcul de la flèche à court terme est décrit dans l'équation 7.23.

$$w_{CT} = \frac{(5Q_{ELS,rare} \cdot L^4)}{384 \cdot (EI)_{ef}} = 11,43 [mm] \quad (7.23)$$

Le critère que doit vérifier la flèche est explicité dans l'équation 7.24.

$$w_{CT} \leq \frac{L}{500} = 16 [mm] \quad (7.24)$$

Vérification du critère :

$$w_{CT} = \frac{(5Q_{ELS,rare} \cdot L^4)}{384 \cdot (EI)_{ef}} = 11,43 [mm] \leq \frac{L}{500} = 16 [mm] : OK \quad (7.25)$$

7.2.2 Flèche à long terme

Le calcul de la flèche à long terme prend en compte le fluage du béton et du bois. A chacun de ces 2 matériaux a été attribué un coefficient de fluage. Le calcul de la flèche à long terme avec prise en compte du fluage implique un nouveau calcul des caractéristiques du plancher mixte.

Les coefficients de fluage sont différents pour le béton et le bois.

Le coefficient de fluage du béton s'obtient à l'aide du tableau présenté dans la figure 7.1.

Pour utiliser ce tableau il est nécessaire de déterminer plusieurs paramètres :

- Âge du béton t_0 au moment du chargement en jours : un délai de 90 jours. Ce délai a été choisi car il permet de limiter le coefficient de fluage et donc l'effet du fluage.
- Rayon moyen de la pièce :

$$h_0 = 2 \cdot \frac{A_c}{u} = 150 [mm] \quad (7.26)$$

Où :

- h_0 est le rayon moyen
- A_c est la surface de la section de béton
- u est le périmètre de la section
- Le plancher sur lequel nous travaillons est destiné à être un plancher intérieur, le taux d'humidité vaut alors : $RH = 50\%$

Béton C30/37	Fluage à long terme $\varphi(\infty, t_0)$, (ciment de type 'N')					
âge t_0 du béton au moment du chargement en jours	rayon moyen $2 \cdot A_c / u$ en [mm]					
	50	150	600	50	150	600
	Atmosphère sèche (intérieur) $RH = 50\%$			Atmosphère humide (extérieur) $RH = 80\%$		
1	5.9	4.9	4.0	3.8	3.4	3.0
3	4.9	4.0	3.2	3.1	2.8	2.5
7	4.1	3.4	2.8	2.7	2.4	2.1
28	3.2	2.6	2.1	2.1	1.8	1.6
90	2.6	2.1	1.7	1.6	1.5	1.3
365	1.9	1.6	1.3	1.3	1.1	1.0

Figure 7.1 – Calcul du coefficient de fluage d'un béton de classe C30/37 [5]

le coefficient de fluage obtenu est le suivant :

$$\Phi_1 = 2,1 \quad (7.27)$$

Pour du bois brut se trouvant dans un local chauffé, le coefficient de fluage vaut 0,6

$$\Phi_2 = 0,6 \quad (7.28)$$

- Les modules d'élasticité des matériaux :

$$E_{1LT} = \frac{E_1}{1 + \Phi_1} = 10,6 \cdot 10^3 [MPa] \quad (7.29)$$

$$E_{2LT} = \frac{E_2}{1 + \Phi_2} = 7,5 \cdot 10^3 [MPa] \quad (7.30)$$

- Le coefficient d'équivalence

$$n_{LT} = \frac{E_{1,LT}}{E_{2,LT}} = 1,42 [-] \quad (7.31)$$

- Position du centre de gravité

$$A_{ef,LT} = \gamma \cdot n_{LT} \cdot A_1 + A_2 = 142753 [mm^2] \quad (7.32)$$

$$z_{G,LT} = \frac{1}{A_{ef}} \cdot \left(\gamma \cdot n_{LT} \cdot A_1 \cdot \frac{h_1}{2} + A_2 \cdot \left(h_1 + \frac{h_2}{2} \right) \right) = 135 [mm] \quad (7.33)$$

- Distance entre le centre de gravité et l'axe de chaque section

$$e_{1,LT} = z_{G,LT} - \frac{h_1}{2} = 80 \text{ [mm]} \quad (7.34)$$

$$e_{2,LT} = h_1 + \frac{h_2}{2} - z_{G,LT} = 63,5 \text{ [mm]} \quad (7.35)$$

- Rigidité la section de béton

$$B_{1,LT} = E_{1,LT} \cdot I_1 = 0,53 \cdot 10^{12} \text{ [Nmm}^2\text{]} \quad (7.36)$$

- Rigidité de la section de bois

$$B_{2,LT} = E_{2,LT} \cdot I_2 = 0,47 \cdot 10^{12} \text{ [Nmm}^2\text{]} \quad (7.37)$$

- Rigidité de la connexion

$$B_{s,LT} = \gamma_1 \cdot A_1 \cdot E_{1,LT} \cdot e_{1,LT}^2 + A_2 \cdot E_{2,LT} \cdot e_{2,LT}^2 = 5,43 \cdot 10^{12} \text{ [Nmm}^2\text{]} \quad (7.38)$$

- Rigidité flexionnelle effective

$$(EI)_{eff,LT} = B_{1,LT} + B_{2,LT} + B_{s,LT} = 6,43 \cdot 10^{12} \text{ [Nmm}^2\text{]} \quad (7.39)$$

Le calcul de la flèche à long terme est décrit par l'équation 7.40.

$$w_{LT} = \frac{5Q_{ser,LT} \cdot L^4}{384(EI)_{eff,LT}} = 24,96 \text{ [mm]} \quad (7.40)$$

Le critère que doit vérifier la flèche est explicité dans l'équation 7.41.

$$w_{LT} \leq \frac{L}{300} = 26,67 \text{ [mm]} \quad (7.41)$$

Vérification du critère :

$$w_{LT} = \frac{5Q_{ser,LT} \cdot L^4}{384(EI)_{eff,LT}} = 25,41 \text{ [mm]} \leq \frac{L}{300} = 26,67 \text{ [mm]} : OK \quad (7.42)$$

7.3 Emplacement des connecteurs

La position des connecteurs a été choisi pour que chaque connecteur reprenne la même quantité d'effort rasant. Afin d'y parvenir, le diagramme représentant l'effort rasant, un triangle, doit être subdivisée en plus petites aires de même grandeur. Etant donné qu'il y a 3 connecteurs par demi-travée, l'aire du triangle doit être divisée en 3 aires valant chacune le tiers de l'aire du grand triangle comme le représente l'équation 7.43.

$$A_{\text{petit triangle}} = \frac{1}{3} \cdot A_{\text{grand triangle}} \quad (7.43)$$

La projection de ces aires sur l'axe longitudinal du plancher fournit les longueurs de zones d'influence de chaque connecteur. L'emplacement des entailles ne se situe pas au milieu des zones d'influence, mais bien à l'emplacement de la projection du centre de gravité de l'aire lui étant associée.

Le schéma de la figure 7.2 illustre clairement la situation des connecteurs et leurs zones d'influence.

Pour rendre la compréhension des calculs plus aisée, les extrêmités des zones d'influence ont été nommés par les points A, B, C et D.

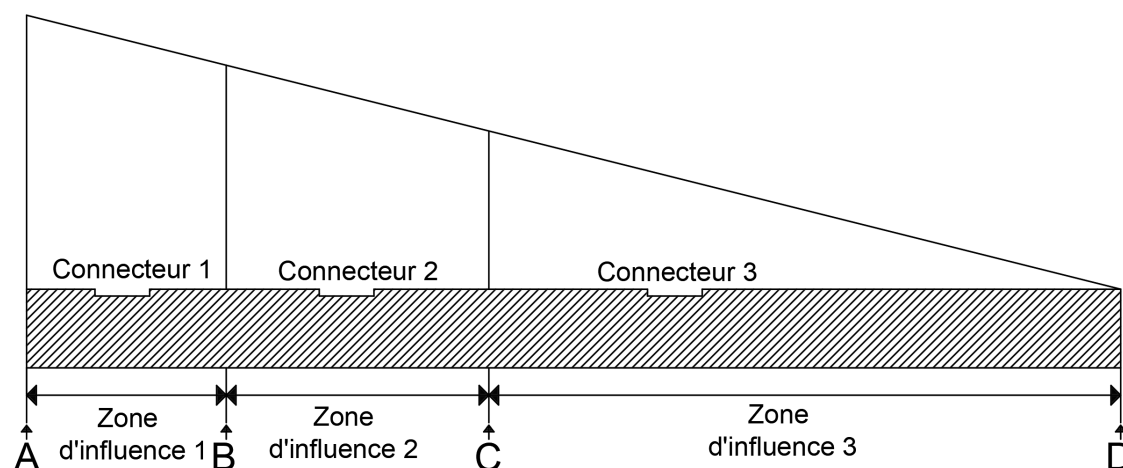


Figure 7.2 – Emplacement des connecteurs et représentation de leurs zones d'influence

L'emplacement des connecteurs, les longueurs des zones d'influence et la position des points A, B, C et D sont précisés dans le tableau 7.6.

Les positions des connecteurs et des points A-D se situent sur l'axe longitudinal du plancher en considérant que son origine est le point A.

Position du connecteur 1	0,35	[m]
Position du connecteur 2	1,17	[m]
Position du connecteur 3	2,37	[m]
Longueur de la zone d'influence 1	0,73	[m]
Longueur de la zone d'influence 2	0,96	[m]
Longueur de la zone d'influence 3	2,31	[m]
Position du point A	0	[m]
Position du point B	0,73	[m]
Position du point C	1,69	[m]
Position du point D	4	[m]

Table 7.6 – Positions des connecteurs et longueurs de leurs zones d'influence

7.4 Calcul de l'effort rasant

7.4.1 Méthode analytique traditionnelle

Pour calculer l'effort rasant T_N s'appliquant au connecteur, représenté sur la figure 7.3, une méthode analytique peut être utilisée. Cette méthode se base sur les zones d'influence de chaque connecteur.

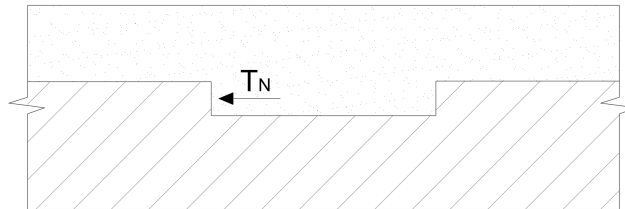


Figure 7.3 – Effort de compression transmis dans la rainure - T_N

7.4.1.1 Calcul des contraintes normales

Les équations utilisées pour calculer les contraintes normales dans la section de béton ont déjà été décrites dans la section 7.1.6. Cependant, le moment utilisé dans la formule est le moment correspondant à l'endroit où se trouve le connecteur considéré. Ces contraintes ont été calculées aux 3 emplacements différents où se situent les connecteurs afin de déterminer l'effort rasant à reprendre par connecteur.

- Connecteur 1

$$\sigma_{1,sup} = 2,83 [MPa] \quad (7.44)$$

$$\sigma_{1,inf} = -0,11 [MPa] \quad (7.45)$$

- Connecteur 2

$$\sigma_{2,sup} = 5,65 [MPa] \quad (7.46)$$

$$\sigma_{2,inf} = -0,23 [MPa] \quad (7.47)$$

- Connecteur 3

$$\sigma_{3,sup} = 8,48 [MPa] \quad (7.48)$$

$$\sigma_{3,inf} = -0,34 [MPa] \quad (7.49)$$

Ces valeurs sont reprises dans le tableau récapitulatif 7.7.

Connecteur 1	$\sigma_{1,sup}$	2,83	[MPa]
	$\sigma_{1,inf}$	-0,11	[MPa]
Connecteur 2	$\sigma_{2,sup}$	5,65	[MPa]
	$\sigma_{2,inf}$	-0,23	[MPa]
Connecteur 3	$\sigma_{3,sup}$	8,48	[MPa]
	$\sigma_{3,inf}$	-0,34	[MPa]

Table 7.7 – Contraintes normales supérieures et inférieures au droit de chaque connecteur

7.4.1.2 Calcul de l'effort rasant

Pour chaque zone d'influence, les contraintes normales supérieures et inférieures dans la section de béton sont calculées aux extrémités des zones d'influence. En est alors déduit l'effort rasant résultant de la différence entre les contraintes aux extrémités de la zone d'influence. Ce dernier est déterminé par la force de compression horizontale T_N s'appliquant dans la rainure parallèlement aux fibres du bois. Le schéma de la figure 7.4 représente les contraintes et les efforts présents aux extrémités de la zone d'influence.

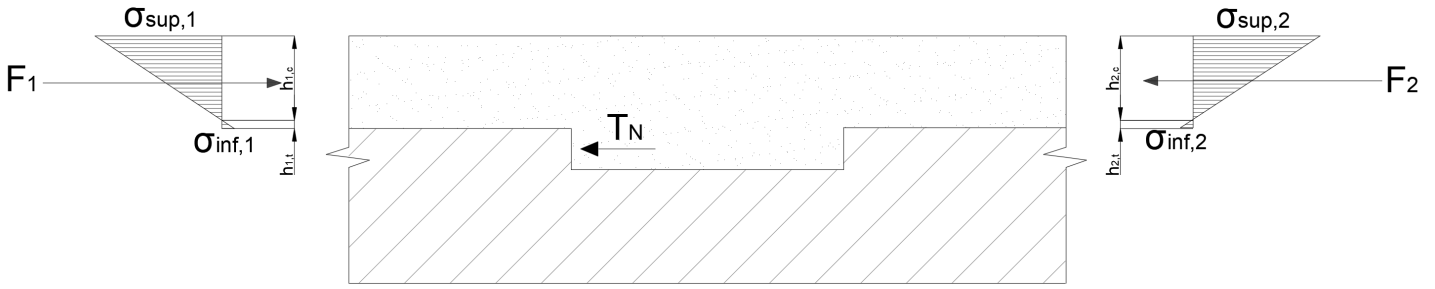


Figure 7.4 – Répartition des contraintes dans la section de béton et forces résultantes

les forces horizontales F_i équivalent aux aires des triangles formés par les contraintes supérieures et inférieures.

Le calcul de ces forces est repris dans l'équation 7.50.

$$F_i = \frac{\sigma_{i,sup} \cdot h_{i,c}}{2} \cdot b + \frac{\sigma_{i,inf} \cdot h_{i,t}}{2} \cdot b \quad (7.50)$$

Où :

- $h_{i,c}$ est la hauteur de béton en compression
- $h_{i,t}$ est la hauteur de béton en traction
- $\sigma_{i,inf}$ est une contrainte de traction et de ce fait est de signe négatif
- b est la largeur du plancher
- l'indice i indique à quelle extrémité de zone d'influence la force est calculée

Le plancher étant composé de 3 connecteurs, il y a 3 zones d'influence et donc au total 4 forces résultantes horizontales.

$$F_A = \frac{\sigma_{A,sup} \cdot h_{A,c}}{2} \cdot b + \frac{\sigma_{A,inf} \cdot h_{A,t}}{2} \cdot b = 0 [kN] \quad (7.51)$$

$$F_B = \frac{\sigma_{1,sup} \cdot h_{B,c}}{2} \cdot b + \frac{\sigma_{B,inf} \cdot h_{B,t}}{2} \cdot b = 64,33 [kN] \quad (7.52)$$

$$F_C = \frac{\sigma_{C,sup} \cdot h_{C,c}}{2} \cdot b + \frac{\sigma_{C,inf} \cdot h_{C,t}}{2} \cdot b = 128,66 [kN] \quad (7.53)$$

$$F_D = \frac{\sigma_{D,sup} \cdot h_{D,c}}{2} \cdot b + \frac{\sigma_{D,inf} \cdot h_{D,t}}{2} \cdot b = 193,56 [kN] \quad (7.54)$$

Les valeurs des forces horizontales résultantes F_i sont reprises dans le tableau récapitulatif 7.8

Résultante horizontale au point A	0	[kN]
Résultante horizontale au point B	64,33	[kN]
Résultante horizontale au point C	128,66	[kN]
Résultante horizontale au point D	193,56	[kN]

Table 7.8 – Force résultante horizontale aux extrêmités des zones d’influence

L’effort rasant présent au droit du connecteur est déterminé en soustrayant les forces résultantes horizontales présentes de part et d’autre de la zone d’influence du connecteur.

$$T_{N,1} = F_1 - F_0 = 64,33 [kN] \quad (7.55)$$

$$T_{N,2} = F_2 - F_1 = 64,33 [kN] \quad (7.56)$$

$$T_{N,3} = F_3 - F_2 = 64,90 [kN] \quad (7.57)$$

Les valeurs de l’effort rasant s’appliquant au droit de chaque connecteur sont reprises dans le tableau récapitulatif 7.9

Effort rasant s’appliquant au connecteur 1	64,33	[kN]
Effort rasant s’appliquant au connecteur 2	64,33	[kN]
Effort rasant s’appliquant au connecteur 3	64,90	[kN]

Table 7.9 – Valeurs des efforts rasant s’appliquant à chaque connecteur

7.4.2 Méthode basée sur la rigidité flexionnelle effective

Cette méthode se base sur la valeur de la rigidité flexionnelle effective obtenue grâce à la méthode Gamma pour déterminer l’effort rasant T_N s’appliquant à l’entaille.

Le calcul de T_N est décrit dans l’équation 7.59, cette dernière utilise la longueur des zones d’influence des rainures ainsi que les contraintes de cisaillement à leurs extrêmités. L’effort rasant à reprendre est le même pour chaque entaille. Les longueurs des 3 zones d’influence sont calculées dans la section 7.3. Le calcul

des contraintes de cisaillement sont décrit par l'équation 7.58 et les valeurs de ces contraintes aux extrêmités des zones d'influence sont présentées dans le tableau 7.10.

$$\tau_{(x)} = \frac{V_{(x)} \cdot A_2 \cdot e_2}{(EI)_{ef} \cdot b} \quad (7.58)$$

Contrainte de cisaillement au point A $\tau_{N,1}$	0,00	[MPa]
Contrainte de cisaillement au point B $\tau_{N,2}$	0,13	[MPa]
Contrainte de cisaillement au point C $\tau_{N,3}$	0,18	[MPa]
Contrainte de cisaillement au point D $\tau_{N,4}$	0,22	[MPa]

Table 7.10 – Valeur des contraintes de cisaillement aux extrêmités de chaque zone d'influence

$$T_N = b \cdot s \cdot \frac{\tau_{N1} + \tau_{N2}}{2} = 67,16 [kN] \quad (7.59)$$

Où :

- b est la largeur du plancher
- s est la zone d'influence de la rainure

7.5 Estimation des efforts maximaux des push-out tests

7.5.1 Test 1 : entaille avec béton classique sans goujon

- Rupture du bois par compression parallèle aux fibres

$$F_{est} = f_{c,0} \cdot b_N \cdot t_N = 23 \cdot 400 \cdot 25 = 230 [kN] \quad (7.60)$$

Où :

- $f_{c,0}$ est la résistance caractéristique du bois en compression parallèle aux fibres
- b_N est la largeur de l'entaille, dans notre cas il s'agit de la largeur du billon
- t_N est la profondeur de l'entaille

- Rupture par cisaillement de l'avant-bois

$$F_{est} = 8 \cdot t_N \cdot b_N \cdot f_v = 8 \cdot 25 \cdot 400 \cdot 4 = 320 [kN] \quad (7.61)$$

Où f_v est la résistance caractéristique au cisaillement du bois.

- Rupture par cisaillement du béton

$$F_{est} = \tau_{R,c} \cdot b_N \cdot l_N = 1 \cdot 400 \cdot 200 = 80 [kN] \quad (7.62)$$

Où :

- $\tau_{R,c}$ est la résistance caractéristique au cisaillement du béton
- l_N est la longueur de l'entaille

La force à appliquer à l'essai est donc :

$$\implies F_{max} = 2 \cdot F_{est,min} = 2 \cdot 80 = 160 [kN] \quad (7.63)$$

7.5.2 Test 2 : entaille avec béton classique et goujons

- Rupture de la bielle en compression

$$F_{est} = b_{bielle} \cdot h_{bielle} \cdot f_c = 400 \cdot \frac{25}{\cos(30^\circ)} \cdot 30 = 346,64 [kN] \quad (7.64)$$

Où :

- b_{bielle} est la largeur de la bielle
- h_{bielle} est la hauteur de la bielle
- f_c est la résistance en compression du béton

- Rupture des tire-fonds par excès de traction

$$F_{est} = \frac{n_{ef} \cdot A_{renfort} \cdot f_y}{\sin(\alpha)} = \frac{2 \cdot \pi \cdot 8^2 \cdot 400}{\sin(30^\circ)} = 321,7 [kN] \quad (7.65)$$

Où :

- $A_{renfort}$ est la section des renforts métalliques
- f_y est la résistance à la traction de l'acier composant le renfort
- n_{ef} est le nombre de tire-fonds par entaille

- α est l'angle d'inclinaison du bord de l'entaille par rapport à la verticale
- Rupture par arrachement du bois par les tire-fonds
 - Via l'Eurocode 5

$$F_{est} = \frac{n_{ef} \cdot f_{ax,k} \cdot d \cdot l_{ef} \cdot k_d}{1,2 \cos^2(\theta) + \sin^2(\theta)} = \frac{2 \cdot 9,15 \cdot 16 \cdot 145 \cdot 1}{1,2 \cos^2(0^\circ) + \sin^2(0^\circ)} = 70,76 \text{ [kN]} \quad (7.66)$$

Où :

- * $f_{ax,k} = 0,52 \cdot d^{-0,5} \cdot l_{ef}^{-0,1} \cdot \rho_k^{0,8}$ est la résistance caractéristique à l'arrachement perpendiculaire au grain
- * n_{ef} = nombre de tire-fond
- * l_{ef} = profondeur de pénétration de la partie fileté du goujon dans le bois
- * ρ_k = densité caractéristique
- * α = angle formé par l'axe du goujon et la direction des fibres du bois
- * $k_d = \min(d/8; 1)$

- Via le catalogue Rothoblaas

$$F_{est} = n_{ef} \cdot 45,06 = 90,12 \text{ [kN]} \quad (7.67)$$

- Rupture du bois par compression parallèle aux fibres

$$F_{est} = \frac{f_{c,0} \cdot b_N \cdot t_N}{\cos(\alpha)} = \frac{23 \cdot 400 \cdot 25}{\cos(30^\circ)} = 204,38 \text{ [kN]} \quad (7.68)$$

- Rupture du bois par compression perpendiculaire aux fibres

$$F_{est} = \frac{f_{c,90} \cdot b_N \cdot t_N \cdot tg(\alpha)}{\sin(\alpha)} = \frac{2,7 \cdot 400 \cdot 25 \cdot tg(30^\circ)}{\sin(30^\circ)} = 31,18 \text{ [kN]} \quad (7.69)$$

Où α est l'angle d'inclinaison du bord de l'entaille par rapport à la verticale

La force à appliquer à l'essai est donc :

$$\implies F_{max} = 2 \cdot F_{est,min} = 2 \cdot 31,18 = 62,36 \text{ [kN]} \quad (7.70)$$

7.5.3 Test 3 : entaille avec béton fibré sans goujon

- Rupture du bois par compression parallèle aux fibres

$$F_{est} = f_{c,0} \cdot b_N \cdot t_N = 23 \cdot 400 \cdot 25 = 230 \text{ [kN]} \quad (7.71)$$

Où :

- $f_{c,0}$ est la résistance caractéristique du bois en compression parallèle aux fibres
 - b_N est la largeur de l'entaille, dans notre cas il s'agit de la largeur du billon
 - t_N est la profondeur de l'entaille
- Rupture par cisaillement de l'avant-bois

$$F_{est} = 8 \cdot t_N \cdot b_N \cdot f_v = 8 \cdot 25 \cdot 400 \cdot 4 = 320 \text{ [kN]} \quad (7.72)$$

Où f_v est la résistance caractéristique au cisaillement du bois.

- Rupture par cisaillement du béton

$$F_{est} = (v_{0,c} + v_{d,fb}) \cdot b_N \cdot l_N = (1 + 0,687) \cdot 400 \cdot 200 = 134,96 \text{ [kN]} \quad (7.73)$$

Où :

- $v_{0,c}$ est la résistance au cisaillement du béton sans fibres
- $v_{d,fb}$ est la contribution des fibres à la résistance au cisaillement du béton fibré

La force à appliquer à l'essai est donc :

$$\implies F_{max} = 2 \cdot F_{est,min} = 2 \cdot 134,96 = 269,92 \text{ [kN]} \quad (7.74)$$

7.5.4 Test 4 : HBV

- Rupture par cisaillement du connecteur HBV

$$F_{est} = 160 \cdot h_{éch} = 160 \cdot 560 = 89,6 \text{ [kN]} \quad (7.75)$$

Où $h_{éch}$ est la hauteur de l'échantillon

La force à appliquer à l'essai est donc :

$$\implies F_{max} = 2 \cdot F_{est,min} = 2 \cdot 89,6 = 179,2 \text{ [kN]} \quad (7.76)$$