



Thèse

POUR OBTENIR LE DIPLOME DE
Doctorat 3ème Cycle

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structures

Thème :

**COMPORTEMENT DES PLANCHERS MIXTES BOIS-BETON
ETUDE DU COMPORTEMENT MECANIQUE ET RECHERCHE
DE MEILLEURS CONNECTEURS. OPTIMISATION DE LA
DALLE MIXTE**

Présenté Par :

Mr. HEDMESSAOUZ Zine Laabidine

Thèse soutenue le 02/05/2024 devant le jury composé de :

N°	Nom et prénom	Grade	Etablissement	Qualité
01	Marouf Nadir	Prof.	Université Oum El Bouaghi	Président
02	Boudaoud Zineddine	Prof.	Université Oum El Bouaghi	Rapporteur
03	Ferhoune Noureddine	Prof.	Université Oum El Bouaghi	Co-rapporteur
04	Chabane Abdelhafid	Dr	Université Constantine 1	Examineur
05	Boutagouga Djamel	Prof.	Université Tebessa	Examineur

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

إهداء

إلى السيد والدي ،الأب العظيم المحترم القدوة
إلى السيدة والدتي الأم العظيمة القديسة المباركة
ينحني قلبي تواضعا أمام عظمتكما، ويقف عاجزا عن تسطير الكلمات التي
توفي حقكما فلا أجد ما أهديكما غير هذه الأسطر المتواضعة
وإلى المخلصين والأوفياء، الأنقياء الأظهار، في كل مكان
أهدي ثمرة هذا العمل



Remerciements

« Celui qui ne remercie pas les gens n'a pas remercié Allah ».
Le Prophète Mohammed (que la prière d'Allah et son salut soient sur lui)

Tout d'abord je remercie Allah, tout puissant pour m'avoir donné le tout pour compléter ce travail.

Je commence par adresser mes sincères remerciements à mon encadrant Monsieur Pr. BOUDAOUZ Zeineddine, Professeur à l'Université Larbi Ben M'hidi-Oum El Bouaghi, de m'avoir témoigné d'une grande confiance, de m'avoir permis de bénéficier de leurs directions et conseils, pour toutes les discussions fructueux durant le long parcours de la réalisation de ce projet de recherche.

Mes remerciements s'adressent également à Monsieur «Pr. FERHOUNE Noureddine» (Co-Rapporteur) chef de département de génie civil à l'Université de Larbi Ben M'hidi-Oum El Bouaghi, Algérie, pour tous les facilitations, l'aide et les directions.

Je n'oublie jamais à remercier vivement tous mes enseignants: de primaires de CEM, de lycée et à titre spécial mes professeurs de l'EPST Annaba et de l'ENSTP, les écoles d'excellence, ou j'ai reçu la formation d'ingénieur et qui me permet d'accéder à la formation de Doctorat.

Je tiens également à remercier Dr. BOULEBD Adel et Dr. ATMANI Ali pour toutes les directions et la disponibilité aussi pour tout l'encouragement durant toute cette période. Aussi Dr. MERZOUG et Mme. BERREHAL Lilia pour le soutien et les facilitations administratives. Mes oncles Bakir et Salah pour ses disponibilités, l'aide, le transport et déplacement, ce qui facilite d'une grande partie l'exécution de la partie expérimentale de la thèse.

Les amis et voisins le soudeur: MESAIF Mabrouk et menuisier : MEROUDJ Youcef pour la disponibilité durant la préparation des échantillons.

Je remercie tous ceux qui m'ont soutenu, d'une manière ou d'une autre et qui ont contribué à l'élaboration de ce travail. Trouvent ici l'expression de ma profonde gratitude.



Liste des matières

إهداء.....	
Remerciements.....	
Liste des matières.....	
ملخص.....	i
Résumé.....	iii
Abstract.....	iv
Liste des figures.....	vi
Liste des Tableaux.....	xii
Liste des abréviations.....	xiii
Chapitre I: Introduction Générale.....	1
1. Préambule.....	1
2. Problématique et motivation de la thèse.....	1
3. Les Objectifs de la thèse.....	3
4. Délimitation du sujet de thèse.....	3
5. Organisation du mémoire de la thèse.....	4
6. Références.....	6
Chapitre II: État de l'Art sur la mixité bois-béton.....	8
Introduction.....	8
Partie 1 : Généralités.....	9
1. Historique.....	9
2. Avantages et inconvénients.....	10
3. L'innovation dans les planchers mixtes en bois béton.....	11
3.1. Plancher mixte nervuré et plancher mixte plein.....	11
3.2. D-Dalle.....	12
3.3. Innovation de Cima de villa (2022).....	13
4. Caractérisation des systèmes de connexion.....	15
5. Classification des systèmes de connexions.....	17
6. Récapitulation sur les recherches et travaux effectués et développement des systèmes de connexion.....	18
7. Evolution des systèmes de connexion.....	20
8. Regroupement et récapitulation selon Rodriguez.....	23
Partie 2 : Les connexions métalliques.....	26
1. Les assemblages avec clous et barres d'acier.....	26
1.1. Les clous, (Unnikrishna Pillai 1977).....	26

1.2.	Les clous, (Branco et al. 2009).....	26
1.3.	Brevet d’Auclair et al (2016).....	27
2.	Les vis	28
2.1.	Les premiers vis connecteurs (Meierhofer 1992).....	28
2.2.	La série des tests de Deam (2007).....	29
2.3.	Les systèmes de connexion « Tecnaria » (2007).....	31
2.4.	Les vis simples, SFS-VB et la connexion BM (Khorsadnia 2012)	32
2.5.	Le connecteur de SZUMIGAŁA (2018) avec dalle nervurée en béton.....	33
2.6.	Les vis autotaraudeuses (Bao 2022).....	35
2.7.	Les connecteurs de MyTiCon [29,30]	36
2.8.	Les connecteurs déconstructibles (Derikvand 2021) [31]	37
2.9.	Le brevet de Luca (2021).....	38
3.	Les connexions continues et semi continues	39
3.1.	Le système HBV	39
3.2.	La préfabrication (Lukaszewska 2008)	41
3.3.	Les plaques d’acier épaisses perforées (Otero-Chans 2018).....	42
3.4.	Les profilés métalliques en I semi continues (Ling 2022)	44
Partie 3 : Les connexions entaillées.....		47
1.	Introduction	47
2.	Les connexions entaillées.....	47
3.	Avantages des connexions entaillées.....	47
4.	Evolution des connexions entaillées.....	48
4.1	Les premières connexions entaillées (Brevet de Schaub et Martino).....	48
4.2	Deperraz 1998.....	48
4.3	Les séries des tests de Yeoh 2011	49
4.4	Les entailles croisées (Kanocz 2015).....	51
5.	Fonctionnement et les facteurs qui influent sur les connexions entaillées.....	51
5.1	Le rôle de tire-fond et vis et l’Importance de renforcement.....	52
6.	Inconvénients et mécanismes de rupture	53
7.	Les techniques de renforcement des connexions entaillées.....	54
8.	Les micros entailles.....	57
Partie 4 : Etude des poutres et planchers mixtes en bois-béton.....		58
1.	Synthèse sur les essais d’effondrement des poutres.....	58
2.	Les vis SFS inclinées à 45° (Van der Linden 1999).....	59
3.	Les poutres mixtes avec le système HBV	60
4.	Les poutres en T avec connexion entaillées (Yeoh 2011).....	62
5.	Configuration des connecteurs (Bao 2022).....	64

6.	Utilisation de la technique de précontrainte pour améliorer la performance mécanique des poutres mixtes en bois-béton.....	66
.7	Les poutres BBC préfabriquées (Lukaszewska 2011).....	67
8.	Les connexions transversales (Sa'Ribeiro 2014)	68
9.	Les vis SFS-VB contre des entailles triangulaires (Khorsadnia 2012).....	70
10.	Comportement des poutres mixte avec des connexions entaillées	71
10.1.	Les efforts agissants	71
10.2.	La limitation de l'hypothèse de la section plane pour les poutres à entailles.....	71
10.3.	Les régions de champs de contraintes.....	71
10.4.	Visualisation en Éléments finis.....	72
11.	Les poutres mixtes avec des entailles renforcées (Zhang 2022)	73
12.	Récapitulation sur les différents essais de flexion extraits de la littérature.	76
	Sa'Ribeiro 2014 [61].....	77
	Kanocz 2015 [44]	77
	Meghlat et al. 2016	77
	Khorsadnia 2016 [12]	77
	Jiang 2019 [46].....	77
	Bao 2022 [28]	77
	Zhang 2022 [37]	77
	Conclusion du chapitre	79
	Références	80
	Chapitre III: Théorie, Règlements et Calcul des sections mixtes en Bois-Béton	85
1.	Introduction	85
.2	La notion de l'action composite	85
3.	Formulation du problème bi couche dans le domaine élastique linéaire	87
3.1.	La théorie des poutres selon les hypothèses de Bernoulli.....	87
3.2.	Equations du modèle classique de poutres mixtes à connexion partielle.....	88
3.3.	Résolution simplifiée pour le calcul selon les Eurocodes.....	90
4.	Les méthodes de conception et de justification des sections mixtes bois-béton	92
4.1.	Synthèse sur les méthodes de calcul et de dimensionnement des sections mixtes bois-béton	92
4.2.	Méthode Gamma.....	93
4.3.	Méthode Elastique Plastique	95
4.4.	Méthode de Newmark non-linéaire.....	96
4.5.	Méthode de calcul simplifiée (Fragiacomo, 2006) [20]	96
5.	Evaluation de la rigidité des connexions.....	98
5.1.	Les suggestions de l'Eurocode 5	98
5.2.	Les formules empiriques de Turrini, Ceccoti et Dias	99

5.3.	L'évaluation analytique de Gelfi.....	99
6.	Règles et lignes directrices à travers le monde.....	100
6.1.	L'Eurocode 5.....	101
6.2.	Directives de conception australiennes et néo-zélandaises.....	103
6.3.	États-Unis – Codes AASHTO/AASHTO.....	104
6.4.	Code canadien sur la conception des ponts routiers.....	104
6.5.	Brésil - Manuel pour la conception des ponts en bois.....	105
7.	Démarche pratique pour le dimensionnement et justification des sections mixtes selon la méthode gamma de l'Eurocode 5.....	106
7.1.	Détermination des caractéristiques de béton.....	106
7.2.	Détermination des caractéristiques de bois.....	107
7.3.	Les connecteurs.....	108
7.4.	Les caractéristiques géométriques de la section mixte bois/béton.....	109
8.	Conclusion.....	110
9.	Références.....	111

Chapitre IV: Renforcement des entailles courtes, Conception et évaluation d'un connecteur novateur 113

1.	Introduction.....	113
2.	Problématique et Objectifs.....	113
3.	Etude Expérimentale local (Push-out).....	114
3.1.	Description des spécimens destinés à l'essai « Push-out ».....	116
3.2.	Description des connexions.....	119
3.2.1.	Connexion entaillée rectangulaire renforcée par deux vis inclinées à 60° (R 50 + 2 Vis 60°).....	119
3.2.2.	Conception et réalisation d'un connecteur novateur (INC).....	119
3.2.3.	La connexion Trapézoïdale (TRZ).....	120
3.3.	Caractéristiques des matériaux.....	121
3.3.1.	Le béton.....	121
3.3.2.	Le bois.....	122
4.	Résultats.....	124
5.	Discussion et évaluation des caractéristiques des connexions.....	125
6.	Effet des méthodes de renforcement sur la performance des connexions entailées courtes.....	127
3.4.	Effet du renforcement par 02 vis (la connexion R50 + 2 vis 45°).....	127
3.5.	Effet du renforcement par le connecteur novateur (INC).....	128
3.6.	Effet du changement de la forme de l'entaille (TRZ).....	128
7.	Les mécanismes de rupture.....	129
3.7.	Connexion entaillée R-50 (sans renforcement).....	129
3.8.	Connexion entaillée rectangulaire renforcée par deux vis inclinées.....	130

3.9.	Connexion entaillée rectangulaire équipée par le connecteur novateur.....	130
3.10.	Connexion entaillée Trapézoïdale renforcée par 4 vis inclinées (TRZ)	131
8.	Conclusion	132
9.	Références	133

Chapitre V: Etude des poutres mixtes en bois-béton à travées courtes. Etude du comportement mécanique, Evaluation des caractéristiques flexionnelles et des mécanismes de rupture..... 135

1.	Introduction	135
2.	Caractéristiques des matériaux	135
3.	Description du test de flexion et conception des poutres mixtes	136
4.	Géométrie et configuration des poutres.....	138
5.	Les caractéristiques des connexions :	139
6.	Résultats	142
7.	Evaluation des caractéristiques flexionnelles des poutres.....	143
8.	Effet des dimensions de la section mixte : les poutres mixtes : (B+S) vs (S+s).....	145
9.	Effet du type de la connexion.....	146
10.	Les mécanismes de rupture des poutres mixtes.....	147
10.1.	Cas de la poutre B + INC.....	147
10.2.	La poutre B+s	150
10.3.	La poutre S+S	151
10.4.	La poutre S+ TRZ:	152
10.5.	Récapitulation des mécanismes de rupture	154
11.	Conclusion.....	155
12.	Références.....	156

Chapitre VI Modélisation du comportement à court terme des poutres et recherche des emplacements optimaux..... 157

1.	Introduction	157
2.	Description du programme expérimental de référence	157
3.	Etablissement du modèle en éléments finis	159
3.1.	Géométrie	159
3.2.	Mesh.....	161
3.3.	Modèles constitutifs des matériaux.....	163
3.4.	Validation du modèle.....	166
4.	Optimisation des connexions entaillées	169
	Méthode	169

5. Résultats et Discussions.....	171
5.1. Modes de Rupture.....	172
5.2. Evaluation de la rigidité flexionnelle et de la capacité portante	173
5.3. Rigidité flexionnelle initial et rigidité flexionnelle de service	175
5.4. L'amélioration total en rigidité initial	175
5.5. Amélioration totale de la rigidité flexionnelle de service.....	175
5.6. Résistance des poutres BBC.....	176
5.7. Amélioration de la résistance	177
6. Conclusion	177
Effet de l'emplacement de l'entaille :	177
Effet de la longueur de l'entaille :	178
7. References	178
Conclusion Générale	179
Annexe	182

ملخص

تتكون الأسقف المركبة من الخشب والخرسانة من روافد خشبية سفلية تعلوها بلاطة خرسانية ، ويتصل الاثنان بنظام وصلات لتشكيل عنصر هيكلي واحد للاستفادة من صفات كل مادة.

تعتبر الوصلات المشققة نظامًا فعالًا نظرًا لقوتها وصلابتها ويسهل قطعها من الروافد الخشبية. نتيجة لذلك، هناك حاجة إلى عدد صغير منها لتحقيق أداء عالٍ من حيث صلابة الانحناء وقدرة التحمل.

يتم ضمان كفاءة الوصلات المشققة من حيث الصلابة وقدرة التحمل بشكل أساسي من خلال طولها وبالتالي يمكن تثبيت عدد قليل منها على طول الروافد مما يزيد من تباعدها.

نتيجة لذلك، يظل هذا النوع من الوصلات قابلاً للاستغلال فقط في الروافد الطويلة، بينما يظل استخدامه في القصيرة منها محدودًا بسبب الطول اللازم لضمان الأداء المرغوب.

يمكن أن تكون الشقوق القصيرة بديلاً ممكناً إذ يمكن قطع أعداد كبيرة منها. ومع ذلك ، لديها قدرة تحميل منخفضة للغاية وصلابة معتدلة بالإضافة إلى طريقة انهيار مفاجئة. بغية تحسينها ، سيكون تقوية هذه الشقوق القصيرة تحديًا.

في هذا السياق ، تم اقتراح ثلاث (03) طرق تقوية مختلفة. من بينها وصلة مبتكرة تم تصميمها. تم إجراء تقييم أداء هذه الطرق على أساس اختبار القص التجريبي المسمى "Push-out"، تم تكملتها بدراسة على روافد مركبة ذات أطوال قصيرة تم اختبارها في الانحناء والتي تم اختيار نظام الوصلات فيها بناء على الدراسة الأولى.

تعمل التقوية بزوج من البراغي المائلة على تحسين قوة القص لوصلات الشقوق القصيرة بشكل كبير بحوالي ثماني مرات. بالإضافة إلى ذلك ، فإن الوصلة المبتكرة المصممة والمختبرة تلبّي متطلبات القوة، ولها قوة أفضل مقارنة مع البراغي المائلة.

بالرغم من ذلك، أظهرت النتائج أن تكبير أبعاد الشق بطريقة ذكية يظل أكثر فاعلية في تحسين الخصائص الميكانيكية للوصلات المقطوعة.

الجانب الآخر الذي تم التطرق له هو البحث عن المواقع المثلى لوصلات الشقوق. تم تطوير نموذج لمحاكاة روافد مركبة من الخشب والخرسانة بوصلات الشقوق. يأخذ بعين الاعتبار التفاعلات الواقعية بين المكونات المختلفة.

يمكن للنموذج المطور أن يتنبأ بشكل مُرضٍ بمنحنيات سلوك الروافد كما يتنبأ أيضا بآليات الانهيار بدقة كافية.

تتفق التنبؤات بشكل جيد مع النتائج التجريبية الواردة في الدراسات السابقة، وخاصة صلابة الانحناء وسعة التحميل.

من خلال استغلال النموذج ، تم إجراء دراسة رقمية هدفها البحث عن المواقع المثلى لوصلات الشقوق بين مواقع مختلفة تم اقتراحها، من أجل تحديد موضعها المثالي من أجل ضمان أحسن أداء لرافدة مركبة.

نتيجة لهذه الدراسة ،الموقع P3000 ثم تحديده ليكون الأمثل لضمان صلابة الانحناء أعظمية. بينما تم الوصول إلى أقصى سعة تحميل في الموقع P3750.

الكلمات الرئيسية: الأسقف المركبة من الخشب والخرسانة، الوصلة المشققة، التعزيز، الشقوق القصيرة، موقع الشق، طول الشق.

Résumé

Un plancher mixte bois-béton se compose de poutres inférieures en bois, surmontées d'une dalle en béton, les deux sont reliées avec un système de connexion pour former un seul élément structurel pour bénéficier des qualités de chaque matériau.

Les connexions entaillées représentent un système efficace en raison de leur résistance et de leur ductilité et il est simple à couper dans les solives en bois. En conséquence, un petit nombre est nécessaire pour que la poutre composite atteigne des performances élevées en termes de rigidité flexionnelle et en capacité portante.

L'efficacité de la connexion entaillée en termes de rigidité et de capacité portante est assurée principalement par sa longueur de ce fait, moins de connexions pourraient être installées le long de la poutre ce qui augmente leur espacement.

Par conséquent, ce type de connexion reste exploitable que dans des poutres à longues travées, son utilisation dans des poutres courtes reste limitée à cause de la longueur nécessaire pour garantir la performance souhaitable.

Les entailles courtes peuvent être une alternative. Elle permet de couper un nombre élevé. Cependant, elles possèdent une capacité de charge très faible et une rigidité modérée aussi un mode de rupture brutale. Pour les améliorer, le renforcement de ces entailles courtes sera un défi à relever.

Dans ce cadre, trois (03) méthodes de renforcement différentes sont proposées. Parmi eux, un connecteur novateur a été conçu. L'évaluation des performances de ces méthodes de renforcement a été effectuée sur la base de l'essai expérimental de cisaillement appelé « push-out » complété par une étude sur des poutres mixtes à courtes travées, testées à la flexion dont le système de connexion est sélectionnée sur la base de l'étude locale.

Le renforcement par une paire de vis inclinées améliore considérablement d'environ huit fois la résistance au cisaillement des connexions entaillées courtes. En addition, le connecteur innovant conçu et testé répond à l'exigence de résistance, il présente une résistance et une rigidité meilleure par rapport à l'utilisation de vis inclinées.

Les résultats ont montré que l'agrandissement des dimensions de l'entaille d'une manière intelligente reste plus efficace pour améliorer les caractéristiques mécaniques des connexions entaillées.

Un autre aspect nécessaire est l'investigation des emplacements optimaux de la connexion entaillée. Un modèle en éléments finis a été développé pour simuler les poutres mixtes en bois-béton avec des connexions entaillées. Il considère les interactions réalistes entre les différents composants.

Le modèle développé peut prédire de manière satisfaisante les courbes de comportement en pleine portée et les mécanismes de rupture avec une précision satisfaisante.

Les prédictions concordent très bien avec les résultats expérimentaux rapportés dans la littérature, notamment la rigidité et la capacité de charge.

En exploitant le modèle, Une étude numérique dont le but est la recherche des emplacements optimaux d'une entaille parmi différents emplacements proposés a été effectuée, afin de déterminer quel endroit doit être installé pour assurer la haute

performance des poutres mixtes. À la suite de cette étude, L'emplacement P3000 s'est avéré être l'emplacement optimal pour assurer la plus grande rigidité flexionnelle. Alors que la capacité de charge maximale a été atteinte à l'emplacement P3750.

Mots clés : Planchers mixtes bois-béton, Connexion entaillée, Renforcement, Entaille courte, Emplacement des entailles, Longueur des entailles.

Abstract

The timber-concrete composite floor consists of lower wooden beams, surmounted by a concrete slab, the two are connected with a connection system to form a single structural element to benefit from the qualities of each material.

Notched connections are an efficient system due to their strength and ductility and are simple to cut into timber joists. As a result, a small number is needed for the composite beam to achieve high performance in terms of bending stiffness and bearing capacity.

The efficiency of the notched connection in terms of stiffness and bearing capacity is ensured mainly by its length therefore fewer connections could be installed along the beam which increases their spacing.

Consequently, this type of connection remains exploitable only in long span beams, its use in short beams remains limited because of the length necessary to guarantee the desirable performance.

Short notches can be an alternative. It allows to cut a high number. However, they have a very low load capacity and moderate stiffness as well as a sudden failure mode. To improve them, strengthening these short notches will be a challenge.

In this context, three (03) different reinforcement methods are proposed. Among them an innovative connector has been designed. The evaluation of the performances of these reinforcement methods was carried out on the basis of the experimental shear test called "push-out" supplemented by a study on composite beams with short spans tested in bending whose connection system is selected on the basis of the local study.

Reinforcement with a pair of angled screws dramatically improves the shear strength of short notched connections by approximately eight times. In addition, the innovative designed and tested connector meets the strength requirement, it has better strength compared to using angled screws.

The results showed that enlarging the notch dimensions in an intelligent way remains more effective in improving the mechanical characteristics of the notched connections.

Another necessary aspect is the investigation of the optimal locations of the notched connection. A finite element model was developed to simulate composite wood-concrete beams with notched connections. It considers the realistic interactions between the different components.

The developed model can satisfactorily predict full-span behaviour curves and failure mechanisms with satisfactory accuracy.

The predictions agree very well with the experimental results reported in the literature, especially the stiffness and the load capacity.

By exploiting the model, a numerical study whose goal is the search for the optimal locations of a notch among various proposed locations was carried out, in order to determine which place must be installed to ensure the high performance of the composite beams.

As a result of this study, the P3000 location was found to be the optimal location to ensure the greatest bending stiffness. While the maximum load capacity has been reached at location P3750.

Keywords: Timber-concrete composite floors, Notched Connection, Reinforcement, Short notches, Notch location, Notch length.

Liste des figures

Chapitre 2

Figure 2.1: Dessin du brevet de Paul Muller [1].....	9
Figure 2.2: Rigidification d'une ancienne poutre existante grâce à une table de compression en béton[2].....	10
Figure 2.3 : Exemple de plancher en bois-béton [6].	11
Figure 2.4 : Deux type de planchers mixtes : (a) Plancher mixte en bois-béton constitué de poutre en T. (b) plancher mixte constitué de panneau en bois massif lamellé-collé [9].	12
Figure 2.5: le système de connexion adopté pour le plancher D-Dalle [10].	12
Figure 2.6 : (a) Solive O'portune, en planches vissées décalées, pour des portées de 5 m à 9 m (b) la solive D-Dalle, la double dalle mixte bois-béton pour des portées de 8 m à 15 m [10].	12
Figure 2.7 : Exploitation de principe de la D-Dalle pour réaliser des poutres éloignées [10].	13
Figure 2.8: Coupe transversale de la poutre avec support de plancher: la liaison poutre-poteau [12]	14
Figure 2.9: Vue générée du système complet de plancher mixte bois-béton combiné avec un panneau CLT [11]	14
Figure 2.10: Prototype d'élément de plancher préfabriqué. b- Blocs de carton légers lors du pliage et du montage. c- Test d'intégrité des morceaux de carton lors du coulage du béton.[11].....	15
Figure 2.11 : Comparaison selon la rigidité des connexions selon Dias [13]	16
Figure 2.12: Comparaison entre les types de connexion présentée par Meghlat [2].....	16
Figure 2.13 : L'essai de cisaillement de push-out souvent utilisé pour caractériser les connexions [14].	16
Figure 2.14: La relation entre la rigidité flexionnelle des structures mixtes et le module de glissement des connexions présentée en échelle logarithmique [13].	17
Figure 2.15 : Classification des systèmes de connexion (l'auteur).....	18
Figure 2.16 :Barres horizontales en acier, barres en acier collées et profilés en acier collés aux poutres en bois.[13].....	21
Figure 2.17 : Plaque à clouer, tubes et profilés en T collés au bois [13].	21
Figure 2.18: Fil d'acier avec profil en U, blocs de bois collés aux poutres en bois et entailles horizontales combinées avec des entailles verticales [13].	21
Figure 2.19 : Entailles combinées avec des attaches en acier et entailles combinées avec des goujons post-contraints. [13].	22
Figure 2.20: Différents types de connexions présentées par CECCOTI 2002 [19].	22
Figure 2.21: Divers systèmes de connexion présentés par Rodrigues et al (droite : vue longitudinale, gauche : vue en coupe) : (a) clous ; (b) vis ; (c) vis + ressorts ; (d) goujons ; (e) CHS + tire-fond ; (f) UCS ; (g) HSP + tire-fond ; (h) connecteur en X ; (i) armature ; (j) PSP ; (k) TSP ; (l) armature +entaille ; (m) goujon + entaille ; (n) entaille seule ; (o) HBV Shear [20,37].	23
Figure 2.22 : Spécimens composite en bois-béton avec des connexions clouées établie par Branco et al (dimensions en millimètres) [21].	27
Figure 2.23 : Connecteur innovateur développé par Auclair et al [22].	27
Figure 2.24 : Vis SFS en paire [20,23].	28
Figure 2.25 : Configuration de vis SFS-VB testées en flexion par Meierhofer en 1992 [20].	29
Figure 2.26: Les connexions testées par Deam et al [24].	29
Figure 2.27: Les courbes forces-glissement relatives aux différents types de connexion [24].	30
Figure 2.28 : Connecteurs « Tecnaria » (à gauche) , Coupe Transversale de l'éprouvette de Push-out (à droite) [25].	31
Figure 2.29: Spécimens pour les essais "push-out".	32
Figure 2.30 : Les connecteurs vis simple, SFS et BM [26].	32
Figure 2.31: Courbes moyennes force-glissement des courbes moyennes des connecteurs testés... 33	33
Figure 2.32 : Poutre composite Bois-béton [27].	33
Figure 2.33 : Configuration de spécimen de push-out de SZUMIGAŁA et al près pour le test [27]. ...	34
Figure 2.34 : le mode de rupture des connexions étudié par SZUMIGAŁA [27].	35
Figure 2.35: Les configuration des vis testées par Bao et al [28]	35
Figure 2.36 : Coupe longitudinale du connecteur FT [29].	36

Figure 2.37: Résultats des essais de cisaillement d'assemblages de quatre connecteurs préfabriqués et démontables FT.....	37
Figure 2.38: Connecteur déconstructible à l'aide de vis autotaraudeuses : composants individuels, processus de production et configurations finales [31]	37
Figure 2.39: Étapes d'application et démontage du connecteur déconstructible [31]	38
Figure 2.40 : Paramètres géométriques et schéma statique équivalent de l'entaille GFRP (contour en gris) : vue de côté (a), vue de face (b) et vue tridimensionnelle (c) [32]	39
Figure 2.41 : Éléments d'une connexion avec le HBV Shear [20].....	39
Figure 2.42: Spécimen et Conditions de chargement et d'appui du test de Push-out réalisé par CLOUSTON [33]	40
Figure 2.43: Résultats des essais de push-out fait sur le système de connexion HBV par CLOUSTON [33] .	40
Figure 2.44 : Les types de connecteurs analysés par LUKASZEWSKA et al [35] : (a) SST + S*, (b) SP + N*, (c) ST + S + N	41
Figure 2.45 : Résultats des essais de push-out pour tous les types de connexions : courbes moyennes de glissement relatif à l'effort tranchant et courbes d'approximation [34,35].	42
Figure 2.46: Géométrie et type des connexion testé par Oterochan [14].....	42
Figure 2.47: Modes de rupture représentatifs. [14].	44
Figure 2.48 : Les Trois types de pièces en acier proposé et testé par Ling et al comme connexions [36].	45
Figure 2.49: Schéma et géométrie des éprouvettes de Push-out Asymétrique (dimensions en mm) établie par Ling 2022 [36].....	45
Figure 2.50: Différentes formes d'entailles dans les planchers composites MTPC. (a) Rectangulaire, (b) Trapézoïdale, (c) Triangulaire, (d) Ronde, (e) Courbée et (f) Micro entailles dentelées [8].	47
Figure 2.51 : Brevet d'invention de Schaub et de Martino [42].....	48
Figure 2.52 : Brevet d'invention de Deperraz [42].....	49
Figure 2.53 : Les trois types de connexions sélectionnées par Yeoh [43].....	49
Figure 2.54 : Configuration des tests de Push-out, du mode de rupture [44].	51
Figure 2.55: technique de serrage proposé par Le Borgne et al [48]	52
Figure 2.56: Contribution de la vis verticale en empêchant le soulèvement de la dalle en béton [46].	53
Figure 2.57: Modes de rupture possibles des connexions entaillées [40].	54
Figure 2.58: Plusieurs techniques de renforcement dans les connexions entaillées (a) Visser l'entaille ; (b) Vissez le bois devant l'entaille; (c) Cheville en acier à double tête ; (d) Cheville post-contrainte ; (e) tiges d'acier bout à bout ; et (f) Barre d'armature en acier pliée dans l'entaille [40].....	55
Figure 2.59: technique de renforcement des entailles proposé par Ouch et al [58]et par Khelil et al [57].	56
Figure 2.60: Quelque méthode de renforcement des connexions entaillées étudié par Schnell et al [56].	56
Figure 2.61: Les micro entailles [39].	57
Figure 2.62 : Les trois types de connexions testées par Van der Linden [59].	60
Figure 2.63 : Composants des poutres mixtes bois-béton présentés par CLOUSTON : (a) Poutre en section T, (b) Poutre en plein section [33].	61
Figure 2.64 : Essai de flexion à quatre points établie par Clouston et al.[33].....	61
Figure 2.65 : Courbe Force-flèche de la poutre mixte testée par Clouston et al [33].....	61
Figure 2.66 : Les poutres BBC testées par Yeoh et al [43] (dimensions en mm).....	63
Figure 2.67 : Schéma de l'essai de flexion à quatre points établie par Yeoh et al.[43].	63
Figure 2.68 : Les courbes (force-flèche) des tests de flexion à 4 points sur les poutres mixtes avec section réduites réalisés par Yeoh et al.[43].	64
Figure 2.69 : Les courbes (force-flèche) des tests de flexion à 4 points sur les poutres mixtes avec section complète réalisés par Yeoh et al.[43].	64
Figure 2.70 : Les poutres mixtes Bois CLT-béton avec différent configuration des connexions conçu et testé par Bao et al. [30].....	65
Figure 2.71: Vue longitudinale des poutres testées : à gauche: Poutre non précontrainte, à droite : Poutre précontrainte [60].	66

Figure 2.72: Application de la précontrainte sur les poutres TCC [60]	66
Figure 2.73 :Section transversale des poutres mixtes préfabriquées testées par LUKASZEWSKA (dimensions en mm) [35].	67
Figure 2.74 : Principe de connecteur horizontal de connecteurs pour les ensembles 1 et 2 [61].....	69
Figure 2.75: Les courbes force –flèche des poutres mixtes avec des connecteurs transversales [61].	69
Figure 2.76 : Poutre mixte Bois-Béton avec des connexions horizontales [61].	69
Figure 2.77 : Détail des poutres mixtes avec différents connecteurs : (a) NS (b) SFS (c) BM [26].....	70
Figure 2.78: Modèle d'éléments finis du région entaillé dans une dalle composite bois-béton (a) Régions de Bernoulli (régions B) et régions perturbées (régions D) dans la couche de béton ; (b) Répartition horizontale normale des contraintes dans l'un des régions entaillés ; (c) Distribution horizontale normale des contraintes à plusieurs endroits du région entaillé [40].	72
Figure 2.79: Trajectoire de contrainte principale dans le région entaillé [40].	73
Figure 2.80 : Le vis et l'épingle de renforcement adopté par Zhang pour le renforcement des entailles pour les poutres mixtes en Bois -béton. [40].	74
Figure 2.81 : La méthode de renforcement de la poutre mixte en Bois -béton proposé par par Zhang et al. [37].	74
Figure 2.82: Les trois niveau de renforcement des entailles adoptés par Zhang [40].	74
Figure 2.83: Relations Force-flèche des planchers mixtes avec des entailles renforcées et non renforcées [40].	75

Chapitre 3

Figure 3.1: Comportement en flexion d'une poutre composite: (a) action composite complète ; (b) action composite partielle; (c) pas d'action composite [1].	85
Figure 3.2: Problème de poutre.	87
Figure 3.3: Sens positive des grandeurs de la théorie des poutres [3].	88
Figure 3.4: Schématisation de deux couches et les condition aux limites pour la formulation de problème [3].	89
Figure 3.5 : Distribution des contraintes d'une section de poutre à action composite [2].	95
Figure 3.6: Approximation du comportement d'un connecteur selon la méthode élasto-plastique [18].	95
Figure 3.7: la modélisation de rigidité de connexion des goujon [5].	100
Figure 3.8 : La rupture de la connexion adapté par Gelfi et al [5].	100
Figure 3.9: Croquis des configurations de connexion indiquées en Australie et Directives de conception néo-zélandaises [17].	104
Figure 3.10 : Croquis des configurations de connexion indiquées en Canadian [17].	105
Figure 3.11: Distribution des contraintes selon la méthode Gamma.	110

Chapitre 4

Figure 4.1: les quatre type de connexion conçues pour l'essai de cisaillement "Push-Out"	115
Figure 4.2: le tronçon de bois destiné pour les spécimens de « Push-out ».....	116
Figure 4.3: Tronçons de bois destinés à spécimen mixte de push-out la connexion rectangulaire sans renforcement.	116
Figure 4.4: Spécimen de push-out prêt pour le test de « Push-out ».	117
Figure 4.5: Conception de support porteur-Le montage de l'essai de « push-out ».	117
Figure 4.6: Spécimen composite maintenu dans le support près pour le test de « push-out ».	118
Figure 4.7: Les spécimens de Push-out avant le coulage de béton.	118
Figure 4.8: les vis utilisées: (a) utilisé pour fixer la base de la connexion INC. (b) n'est pas utilisé. (c) utilisé en paire comme renforcement dans la connexion (R+ 2 vis à 60°).	119
Figure 4.9: Connexion rectangulaire renforcé par 2 vis (R 50+2 vis).....	119
Figure 4.10: Conception et géométrie de connecteur novateur, Connexions rectangulaire entaillée de 50 mm renforcées (a) avec un connecteur novateur.	120
Figure 4.11: Conception et fabrication du tronçon de bois de la connexion entaillée trapézoïdale renforcée par 4 vis inclinées à 45° (TRZ).	121
Figure 4.12: éprouvette cubique après le test d'écrasement	121

Figure 4.13: l'essai de flexion à 4 points sur les poutrelles en béton [11].	122
Figure 4.14: Les poutrelles de bois après le test de flexion.	122
Figure 4.15: Les courbes force-flèche à mi-travée obtenus du test de flexion des poutrelles en bois.	123
Figure 4.16: Résultats d'essai de « Push-Out » sur 3 connexions entaillées sans renforcement.	124
Figure 4.17: Résultats d'essai de « Push-Out » sur 3 spécimens de connexions entaillées rectangulaire renforcées avec une double vis incliné à 60°(R50 + 2 vis à 45°).	124
Figure 4.18: Résultats d'essai de « Push-Out » sur 3 spécimens de connexions entaillées rectangulaire équipés avec le connecteur novateur (INC).	125
Figure 4.19: Résultats d'essai de « Push-Out » sur 3 connexions entaillées trapézoïdale (TRZ) renforcées avec une double vis incliné à 60°.	125
Figure 4.20 : Visualisation de la capacité de charge (force de pic).	127
Figure 4.21: Comparaison entre les raideurs des connexions R 50+2 vis 45° et R 50.	127
Figure 4.22: Comparaison entre les raideurs des connexions INC et R 50.	128
Figure 4.23: Comparaison entre les raideurs des connexions TRZ et R 50.	129
Figure 4.24: Plan de cisaillement de connexion R-50 sans renforcement.	129
Figure 4.25: Arrachement des vis et séparation du bois de la dalle en béton.	130
Figure 4.26: Formation de deux points de déflexions plastique sur les deux vis de renforcement de la connexion R+2 vis.	130
Figure 4.27: Mode de rupture de connexion R+INC – soulèvement d'environ 6.5 mm – arrachement des vis à la base de connecteur novateur.	131
Figure 4.28: Écrasement par compression de bois en contact avec l'entaille renforcée par un INC.	131
Figure 4.29: béton coincé entre les vis de renforcement de la connexion (TRZ).	132
Figure 4.30: Arrachement de bloc de béton de la connexion TRZ.	132

Chapitre 5

Figure 5.1: Test de Flexion à 4 points.	136
Figure 5.2: Les sections transversales des poutres mixtes étudiées (Section B) et (Section S).	137
Figure 5.3: Vis connecteur de différentes longueurs.	138
Figure 5.4: Conception et configurations des poutres mixtes bois-béton testés.	139
Figure 5.5: vissage des vis connecteurs dans la poutre S+s.	141
Figure 5.6: Les poutres mixtes avec la section B avant le coulage de béton.	141
Figure 5.7: Coulage des poutres mixtes B+s et B+INC et vibration de béton.	141
Figure 5.8: La poutre mixte B+s prête pour le test de flexion.	142
Figure 5.9: Courbes Chargement-flèche des poutres mixtes avec la section B : avec connexions visés (à gauche), avec connecteurs innovants (à droites).	142
Figure 5.10: Courbes chargement-flèche des poutres mixtes avec la section S : avec connexions visés (à gauche), avec connexions TRZ (à droites).	143
Figure 5.11: Définition graphique de rigidité flexionnelle initiale et finale.	145
Figure 5.12: Comparaison entre les courbes de comportement des deux poutres.	146
Figure 5.13: Les courbes de comportement flexionnel (force -déplacement) des poutres mixte S+s et S+TRZ.	146
Figure 5.14: les premiers signes de ruptures : traces des rotules de vérin aux points d'application des forces sur la dalle en béton.	148
Figure 5.15: Fracture incliné de la dalle en béton de la poutre B+INC.	148
Figure 5.16: Rupture finale : traction par flexion de bois dans la poutre B+INC.	148
Figure 5.17: Propagation des fractures le long de la poutre de bois après l'échec de la poutre mixte B+INC	149
Figure 5.18: fracture incliné latérale dans la dalle et des micros fissures apparus à la deuxième connexion.	149
Figure 5.19: les connexions de la poutre B+ INC après l'essai.	149
Figure 5.20: ouverture avant la connexion INC due à la fracture de poutre.	150
Figure 5.21: Rupture par écrasement de bois sur les appuis de la poutre B+s.	151
Figure 5.22: Rupture traction par flexion de la poutre mixte S+s.	151

Figure 5.23: Détachement de béton entre les rotules de vérin de la zone comprimé à mi- travée de la poutre mixte S+s.	152
Figure 5.24: Détachement de la zone comprimée entre les rotules de chargement instantanément avec la rupture par traction de la poutre en bois.....	152
Figure 5.25: Détérioration de béton de la dalle a mi- travée de la poutre B+s après détachement. .	152
Figure 5.26: Première rupture de la poutre B+TRZ : traction par flexion des fibres inférieures et éclatement de béton.	153
Figure 5.27: Cisaillement longitudinale parallèle aux fibres.	153
Figure 5.28: la deuxième extrémité de poutre mixte reste intacte.	154

Chapitre 6

Figure 6.1: Essai de flexion à quatre points d'une poutre BBC (dimensions en mm) [4].	158
Figure 6.2: La section des poutres BBC testées : (a) F1 et G1, (b) la section réduite du reste (dimensions en mm) [4].	158
Figure 6.3: différentes connexions : R150, T, R300 et P adoptées dans le programme expérimental de Yeoh [4].	158
Figure 6.4: The design of the tested BBC beams (dimensions in mm) [5].	159
Figure 6.5: La poutre BBC modélisée avec différentes composantes et conditions aux limites.....	161
Figure 6.6: Maillage des poutres BBC simulées avec section réduite : A1, B1, B2, C1 et C2.	162
Figure 6.7: Maillage des poutres BBC simulées avec la section (a): G1 et F1.	162
Figure 6.8: Modélisation des connexions: Entaille rectangulaire R300, entaille rectangulaire R150 et Entaille triangulaire avec vis encastrée de diamètre 16 mm et liaison plaque métallique dentée	163
Figure 6.9: Exemple de courbes de comportement du béton de 38 MPa et de la courbe contrainte-déformation de l'acier.	165
Figure 6.10: Les courbes de comportement flexionnel (Force –flèche) des poutres BBC équipées avec des connexions entaillées rectangulaires.....	166
Figure 6.11: Les courbes de de comportement flexionnel (Force –flèche) des poutres BBC C1 et C2 avec des connexions entaillées triangulaires.	166
Figure 6.12: Les courbes charge-déformation à mi-portée des poutres BBC F1 et G1 comparées aux courbes expérimentales.	167
Figure 6.13: Répartition des déformations plastiques affichée dans la simulation par rapport à la rupture par traction en flexion de la poutre LVL obtenue à un tiers de la portée de la poutre G1 [2].	168
Figure 6.14 : Répartition des déformations plastiques affichées au niveau de l'entaille par rapport au mode de rupture obtenu lors du test.	169
Figure 6.15 : Les paramètres de cette étude optimale.	170
Figure 6.16 : Courbes force-flèche à mi-portée de tous les cas de flexion de R50, R100, R150 et R200 à différents endroits.....	171
Figure 6.17 : La distribution des déformations plastiques montre la rupture par cisaillement des connexions: (a) R 50 à la position 2 m, (b) dans le bois pour R200 situé à 04 m et (c) rupture par cisaillement de R100 situé à 3 m.....	172
Figure 6.18 : courbe typique Force - flèche de la poutre BBC.....	173
Figure 6.19: l'effet de la longueur de l'entaille et de son emplacement sur la rigidité flexionnelle initiale.	176
Figure 6.20: L'effet de la longueur de l'entaille et de son emplacement sur la rigidité en flexion de service.	176
Figure 6.21: L'effet de la longueur de l'entaille et de son emplacement sur la résistance de la poutre BBC.	177

Annexe

Figure A.1: La conception en 3D final de support porteur.....	182
Figure A.2: mesure des cornières en acier avat découpage – débout de fabrication.....	182
Figure A.3: Découpage des cornières.....	182
Figure A.4: Vérification et ajustement par rapport au tronçon de bois avant soudage	183

Figure A.5: montage de la partie supérieure du support.....	183
Figure A.6: Ajustement de la rotule roulante.....	184
Figure A.7: Espace de mesure de glissement et installation de capteur digital de déplacement.	184
Figure A.8: support porteur avant le placement sous vérin de la machine.....	185
Figure A.9: Spécimen mixte en bois béton maintenu dans le support près pour le test de « push-out »	185
Figure A.10: Fabrication de connecteur novateur	186
Figure A.11: Sciage des poutres pour former les tronçons en bois pour les spécimens composite de push-out.	186
Figure A.12: Les tronçons en bois après sciage.....	186
Figure A.13: poutres en bois pour les poutres mixtes	187
Figure A.14: contreplaqué pour le coffrage des poutres mixtes.....	187
Figure A. 15: Sciage de contreplaqué pour les spécimens mixtes de «push-out ».....	187
Figure A.16: préparation de coffrage des spécimens mixtes.....	188
Figure A.17: Coffrage de béton de spécimen mixte avant découper l'entaille.....	188
Figure A.18:Insertion des vis connecteurs dans la poutre mixte.....	188
Figure A.19: Coulage de béton pour les poutres mixtes	189
Figure A. 20: Les spécimens mixtes avant décoffrage.	189
Figure A.21: Décoffrage de specimen mixte avant les placer dans le support porteur pour le test de push-out	189
Figure A.22: spécimen mixte après décoffrage.....	190

Liste des Tableaux

Chapitre 2

Tableau 2.1 : Récapitulatif sur l'état de l'art sur les différents types de connexions établie par Yeoh et al [16].	18
Tableau 2.2 : Synthèse sur les caractéristiques des connexions établie par Rodriguez [20].	24
Tableau 2.3 : Synthèse bibliographique sur les caractéristiques des connexions[20].	25
Tableau 2.4 : Résultats des essais préliminaires et finaux évalués sur des spécimens avec une dalle de béton de poids normal (NW), léger (LW) et sur la somme de tous les spécimens (NW + LW)[25].	31
Tableau 2.5 : Valeurs de rigidités et de forces maximales obtenue du test « push-out » établie par Yeoh sur les différentes connexions entaillées [38].	50
Tableau 2.6 : Récapitulatif sur l'état de l'art : les essais sur les poutres composites bois/béton [38].	58
Tableau 2.7: Résultats des essais des poutres testées [35].	68
Tableau 2.8 : Comportement chargement-flèche des poutres mixtes testées[26].	70
Tableau 2.9 : Récapitulation sur les différents essais de flexion extrait de la littérature.	76

Chapitre 3

Tableau 3.1: Les équations de problème bi-couche.	89
Tableau 3.2: synthèse sur les méthodes et approches d'étude des poutres mixte en bois-béton [4]	92
Tableau 3.3 : Modèles Eurocode 5 pour la détermination du module de glissement des assemblages bois [17]	98
Tableau 3.4 : Les clauses de l'Eurocode 5 concernant les systèmes BBC.	101
Tableau 3.5 : Modèles Eurocode 5 pour la détermination du module de glissement des assemblages bois [17]	102

Chapitre 4

Tableau 4.1: Les systèmes de connexions testés et évalués dans ce programme expérimental.	115
Tableau 4.2: Les résultats de la résistance à la compression obtenus sur les éprouvettes cubiques et cylindriques.	122
Tableau 4.3: Evaluation de module d'élasticité longitudinale et de résistance caractéristique à la flexion des poutrelles en bois.	123
Tableau 4.4: Caractéristiques des connexions étudiées	126

Chapitre 5

Tableau 5.1: liste et abréviations des poutres mixtes en bois-béton testés en flexions à quatre points	138
Tableau 5.2: Evaluation de rigidité de connexions visées avec les différentes approximations.	140
Tableau 5.3: Rigidité des connexions R+INC et TRZ obtenus par des essais de push-out (voir Chapitre 04).	140
Tableau 5.4: Les caractéristiques flexionnelles des poutres mixtes étudiées.	145
Tableau 5.5: Comparaison entre la poutre S+s et S+TRZ.	147
Tableau 5.6: Récapitulations des mécanismes de rupture des poutres mixtes en bois-béton	154

Chapitre 6

Tableau 6.1: Résistance à la compression du béton des poutres BBC testées [4].	159
Tableau 6.2: Paramètres orthotropes élastiques du bois LVL [5].	164
Tableau 6.3: Le module élastique du béton calculé pour chaque poutre BBC.	165
Tableau 6.4: Paramètres de « Concrete damage plasticity » (CDP) adoptés dans la simulation.	165
Tableau 6.5: Validation des principaux résultats : résistance et rigidité obtenues par analyse numérique et expérimentale [4].	167
Tableau 6.6 : Les abréviations adoptées.	170
Tableau 6.7 : Les valeurs extraites de la rigidité flexionnelle initiale et de service et de la force maximale.	174

Liste des abréviations

1. BBC : bois béton composite.
2. CDP: Concrete damaged Plasticity.
3. CLT : Cross laminated Timber : Bois lamellée croisé
4. GLT : Glue laminated timber (bois lamellé collé).
5. LVL : Laminated Veneer Lumber : le Lami bois ou bois lamifié ou bois en placage stratifié.
6. MTPC: Mass Timber Panel Concrete.
7. TCC: Timber-Concrete Composite.
8. OSB: Oriented Strand Board. Panneau de grandes particules orientées.

I

Introduction Générale

Chapitre I:

Introduction Générale

1. Préambule

Utiliser des matériaux tels que le bois en combinaison avec le béton dans la construction des bâtiments présente plusieurs avantages. Cela permet non seulement de créer des structures plus performantes, mais aussi de restaurer et de réhabiliter facilement d'anciens bâtiments historiques, en rénovant leurs planchers.

En plus, cette technique offre une solution valable pour la demande croissante de construction durable [1-4]. Elle offre une meilleure séparation acoustique, une isolation thermique améliorée avec une rigidité accrue et une plus grande capacité de charge [5-7].

La combinaison des deux matériaux permet une exploitation optimale de leurs caractéristiques. Elle combine leurs avantages qui sont la résistance à la compression et la grande rigidité du béton et la résistance à la traction et le poids spécifique du bois.

Cette combinaison permet la réalisation d'un système de plancher composite bois-béton (abrégé BBC dites Bois-Béton Collaborant) (l'abréviation TTC en anglais est souvent employés et signifie : « Timber-Concrete Composite ») qui se compose de poutres en bois, surmontées d'une dalle en béton, les deux sont reliées avec un système de connexion pour former un seul élément structurel mixte appelé "poutre mixte".

Dans le sens où elle s'inscrit dans une démarche de réhabilitation ou de développement durable, la réalisation de planchers mixtes bois-béton s'impose comme une solution intéressante dans le domaine du bâtiment.

2. Problématique et motivation de la thèse

Le patrimoine algérien contient des centaines de bâtiments de grande valeur historique dont les poutres en bois sont les plus utilisées comme éléments structurels notamment dans les planchers.

Après une longue période de mise en service, pas mal de bâtiments se trouvent dans un état de dégradation avancé. Un nombre parmi eux sont menacés par un effondrement ou par la destruction, tandis que sa réhabilitation est possible avec le moindre effort à condition de la maîtrise de la technique adéquate.

Il est indéniable que le comportement des poutres mixtes BBC dépend en grande partie de la performance des connexions à l'interface bois-béton. Le choix d'un système de connexion efficace est crucial. Il doit avoir une rigidité suffisante pour limiter le glissement à l'interface bois-béton ce qui permet de s'opposer aux efforts de cisaillement générés par des chargements extérieurs, et développer une action composite et par la suite, garantir un profit des caractéristiques de chaque constituant du plancher ce qui représente une solution viable qui peut rivaliser avec les structures en béton armé et en acier.

Selon le type de disposition le long de la dalle, les connecteurs peuvent être distingués en discrets ou continus, et en verticaux ou inclinés [8]. Parmi les systèmes de connexions on distingue les entailles, qui représentent un système de connexion efficace pour les poutres mixtes en bois-béton [9]. Elles sont généralement renforcées par une vis-goujon. Son rôle principal est de fournir une certaine ductilité. Aussi elle contribue dans l'amélioration de la rigidité et de la capacité portante [10].

La problématique de ce sujet de recherche peut être abordée en deux échelles:

- Étude locale au niveau des connexions:

Amélioration de performances mécaniques des connexions entaillées courtes

Les entailles ont besoin de grandes dimensions pour atteindre leurs performances souhaitables (les entailles courtes présentes des rigidités et des capacités modestes). Une recherche de minimiser ses dimensions en améliorant ses caractéristiques sera un défi à relever pour pouvoir installer un nombre élevé dans la poutre mixte. Le renforcement des connexions entaillées courtes peut être une bonne solution. La démarche suivie est basée sur des essais expérimentaux sur trois types de renforcement de connexions dont un connecteur innovant.

- Étude des poutres mixtes :

Après la valorisation des systèmes des connexions sur la petite échelle, une étude expérimentale basée sur les essais de flexion à quatre points sera nécessaire pour étudier le comportement des poutres mixtes à l'échelle globale.

La démarche suivie est basée sur la modélisation à l'aide des éléments finis, et ce, en établissant un modèle numérique validé par des travaux expérimentaux antérieurs. L'exploitation de ce modèle par une investigation paramétrique permet la détermination de l'**emplacement optimal des connecteurs**.

3. Les Objectifs de la thèse

Les motivations majeures pour l'engagement à réaliser ce projet de recherche sont les suivantes:

- Mettre en lumière la technique de mixité (bois-béton), contribuer à la recherche dans cet axe et la faire introduire au marché algérien, ceci passe par une étude bibliographique approfondie sur les systèmes mixtes en bois-béton ainsi qu'une classification des systèmes de connexion,
- Absence d'une technique et de maîtrise scientifique pour la construction et la réhabilitation des planchers des bâtiments dégradés en bois,
- Étude et la valorisation des connexions entaillées en cherchant les méthodes d'amélioration des performances,
- Concevoir un nouveau connecteur innovant (évaluation de la performance mécanique du connecteur en termes de résistance et rigidité),
- Etudier le comportement à court terme des poutres mixtes à courte travée y parmi des poutrelles équipées avec ce connecteur innovant,
- Le développement d'un outil numérique pour la prédiction de comportement mécanique des poutres BBC et la validation des résultats numériques obtenus avec celle de la littérature,
- L'exploitation de l'outil développé pour une investigation numérique et optimisation des poutres BBC.

4. Délimitation du sujet de thèse

Pour éviter toute confrontation jugée non nécessaire et éviter tout travail hors sujet et pour aller directement aux objectifs soulignés, il est indispensable de tracer les limites à respecter pour ce travail.

Les points qui sont liés directement par le sujet de thèse sont les suivants:

- 1) Le comportement statique des poutres mixtes (isostatiques et simplement appuyées) à court terme,
- 2) Le bois utilisé est un bois résineux,
- 3) Un béton ordinaire de classe 25,
- 4) Les études en éléments finis et l'établissement des modèles numériques,
- 5) Conception et dimensionnement des connecteurs,
- 6) Les essais push-out pour classifier les connexions et déterminer leurs caractéristiques mécaniques,
- 7) Conception et justification des poutres mixtes en bois-béton,
- 8) Optimisation des planchers mixtes,
- 9) Caractérisation des connexions à court-terme et évaluation des performances mécaniques.
- 10) Les essais de destruction des poutres mixtes bois-béton par flexion à quatre points.

Ces points sont en dehors du sujet de thèse :

- 1) Le comportement à long terme y compris le fluage, le retrait de béton, le fluage de bois.
- 2) Le comportement dynamique et cyclique.
- 3) Le comportement hydromécanique
- 4) Les études de fatigue sur les poutres/planchers/connexions.
- 5) Le comportement contre les incendies et la résistance au feu.
- 6) L'isolation thermique et acoustique.
- 7) L'effet des propriétés des matériaux sur le comportement mécanique y compris tout type de béton BAP, BHP, BHUP, BFUP, ou de bois ,etc.
- 8) Les études thermiques.
- 9) Les effets biologiques et les attaques des bactéries.

5. Organisation du mémoire de la thèse

Ce mémoire de thèse est organisé en sept (07) chapitres de la manière suivante :

Chapitre 1 : Introduction générale

Ce chapitre présente une vue globale sur le contenu de la thèse tout en mettant en évidence la problématique sous-jacente du sujet. Une présentation générale a été effectuée sur la mixité bois-béton, ses avantages, son utilisation et les points intéressants de cette technique. De plus, il examine les raisons fondamentales qui ont conduit à entreprendre cette étude. Les objectifs et les principales lignes directrices de la recherche sont également exposés.

Chapitre 2 : État de l'art sur les planchers mixtes Bois-Béton

Ce chapitre est consacré à l'état de l'art sur les composites bois-béton ainsi que les systèmes de connexion associés. Il commence par mettre en évidence les bénéfices inhérents à la construction mixte en bois-béton, puis explore les divers systèmes de connexions qui existent, la classification en fonction de leurs caractéristiques. Il aborde également les études significatives menées dans ce domaine, en se penchant sur les recherches entreprises dans le domaine des connexions, y compris les avancées innovantes qui ont été réalisées.

Chapitre 3 : Théorie, Règlements et calcul des Planchers mixtes Bois-Béton

Le contenu de ce chapitre se concentre sur l'exploration de la bibliographie pour introduire la théorie de l'action composite, ainsi que les techniques d'analyse et de calcul qui permettent de prédire le comportement des poutres mixtes bois-béton, principalement en ce qui concerne la flexion. De plus, nous aborderons les normes de conception et les approches de dimensionnement associées.

Chapitre 4 : Évaluation expérimentale de trois méthodes de renforcement des connexions entaillées courtes pour les poutres mixtes bois-béton. Conception et évaluation d'un connecteur innovant.

Ce chapitre constitue une composante essentielle de l'expérimentation menée dans le cadre de cette recherche. Il présente une analyse comparative des résultats des essais de cisaillement « push-out » asymétriques réalisés sur des encoches renforcées à l'aide de trois (03) méthodes de renforcements distinctes. Parmi ces méthodes, une approche novatrice de renforcement spécialement conçue pour les poutres mixtes en bois-béton a été développée et évaluée.

Chapitre 5: Etude des poutres mixtes bois-béton a travées courtes

Une étude comparative a été menée sur des poutres mixtes par le biais d'une expérimentation. Des poutres présentant diverses sections et configurations de connexion ont été conçues et construites dans le but d'analyser les propriétés de flexion, qui sont principalement influencées par la section mixte transversale des poutres mixtes, ainsi que par le type de connecteurs utilisés et leur configuration.

Chapitre 6 : L'influence de l'emplacement des connexions entaillées sur le comportement à court terme des poutres mixtes bois-béton, modélisation des poutres BBC et recherche d'emplacements optimaux.

Les résultats de ce chapitre sont publiés dans la revue "FRATTURA ED INTEGETTA STRUTURALE" avec l'intitulé:

“The influence of notch connection location on the short-term behaviour of timber-concrete composite beams, modelling of TCC beams and research for optimal locations, a numerical study”

Ce chapitre se focalise sur l'élaboration d'un modèle numérique à l'aide du logiciel Abaqus (éléments finis) pour la modélisation et la simulation des poutres mixtes bois-béton. Ce modèle prend en compte différents types de connexions et diverses configurations, afin de présenter fidèlement les caractéristiques géométriques et mécaniques réelles de ces poutres. La simulation génère des résultats similaires et cohérents avec ceux obtenus lors du programme expérimental mené à l'université Canterbury New Zélande par YEOH en 2011.

Après la validation de ce modèle, il s'avère utile d'étudier deux paramètres essentiels, à savoir la longueur de l'entaille et son emplacement, qui ont une influence significative sur les performances des poutres mixtes bois-béton. Cette étude a montré l'existence des emplacements optimaux des connexions entaillées qu'il faut prendre en considération dans n'importe quel sujet de recherche ou projet de conception. Cette étude met en évidence l'existence d'emplacements optimaux pour les connexions entaillées, une information pertinente à prendre en compte dans tout projet de recherche ou de conception.

Conclusion Générale

Ce chapitre offre une synthèse des conclusions tirées des chapitres antérieurs, mettant en évidence les réponses apportées à la problématique du sujet, l'évaluation de la réalisation des objectifs définis, les solutions élaborées et les résultats confirmés au cours de cette. De plus, il esquisse des perspectives pour des futures investigations.

Annexe : Conception et réalisation d'un support porteur pour les spécimens push-out

Dans cette annexe, nous mettons en lumière l'un des principaux défis auxquels nous avons été confrontés lors de la mise en place du plan expérimental, un élément essentiel pour l'atteinte des objectifs de la thèse. Les points abordés comprennent:

- ✓ Présentation de la problématique que nous avons rencontrée,
- ✓ Les démarches entreprises pour adapter et utiliser le piston de la machine de flexion dans le cadre des tests de cisaillement, également connus sous le nom d'essai «push-out»,
- ✓ La proposition et la conception d'un support porteur destiné à maintenir verticalement les spécimens de «push-out»,
- ✓ La mise en œuvre de ce support.

6. Références

- [1] Zaccaro, V.L. (2017). Timber-concrete hybrid innovations, .
- [2] Pham, H.S. (2007). Optimisation and fatigue behaviour of interface wood-UHPFRC for new composite bridges, .
- [3] Loulou, L. (2014). Durabilité de l'assemblage mixte bois -béton, .
- [4] Naud, N. (2018). Développement des structures composites bois-béton avec emphase sur le comportement de la connexion, .
- [5] Yeoh, D., Fragiaco, M., Franceschi, M., Boon, K. (2011). State of the Art on Timber-Concrete Composite Structures: Literature Review, *J. Struct. Eng.*, 137, pp. 1085–95, Doi: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000353.
- [6] Yeoh, D., Fragiaco, M., Buchanan, A., Crews, K., Haskell, J., Deam, B. (2008). Development of Semi-Prefabricated Timber-Concrete Composite Floors in Australasia, Undefined, .
- [7] Hong, K.E.M. (2008). Structural Performance of Nail-Laminated Timber-Concrete Composite Floors, *Evolution* (N. Y.), (August), pp. 1–14.
- [8] Oudjene, M., Meghlat, E.M., Ait-Aider, H., Lardeur, P., Khelifa, M., Batoz, J.-L. (2018). Finite element modelling of the nonlinear load-slip behaviour of full-scale timber-to-concrete composite T-shaped beams, *Compos. Struct.*, 196, pp. 117–26, Doi: 10.1016/j.compstruct.2018.04.079.
- [9] Zhang, L., Zhou, J., Zhang, S., Chui, Y.H. (2022). Bending stiffness prediction to mass timber panel-concrete composite floors with notched connections, *Eng. Struct.*,

- 262(May), pp. 114354, Doi: 10.1016/j.engstruct.2022.114354.
- [10] Yeoh, D., Fragiacomio, M., De Franceschi, M., Heng Boon, K. (2011). State of the Art on Timber-Concrete Composite Structures: Literature Review, *J. Struct. Eng.*, 137(10), pp. 1085–95, Doi: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000353.
- [11] Rodrigues, J.N., Dias, A., Providencia, P. (2013). Timber-Concrete Composite Bridges: State-of-the-Art Review, *Bioresources*, 8, pp. 6630–49, Doi: 10.15376/biores.8.4.6630-6649.

II

État de l'Art sur la mixité Bois-Béton

Chapitre II: État de l'Art sur la mixité bois-béton

Introduction

Le comportement des poutres mixtes BBC dépend en grande partie de système de connexion à l'interface bois-béton ç'est pourquoi le choix d'un système de connexion efficace est un sujet de recherche et d'innovation.

De nombreux chercheurs ont étudié une grande variété des systèmes de connexion avec plusieurs paramètres en cherchant la meilleure performance, dans le but d'assurer une connectivité maximale entre la poutre en bois et la dalle en béton.

Dans ce chapitre, l'état de l'art sur les planchers mixtes bois-béton a été présenté. Ce chapitre sera étalé sur quatre parties, chacune traite un sujet différent. Ces parties sont les suivantes:

Partie 1: Généralités

Cette partie présente une vue globale sur la technique des planchers mixtes en bois-béton. Plusieurs aspects sont traités, tels qu'un aperçu historique, les avantages de la mixité bois-béton, la classification des systèmes de connexion et quelques exemples.

Partie 2: Les connexions métalliques

Cette partie est consacrée aux systèmes de connexions métalliques. Elle synthétise les travaux essentiels concernant les connecteurs ponctuels comme les clous, les vis ou les systèmes de connexions continues ou semi-continues.

Partie 3 : Les connexions entaillées

Le contenu de cette partie se focalise sur l'exploration de la bibliographie pour les systèmes de connexions entailles, le fonctionnement, les avantages, le renforcement et d'autres.

Partie 4 : Les poutres mixtes en bois-béton

Dans cette partie l'ensemble des études expérimentales effectuées sur les poutres mixtes généralement en échelle réelle, et plus particulièrement les contributions innovantes ont été présentées. Elle se termine par une synthèse comparative des résultats numériques.

Finalement, les références bibliographiques les plus importantes ont été soigneusement sélectionnées et citées à la fin de ce chapitre.

Partie 1 : Généralités

1. Historique

Après la deuxième guerre mondiale, une pénurie d'acier d'armature a entraîné l'apparition de structures mixtes bois-béton en Europe.

Un système par clouage et plaque d'acier pour former une connexion entre le bois et la dalle en béton a été présenté par Müller (Fig. 2.1) en 1922 [1].

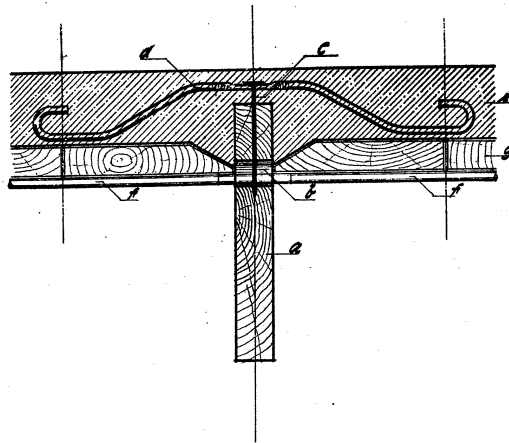


Figure 2.1: Dessin du brevet de Paul Muller [1].

En Europe, les applications de ce système étaient principalement liées à la restauration de vieux planchers en bois, par l'ajout d'une mince dalle de béton collaborant. Les vieux systèmes de plancher en bois ne respectaient pas les critères d'aujourd'hui en regard aux flèches admissibles, à l'isolation au bruit et à la résistance au feu. Les rénovations consistaient en une insertion de connecteurs dans le vieux plancher en bois pour ensuite y couler le béton sur l'ancienne surface. De cette manière, il était possible de rénover des bâtiments historiques de façon rapide et peu coûteuse. En Amérique, le marché des applications en bois-béton était beaucoup plus restreint, car les vieux bâtiments en bois qui avaient besoin de rénovation étaient moins abondants qu'en Europe. Néanmoins, la technologie reste très intéressante pour les nouvelles constructions de bâtiments de petite à moyenne taille. L'ajout d'une mince dalle de béton au système de plancher en bois reste très compétitif par rapport aux structures en béton armé [5].

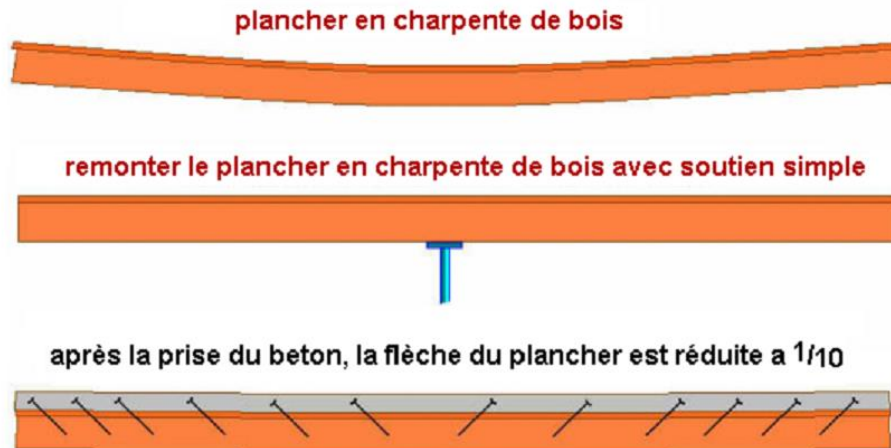


Figure 2.2: Rigidification d'une ancienne poutre existante grâce à une table de compression en béton[2].

2. Avantages et inconvénients

Les planchers mixtes bois-béton présentent des avantages intéressants par rapport aux planchers en bois ou en béton armé. Les anciens planchers à ossature en bois présentent des déformations excessives [3], vu la faible rigidité du bois le phénomène de trampoline apparaît. Ce problème peut être résolu en utilisant le couplage bois-béton [4].

Relier une poutre en bois avec une dalle supérieure en béton armé augmente considérablement la rigidité par rapport à une poutre en bois uniquement, il en résulte une diminution remarquable de 90 % de la flèche (Fig. 2.2) [2], aussi ces poutres peuvent dans ce cas-là atteindre des portées plus longues et aussi présentent une plus faible retombée, ceci veut dire un plancher moins épais. L'ajout de la dalle de béton améliore l'isolation acoustique et l'isolation thermique, ce qui est important pour réduire la consommation d'énergie nécessaire pour chauffer et refroidir le bâtiment.

D'autre part le bois dans la partie inférieure de la poutre mixte peut résoudre le problème d'ouverture des fissures dans les poutres en béton armé, comme la partie inférieure est soumise à des contraintes de traction qui dépassent généralement la faible résistance du béton, la poutre de bois peut supporter ces contraintes.

Une significative réduction du poids du plancher aboutit à une structure légère, engendrant ainsi plusieurs avantages. Cela se traduit par une réduction des forces sismiques sollicitant la structure et une diminution de la charge transmise aux fondations, ce qui permet d'optimiser les dimensions des éléments porteurs, au premier lieu les fondations et les poteaux. Sans oublier la possibilité d'utiliser le bois comme revêtement pour décorer le plafond [5].

Malgré tous ces séduisants avantages, les anciens planchers en bois sont supportés par des appuis anciens, le rajout de la dalle en béton va accroître la masse, donc il faut étudier soigneusement l'effet du poids supplémentaire dû au béton sur les éléments porteurs.

3. L'innovation dans les planchers mixtes en bois béton

Plusieurs types de planchers mixtes en bois-béton existent dans la littérature: nous présentons ci-dessous quelques exemples :

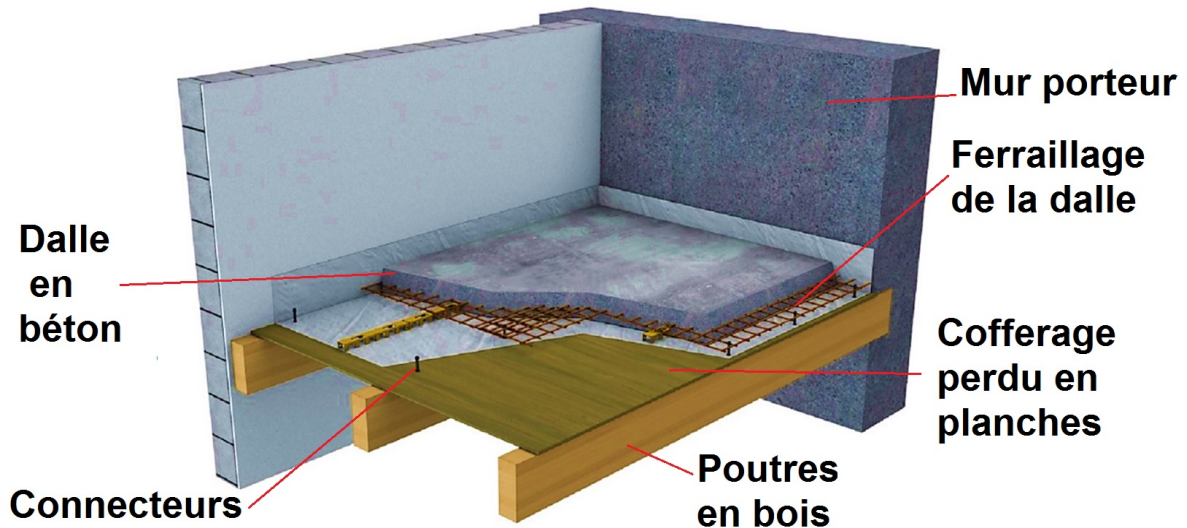
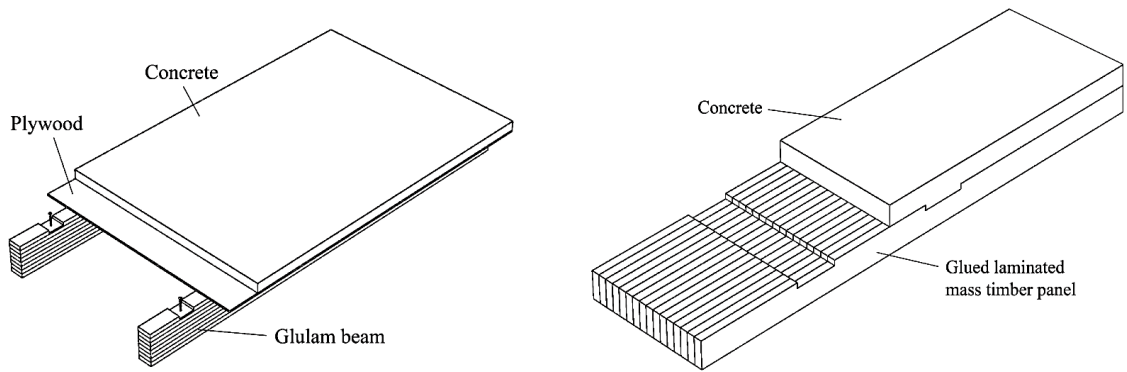


Figure 2.3 : Exemple de plancher en bois-béton [6].

3.1. Plancher mixte nervuré et plancher mixte plein

Les planchers composites en panneaux de bois massif et en béton se composent de panneaux de bois inférieurs et d'une dalle en béton supérieure, liées par un système de connexion [7].

Les systèmes composites peuvent être configurés de deux manières principales : en tant que système de dalle pleine, appelé système composite Mass Timber Panel-Concrete (MTPC), ou en tant que système de plafond nervuré, désigné sous le nom de système TCC de type poutre en T, comme illustré dans la Fig. 2.4. En comparaison avec le système TCC de type poutre en T, le système composite MTPC permet d'atteindre un rapport portée/hauteur total plus élevé, et le panneau en bois peut servir de coffrage permanent pour le béton tout en restant visible dans le plafond, offrant ainsi une option esthétique. En outre, par rapport aux planchers en bois traditionnels, les planchers composites MTPC présentent des améliorations en termes de résistance, de rigidité, de durabilité, d'isolation phonique et de performance au feu [8].



(a) T-beam type timber-concrete composite floor (b) Mass timber panel-concrete composite floor

Figure 2.4 : Deux type de planchers mixte types : (a) Plancher mixte en bois-béton constitué de poutre en T. (b) plancher mixte constitué de panneau en bois massif lamellé-collé [9].

3.2. D-Dalle

Ce type de plancher est basé sur un concept innovant développé par le groupe CBS-CBT.

La D-Dalle est un système de plancher en bois massif fabriqué à partir de l'assemblage des poutres décalées sur la hauteur pour reprendre les efforts de traction et d'un remplissage en béton pour la compression, pour des portées libres de 8 à 18 mètres sans appuis intermédiaires.

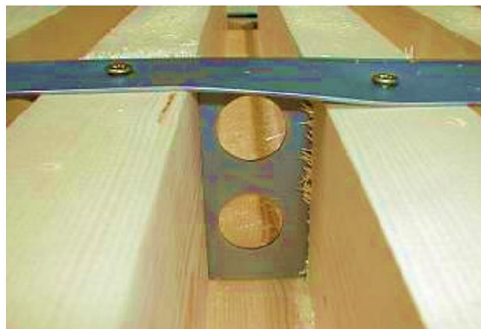


Figure 2.5: le système de connexion adopté pour le plancher D-Dalle [10].

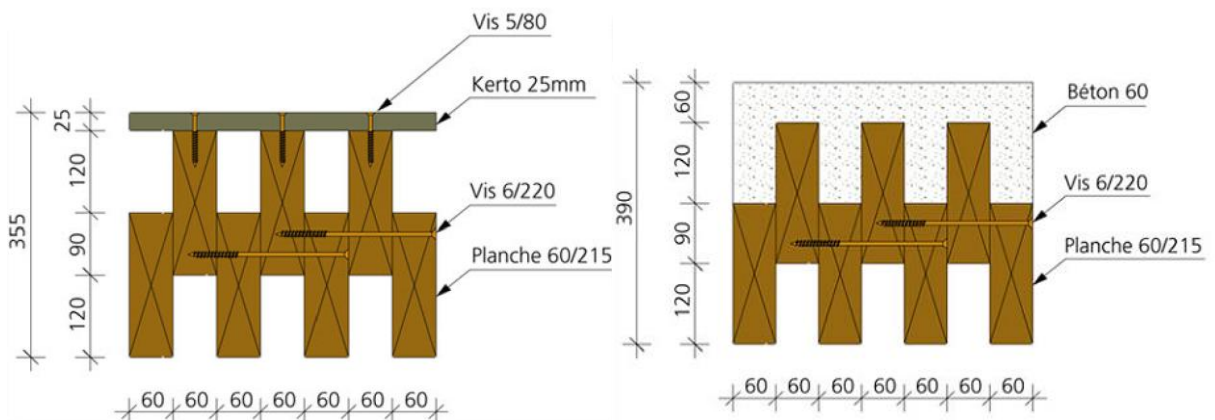


Figure 2.6 : (a) Solive O'portune, en planches vissées décalées, pour des portées de 5 m à 9 m (b) la solive D-Dalle, la double dalle mixte bois-béton pour des portées de 8 m à 15 m [10].

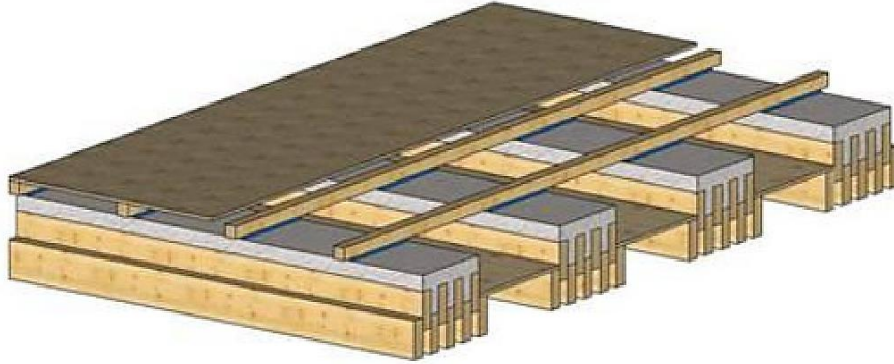


Figure 2.7 : Exploitation de principe de la D-Dalle pour réaliser des poutres éloignées [10].

3.3. Innovation de Cima de villa (2022)

Une solution intégrée est présentée par CIMADEVILLA et al [11] pour l'exécution de structures de construction à l'aide de profilés composites bois-béton. Le système intègre un plancher et des poutres préfabriquées façonnées composées d'une semelle inférieure en bois lamellé-collé (GLT), elle est collée à une ou plusieurs nervures en contreplaqué ou en lamellé-collé (LVL) et reliée à une dalle supérieure en béton coulé sur place. Les pièces peuvent être préfabriquées en forme de T (une seule nervure), en forme de π (deux nervures), ou avec plusieurs nervures pour créer des pièces plus larges, réduisant ainsi les opérations d'installation. La base du système est la connexion de cisaillement bois-béton sous la forme de trous à travers les nervures, qui sont remplis par le béton coulé sur place. La connexion est complétée par la disposition de barres de renfort à travers des trous.

Pour cette étude, trois campagnes d'essais ont été entreprises, des essais de cisaillement de la liaison bois-béton sur 12 éprouvettes, des essais de cisaillement le long de la ligne de colle bois-bois (72 plans testés) et bois-contreplaqué (24 plans testés) et des essais de délaminage des plans collés (24 plans bois-bois et 8 plans bois-contreplaqué). Les résultats indiquent une connexion à haute résistance, avec une rupture ductile et un effet composite élevé. De même, les résultats des tests de cisaillement le long de la ligne de colle et les tests de délaminage montrent l'intégrité de la section dans des conditions hygrothermiques exigeantes. Des courbes de dimensionnement préliminaires ont été développées en tenant compte de la méthode Gamma pour évaluer les performances du système. Les résultats montrent les possibilités du système, car le coulage en place du béton de la dalle supérieure permet de créer des connexions continues semi-rigides entre les éléments. Cela donne lieu à des structures de plancher élancées, légères et avec un plan de rigidité élevé contre l'horizontale [11].

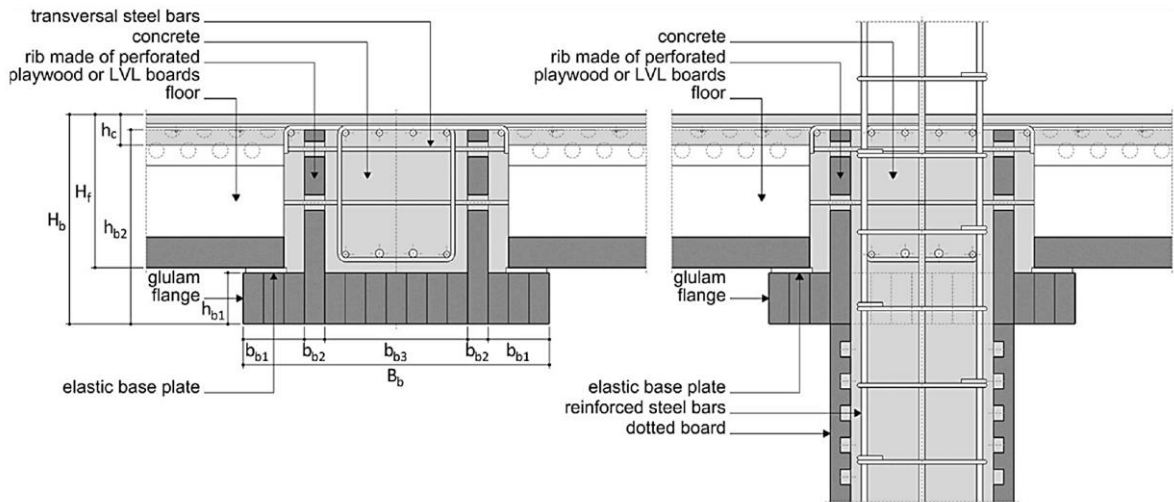


Figure 2.8: Coupe transversale de la poutre avec support de plancher: la liaison poutre-poteau [12]

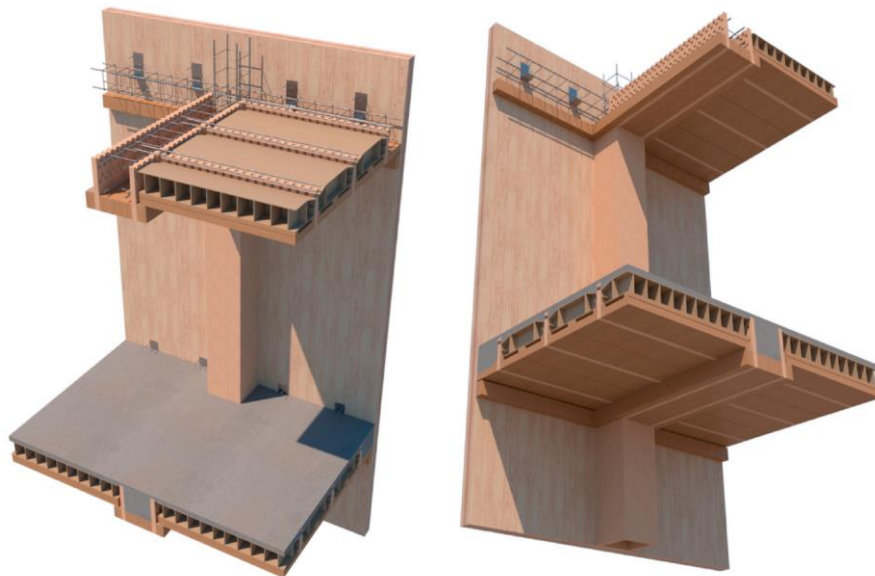


Figure 2.9: Vue générée du système complet de plancher mixte bois-béton combiné avec un panneau CLT [11].

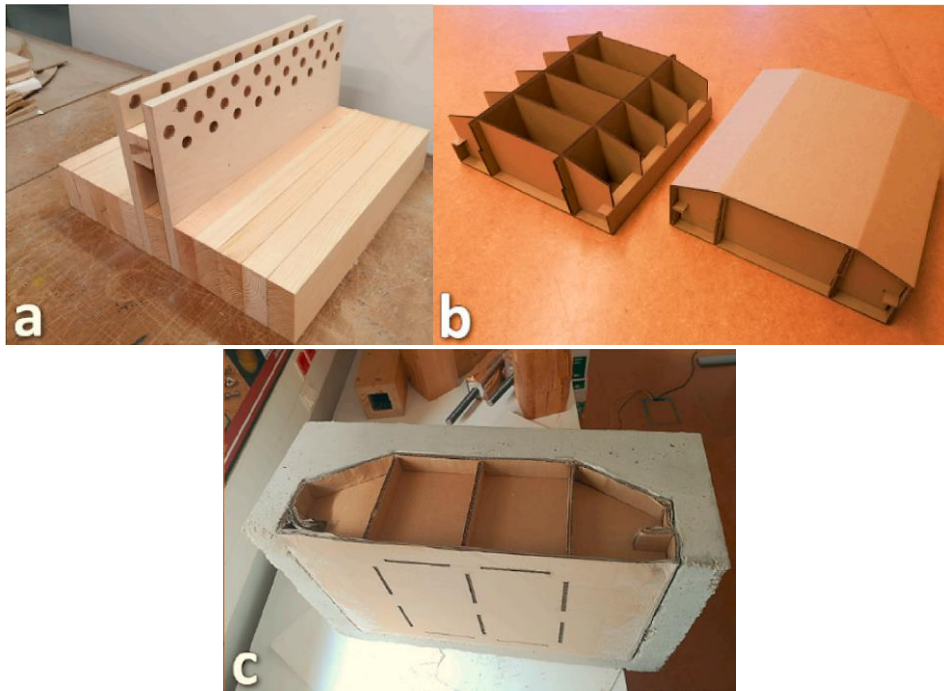


Figure 2.10: Prototype d'élément de plancher préfabriqué. (a) solives inférieures en bois. (b) Blocs de carton légers lors du pliage et du montage. (c) des morceaux de carton avec du béton durcis.[11]

4. Caractérisation des systèmes de connexion

Habituellement, la charge ultime et le module de glissement sont considérés pour décrire l'ensemble du comportement charge-glissement. Pour cette raison, il serait intéressant de connaître les valeurs de ces propriétés pour les connexions avec des comportements de glissement de charge significativement différents. Ces propriétés ne peuvent pas être quantifiées exactement pour chacune des différentes connexions, car elles dépendent fortement des différents aspects impliqués, comme par exemple, les matériaux ou la configuration d'essai [13].

D'après les courbes Charge-Glissement, il est clair que le comportement mécanique des connexions collées ou de contact est complètement différent du comportement mécanique des connexions avec des fixations de type goujon [13]. Les premiers se caractérisent par des résistances et de raideurs élevées avec un comportement presque linéaire jusqu'à la rupture qui se produit pour des faibles valeurs de déformations. D'autre part, les connexions réalisées avec des fixations de type goujon ont des résistances et une rigidité beaucoup plus faibles, mais des capacités de déformation plastique beaucoup plus élevées comme illustrées dans la Fig. 2.11 et la Fig. 2.12 [13].

Les propriétés mécaniques des connexions telles que les plaques à clous ou les vis chargées axialement se situent entre les connexions collées et les fixations de type goujon, soit en termes de capacité de charge ultime, soit de rigidité [13].

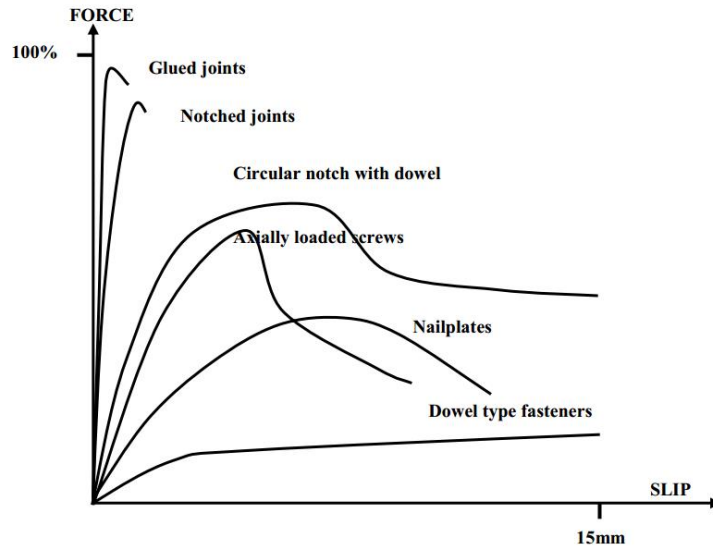


Figure 2.11 : Comparaison selon la rigidité des connexions selon Dias [13]

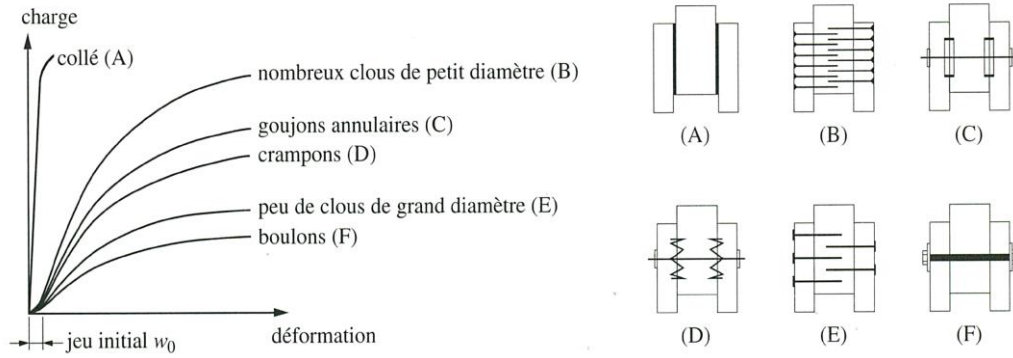


Figure 2.12: Comparaison entre les types de connexions présentées par Meghlat [2]

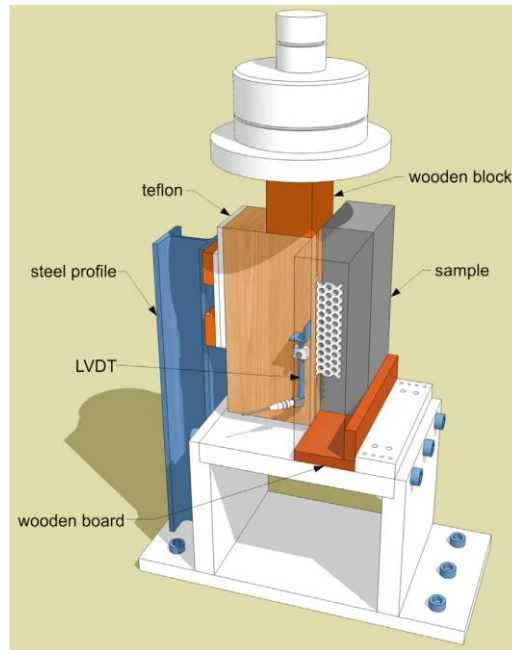


Figure 2.13 : L'essai de cisaillement de push-out souvent utilisé pour caractériser les connexions [14].

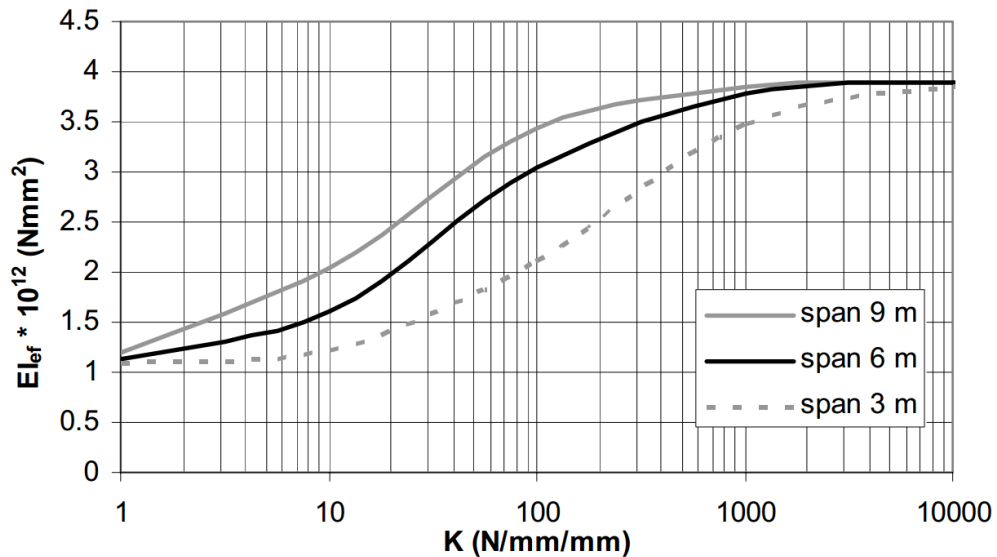


Figure 2.14: La relation entre la rigidité flexionnelle des structures mixtes et le module de glissement des connexions présentée en échelle logarithmique [13].

5. Classification des systèmes de connexion

Les systèmes de connexions peuvent être classifiés selon plusieurs critères [15] :

- La continuité ;
- L'utilisation de la colle ;
- Le matériau (généralement l'acier dans les connexions métalliques) ;
- Offre de préfabrication

Selon le critère de continuité de transfert de l'effort de cisaillement à l'interface bois-béton, on peut classer les systèmes de connexion existants en 2 grandes familles: Ponctuels et continues. Par conséquent, une classification des systèmes de connexion a été établie avec quelques exemples. Elle est illustrée dans la Fig. 2.15.

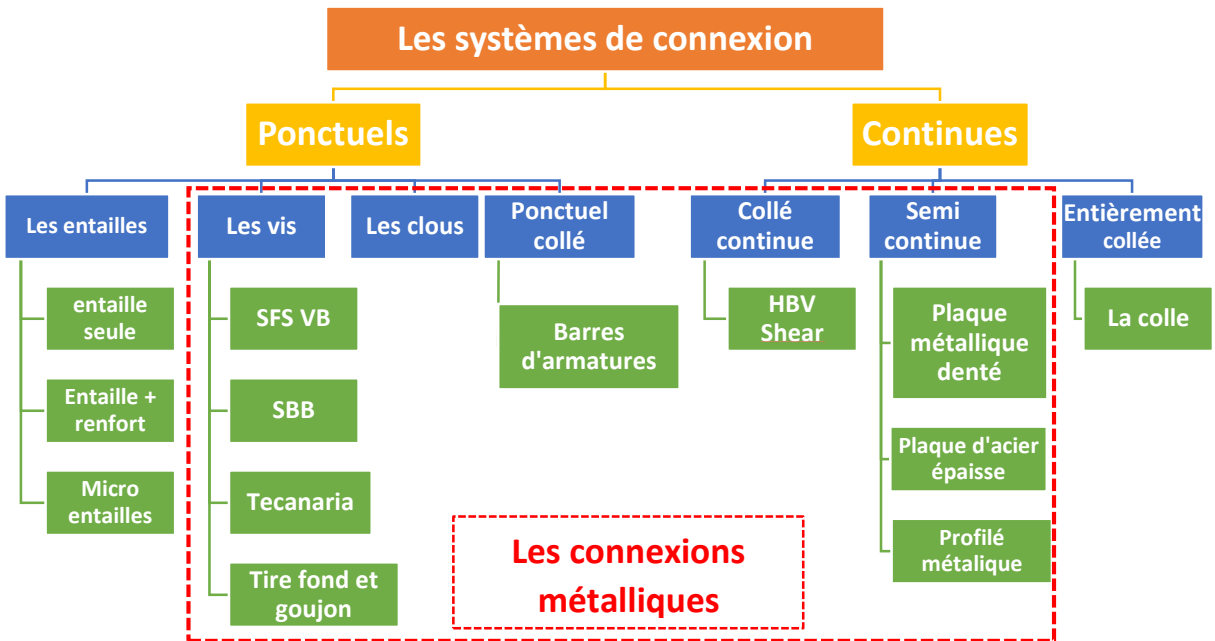


Figure 2.15 : Classification des systèmes de connexion (l'auteur).

6. Récapitulation sur les recherches et travaux effectués et développement des systèmes de connexion

Tableau 2.1 : Récapitulatif sur l'état de l'art sur les différents types de connexions établis par Yeoh et al [16].

Références	Type de connexion	Le contenu
Muller, 1922	Clous et attaches d'acier	1ère utilisation des composites bois-béton
Schaub, 1939	Profilés en Z et I en acier	Brevet en suisse
McCullough, 1943	fixations métalliques et goujons	
Richard et Williams, 1943	Plateau triangulaire	Action composite totale atteinte dans les essais sur les poutres
Pincus, 1970	Clous sans colle Clous collés en bois	Développement de moins de 50 % d'action composite Action composite améliorée à 100 %
Priestley, 1970	Pointes à visser, blocs formant une surface crénelée, pointe à visser avec plaque de cisaillement, tube en acier inséré dans le trou foré et barre transversale soudée au sommet du tube	Connexion avec surface supérieure crénelée de bois a été jugée la plus forte. Il a été recommandé de combiner un autre connecteur avec une capacité de tension, telle que des pointes de vis. Après les tests de connexion, une poutre en T à grande échelle utilisant cette connexion à surface crénelée combinée à des picots à vis a été testée jusqu'à sa destruction. La rupture de flexion amorce la rupture en traction dans la fibre de tension extrême du bois. Aucune rupture de cisaillement n'a été trouvée
Pillai et Ramakrishnan, 1977	Clous de 3-5 mm de diamètre	Les clous inclinés à 45° soumis à la traction améliorent la résistance et la rigidité

Capozucca, 1998	Connecteur en acier précontraint axialement	La précontrainte a empêché le glissement relatif entre le bois et le béton, même en cas de charge élevée. Cependant, la principale préoccupation est la relaxation à long terme.
Mungwa et al, 1999	Connecteur de cisaillement tubulaire INSA-Hilti	Rigidité globale améliorée grâce à un tranchant en zigzag du connecteur dans le bois
Van der Linden, 1999	Vis installées à $\pm 45^\circ$; plaques à ongles pliées à un angle de 90° ; barre de renforcement avec une entaille en béton; et entaille en bois lamellé-collé	L'utilisation d'un connecteur de type à plaque convient à la construction de nouvelles poutres composites, mais pas à des fins de rénovation, car elle nécessitait un équipement hydraulique lourd pour enfoncer les plaques à clous dans le bois. Entaille en béton renforcée avec une barre à haute résistance
Steinberg et al, 2003	Connecteur vertical par TECNARIA S.p.A. et tôle d'acier ancrée dans le bois par des vis à un angle de 45°	Les connecteurs utilisant des vis inclinées soumises à une tension étaient plus efficaces que les vis verticales. Par conséquent, la courbe de glissement de charge était presque linéaire jusqu'à un niveau de charge supérieur à celui des vis verticales, même de diamètre supérieur, qui subissait une perte de rigidité importante avant de céder.
Aicher et al, 2003	Plaque à clou percée dans le bois	La plaque à clous pour les connexions BBC est 1,5 fois plus grande en capacité de cisaillement moyenne / caractéristique et 2,5 à 3 fois plus grande en module de glissement que pour les connexions bois-bois
Gutkowski et al, 2004	Clé de cisaillement / ancre	Les ancrés ont été resserrés après le durcissement du béton; le détail de l'entaille pour le transfert intercouche des forces horizontales s'est avéré fournir une action composite plus élevée et une capacité de résistance plus grande, tout en étant relativement peu coûteux
Fragiacomo et al, 2007		
Clouston et al, 2005	(HBV) Connecteur de maille d'acier continue collée à bois	Réclamé pour obtenir presque 100 % d'efficacité composite. Inconvénients notables de l'utilisation d'adhésif - les fluctuations de température (dus à une exposition extérieure ou à un incendie) peuvent être préoccupantes
Dias, 2005	Variation des entailles	Une série d'essais sur différents types d'entailles : entailles découpées dans différentes essences de bois, entailles obtenues par collage et clouage de petits blocs de bois sur le dessus du pont en bois afin d'obtenir une couche intercalaire en bois et béton à créneaux
Kuhlmann and Michelfelder, 2006	Entailles coupées dans la terrasse en bois avec et sans vis tire-fond	Un modèle analytique pour calculer la résistance de la conception d'une connexion développée à partir de la théorie de la jambe et une cravate est présenté.
Fragiacomo et al, 2007	Connecteur Tecnaria	Une charnière en plastique est apparue dans les vis à l'intérieur du bois et le connecteur a présenté un comportement relativement rigide au SLS en raison de la présence de quatre crampons.
Lukaszweska et al, 2008	7 types de connexions (entailées et connecteurs mécaniques)	L'objectif était de développer un système composite entièrement démontable dans lequel la dalle de béton est préfabriquée hors site. Deux connexions se sont avérées être les plus appropriées pour les systèmes composites préfabriqués bois-béton en raison de leur simplicité et de leur faible coût
Lukaszweska et al, 2008		
Seibold, 2004		

Deam et al, 2007 Yeoh et al, 2008 Yeoh et al, 2009	Des entailles découpées dans la poutre en bois, avec et sans vis tire-fond	Une longue entaille améliorerait considérablement la résistance et la rigidité de la connexion, tandis que la vis de traction améliorerait le comportement post-pic de la connexion.
Brunner et al, 2007	Connecteur adhésif	Réclamé pour répartir uniformément la force de cisaillement de manière uniforme sur toute la surface, empêchant la concentration de force locale avec une efficacité de 100 %. Les problèmes de contrôle de la qualité sur site sont une préoccupation, ainsi que le comportement à long terme
Miotto et Dias, 2008	broches en acier et des plaques d'acier perforées collées avec un adhésif époxy	Des goupilles en acier ont été rapportées avec une ductilité élevée alors que les plaques étaient caractérisées par une rigidité initiale supérieure, mais une rupture fragile
Kuhlmann et Aldi, 2008	Barres d'armature collées transversalement	Essais de fatigue avec l'essai push-out avec l'application prévue dans un pont en BBC
Nima Khorsandnia et al 2012	Vis SFS VB + vis normal + Vis BM	Essais de push-out sur 3 types de connexion : vis normale, vis SFS-VB et entaille triangulaire renforcée.
Kanócz et al, 2013	Connexion visées	
Kanócz et al, 2014	Connexion entaillée	Les éléments mixtes bois-béton avec différents types de connexion
Sa'Ribeiro 2014[17]	Connecteur horizontal	
Auclair et al 2016[3]	Connecteur ponctuel mixte	Un nouveau connecteur novateur pour garantir la ductilité des structures mixtes bois béton basé sur un enveloppe de béton BFUP
LINNÉA DAHLÉN et al 2018[18]	Connecteur entaille mobile + barre	Nouveau concept de connexion qui combine une entaille trapézoïdale et une vis et qui profite travailler le connecteur à un effort axial vertical
Otero-Chans 2018	Les plaques d'acier épaisses perforées	Les valeurs élevées des modules de glissement indiquent qu'il serait possible de concevoir des éléments structuraux avec une action composite proche de 100 % en utilisant ce type de connexion.

7. Evolution des systèmes de connexion

Plusieurs systèmes et méthodes existent dans la littérature pour connecter une dalle en béton avec une poutre en bois. Elles peuvent être distinguées en grandes familles : Les clous et les barres d'armature, les vis, les connexions continues et semi continues et les connexions entaillées. Les Figs 2.16, 2.17, 2.18, 2.19 et 2.20 illustrent quelques types de connexions regroupées par Ceccoti [19] et Dias [13].

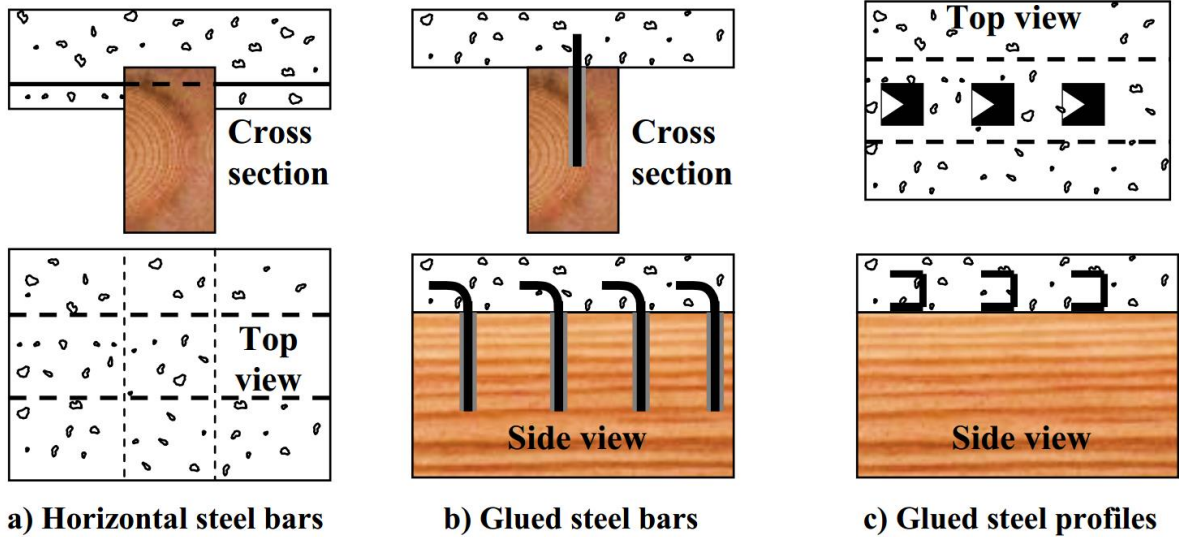


Figure 2.16 : Barres horizontales en acier, barres en acier collées et profilés en acier collés aux poutres en bois. [13]

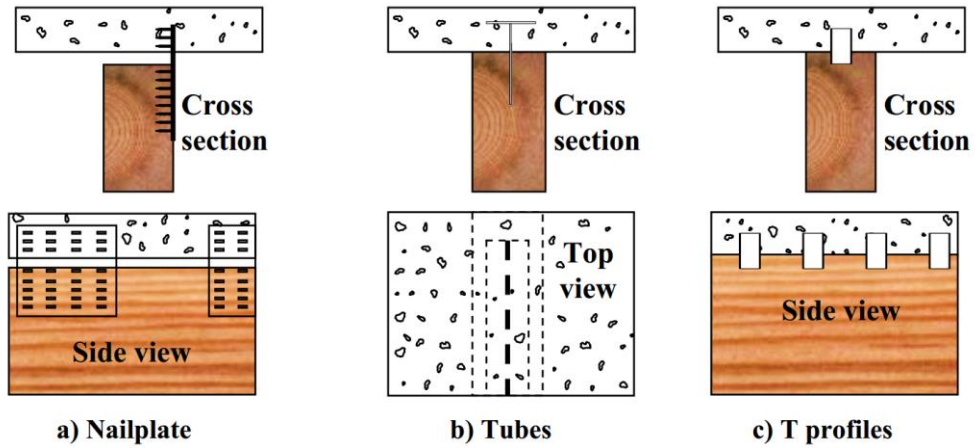


Figure 2.17 : Plaque à clouer, tubes et profilés en T collés au bois [13].

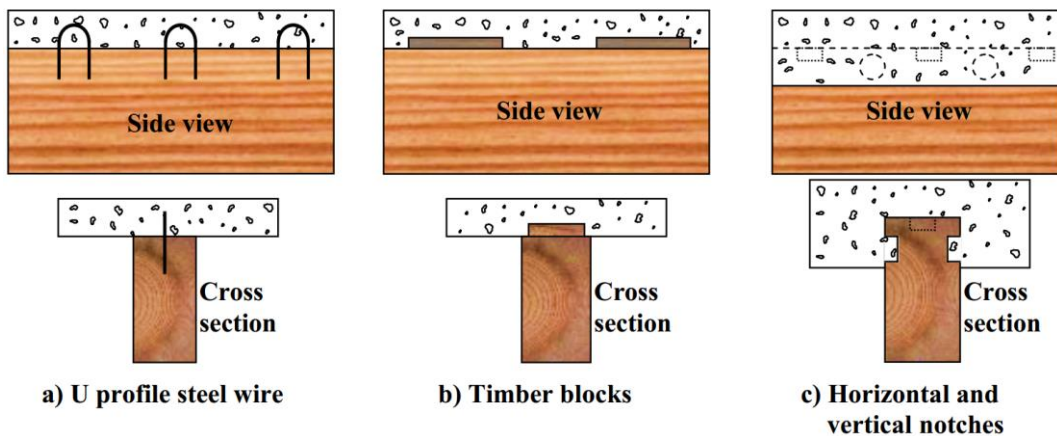


Figure 2.18: Fil d'acier avec profil en U, blocs de bois collés aux poutres en bois et entailles horizontales combinées avec des entailles verticales [13].

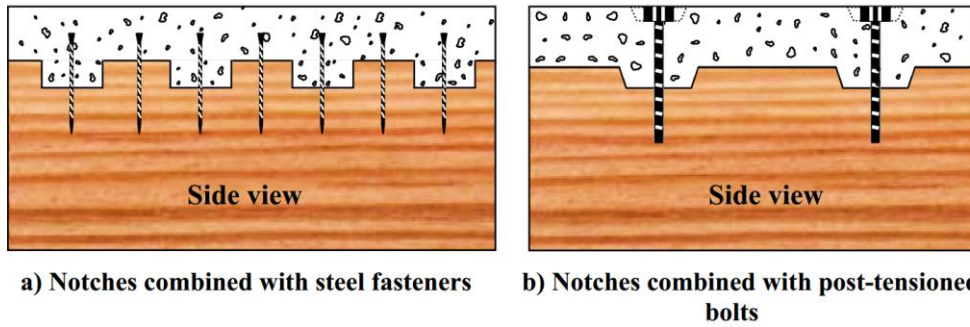


Figure 2.19 : Entailles combinées avec des attaches en acier et entailles combinées avec des goujons post-contraints. [13].

A	1			2		
	3			4		
B	1			2		
	3			4		
C	1			2		
	3			4		
D	1			2		

Figure 2.20: Différents types de connexions présentées par CECCOTI 2002 [19].

8. Regroupement et récapitulation selon Rodriguez

Rodriguez et al [20] ont effectué une comparaison générale sur les systèmes de connexion disponibles illustrés dans la Fig. 2.21 dont les caractéristiques mécaniques sont récapitulées dans les Tab. 2.2 et 2.3 , respectivement.

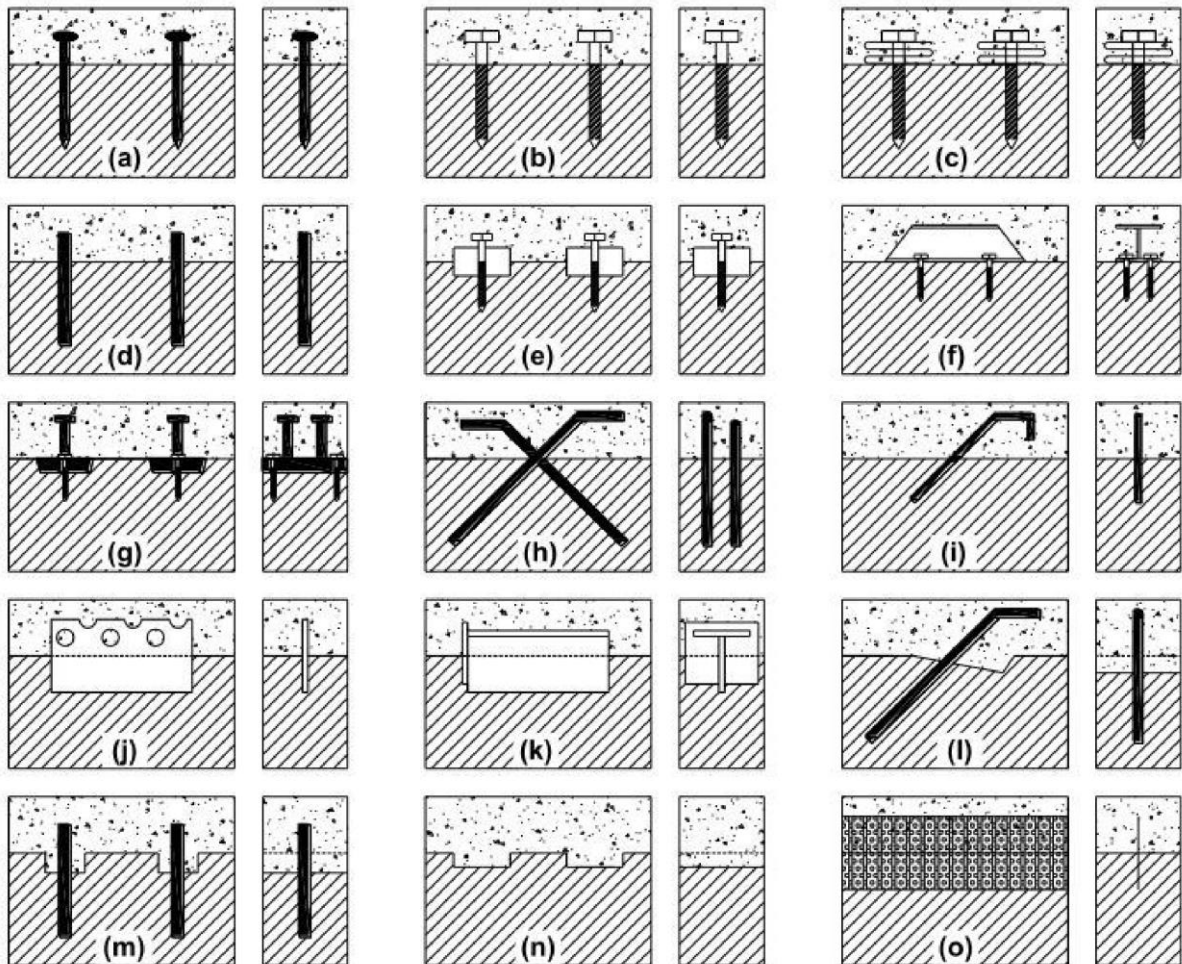


Figure 2.21: Divers systèmes de connexion présentés par Rodriguez et al (droite : vue longitudinale, gauche : vue en coupe) : (a) clous ; (b) vis ; (c) vis + ressorts ; (d) goujons ; (e) CHS + tire-fond ; (f) UCS ; (g) HSP + tire-fond ; (h) connecteur en X ; (i) armature ; (j) PSP ; (k) TSP ; (l) armature + entaille ; (m) goujon + entaille ; (n) entaille seule ; (o) HBV Shear [20,37].

Tableau 2.2 : Synthèse sur les caractéristiques des connexions, établie par Rodriguez [20].

Type de connexion	F_u	k_s	δ_u	s_{min}	Tests de fatigue	Références	
Fig. Connecteur	(kN)	(kN/mm)	(mm)	(mm)			
a	Clous $\phi 3.4$ mm	8,06	14,65	9,85	-	-	Branco <i>et al.</i> (2009)
	Clous $\phi 6.6$ mm	91,2	14,4	-	79	-	Mascia et Soriano (2004)
b	Vis $\phi 9.5$ mm	80	11,5	-	114	-	Mascia et Soriano (2004)
	Vis $\phi 12.7$ mm	106	15,5	-	-	-	
	SFS en paires	18,5	14,4	2,52	-	-	Deam <i>et al.</i> (2008)
c	Vis $\phi 11$ mm + ressort	-	8	< 5	132	-	Astori <i>et al.</i> (2007)
d	Goujon $\phi 10$ mm	22,6	15,2	-	15	-	(Lopes <i>et al.</i> , 2010)
	Goujon $\phi 19$ mm	119	68	< 8	161	Weaver <i>et al.</i> (2004)	Molina et Jr (2010)
	Goujon $\phi 20 \times 120$ mm	52,5	135,1	15	-	-	Lukaszewska (2009)
	Goujon $\phi 25$ mm	97,1	-	> 15	-	Weaver <i>et al.</i> (2004)	Weaver <i>et al.</i> (2004)
e	CHS + tire-fond	353	231	< 13	161	Benítez (2008)	Benítez (2008)
	CHS + tire-fond $\phi 20$ mm	33,9	5,9	15	-	-	Lukaszewska (2009)
f	UCS	344	409	< 1	400	Benítez (2008)	Benítez (2008)
g	HSP + 2 goujons	300	-	< 2,5	-	Doehrer et Rautenstrauch (2007)	Simon <i>et al.</i> (2008)
	HSP + 4 goujons	520	-	< 2,5	-	Doehrer et Rautenstrauch (2007)	Simon <i>et al.</i> (2008)
h	Barres en X $\phi 12$ mm	122	140	< 3	500	Mäkipuro <i>et al.</i> (1996)	Tommola <i>et al.</i> (1999)
	Barres en X $\phi 12$ mm + entaille	914	-	-	-	-	
i	Armature $\phi 8$ mm	131	143	< 14	470	-	Miotto et Dias (2011)
	Armature $\phi 10$ mm	135	113	-	-	-	
j	PSP 100 mm	153	339	-	400	-	Miotto et Dias (2011)

Tableau 2.3 : Synthèse bibliographique sur les caractéristiques des connexions [20].

Type de connexion		F_u	k_s	δ_u	s_{min}	Tests de fatigue	Références
Fig.	Connecteur	(kN)	(kN/mm)	(mm)	(mm)		
k	TSP - int.	265	510	< 1	400	-	Mäkipuro <i>et al.</i> (1996)
	TSP - ext.	41	873				
l	Armature + Entaille	233	580	< 3	470	Ceccotti <i>et al.</i> (2006)	Mäkipuro <i>et al.</i> (1996)
m	Goujon $\phi 16$ mm + entaille	80,2	73	3	-	-	Yeoh (2010)
	Goujon <i>Hilti</i> + entaille	9,03	64,14	-	-	-	Gutkowski et Balogh (2000)
n	Entaille seule	263	387	<1	252	Balogh <i>et al.</i> (2012)	Aldi et Kuhlmann (2006)
o	HBV, 1 rangée L=400 mm	86	510	< 1	cont.	Bathon et Bletz-Mühdorfer (2010)	Bathon <i>et al.</i> (2006)
	HBV, 2 rangées L=2x200 mm	92	1010	< 1			
	HBV, 3 rangées L=3x133 mm	91	966	< 2			
	HBV, 1 rangée L=400 mm	81,2	484	0,5			
	HBV, 1 rangée L=400 mm	111,62	415,46	1,44	-	-	Clouston <i>et al.</i> (2005)
-	Connection collée	-	5140	0	cont.	-	Le Roy <i>et al.</i> (2009)

Partie 2 : Les connexions métalliques.

Cette partie est consacrée aux systèmes de connexions métalliques. Elle synthétise les travaux essentiels concernant les connecteurs ponctuels comme les clous, les vis ou les systèmes de connexion continues ou semi continues.

1. Les assemblages avec clous et barres d'acier

Dans les assemblages cloués soumis à des charges latérales, les clous sont soumis principalement à des efforts de cisaillement et ne dépendent pas considérablement de la résistance d'arrachement, par contre l'avantage des liaisons par vis est de permettre de réaliser des assemblages résistant à l'effort de cisaillement et de traction (arrachement). Elles peuvent donc être utilisées en cas de sollicitation de cisaillement accompagnée de traction parallèle à la tige [2].

1.1. Les clous, (Unnikrishna Pillai 1977)

Une série de Vingt-huit tests de cisaillement sur des clous communs de 3 et 5 mm ont été effectués. Une résistance de 2.2 kN (clous inclinés) a été obtenue pour les clous de 3 mm, et 4 kN pour les clous droits. Pour les clous de 5 mm, les résistances ont augmenté à 5.2 kN (clous inclinés) et à 6.4 kN (clous droits). Le glissement final était toujours supérieur à 15 mm.

A partir de ces essais, les conclusions suivantes peuvent être tirées : l'espacement des clous ne devrait pas dépasser 10 fois leur diamètre. En plus, la longueur immergée dans le béton doit dépasser de 25 mm dans la zone en compression. Et la profondeur d'insertion dans le bois devrait être au minimum deux tiers de la longueur du clou. Il a été prouvé que le placement des clous à angle de 45° dans le sens du cisaillement augmente la résistance et diminue le glissement [20].

1.2. Les clous, (Branco et al. 2009)

Branco et al [21] ont effectué des essais de cisaillement (push-out) sur des clous lisses ordinaires de 70 mm de longueur et de 3.4 mm de diamètre disposés en paires croisées démontrées dans la Fig. 2.22.

Ces essais ont démontré que la longueur d'ancrage du clou dans le bois devait être environ 11 fois son diamètre pour maximiser l'efficacité. Une résistance moyenne en cisaillement de 8.06 kN a été déterminée avec un glissement correspondant de 9.85 mm et une rigidité de 14.65 kN/mm [20,21].

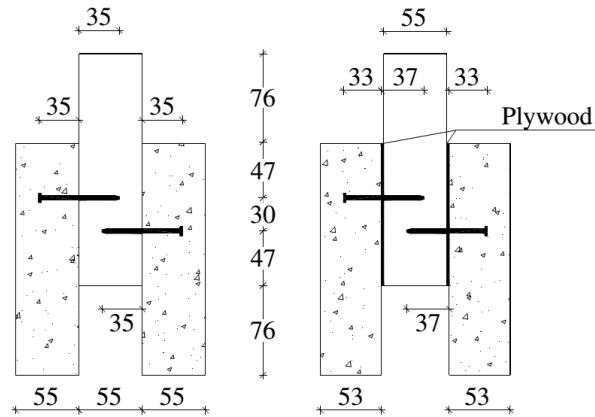


Figure 2.22 : Spécimens composites en bois-béton avec des connexions clouées établies par Branco et al (dimensions en millimètres) [21].

1.3. Brevet d'Auclair et al (2016)

Auclair et al [22] ont développé un nouveau connecteur pour les structures mixtes en bois-béton, composé d'un cylindre allongé en béton fibré à ultra haute performance (BFUP) et d'une âme en acier. Comme illustré à la Fig. 2.23.

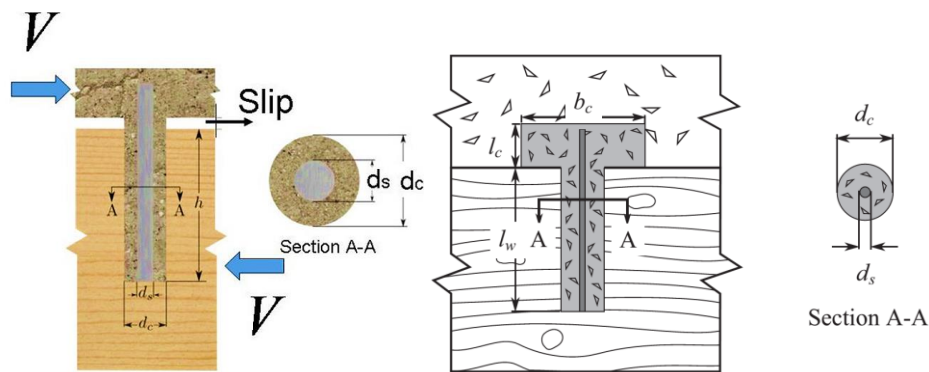


Figure 2.23 : Connecteur novateur développé par Auclair et al [22].

Sur la base des résultats présentés, les conclusions suivantes peuvent être tirées :

Les diverses configurations de connecteurs composites proposées ont mis en évidence que la solidité de la liaison est principalement influencée par le diamètre du cylindre en béton, tandis que la rigidité de la connexion dépend principalement du diamètre du noyau en acier. Bien que les connecteurs aient montré une reproductibilité acceptable en ce qui concerne la résistance maximale au cisaillement, il est nécessaire d'améliorer la cohérence de la rigidité de la connexion en resserrant les tolérances de fabrication ou en recourant à des matériaux de remplissage.

Si la rigidité de bois est correctement évaluée en fonction de sa densité et du diamètre extérieur du connecteur, il est possible d'analyser les performances des connexions à l'aide du modèle de Winkler.

L'analyse du comportement en flexion d'une poutre TCC a montré qu'en choisissant un diamètre et un espacement de connecteur appropriés, il est possible d'améliorer la ductilité des poutres TCC sans réduire de manière significative leur rigidité en flexion et leur chargement [22].

2. Les vis

2.1. Les premiers vis-connecteurs (Meierhofer 1992)

Parmi les premières vis spécifiquement conçues pour les systèmes BBC sont les vis SFS-VB présentées par Meierhofer [20]. Ce type de connecteurs a une section inférieure filetée de 100 mm de longueur pour être visé dans la poutre de bois et une section supérieure lisse de 45 mm pour s'ancrer dans le béton. Sa disposition s'effectue généralement en paires parallèles ou généralement croisées à un angle de 45 degrés (voir Fig. 2.24). Avec cette manière la vis inclinée peut reprendre l'effort de traction dans le sens du cisaillement et l'autre sert de raidisseur. Cinq configurations différentes ont été testées. En plus, plusieurs types d'essais ont été effectués : arrachement, cisaillement et flexion à court terme ainsi qu'un arrachement à long terme.

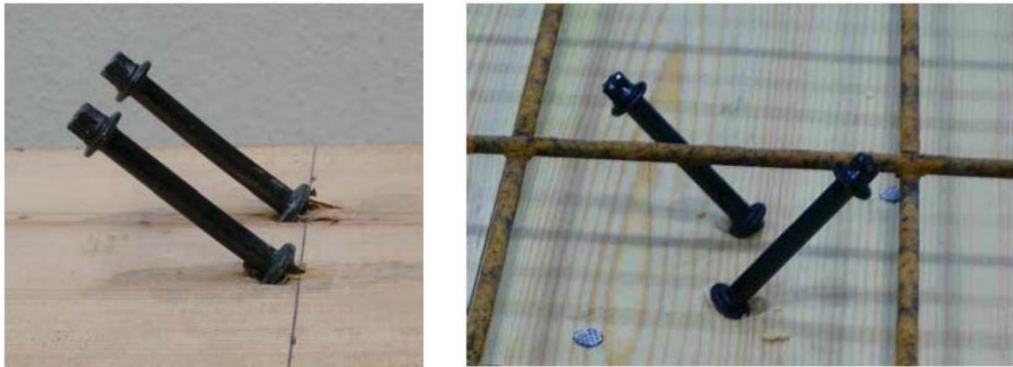
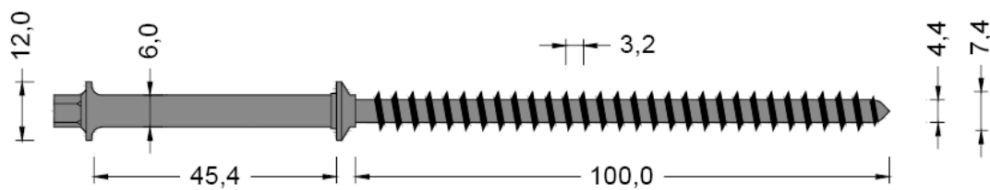


Figure 2.24 : Vis SFS en paire [20,23].

En termes de rigidité, la configuration (d) (voir Fig. 2.25) était la plus rigide à environ 60 % d'efficacité avec une charge maximale d'environ 30 kN, une flèche à mi-portée de 20 mm et un glissement inférieur à 1.5 mm. Tandis que la configuration avec des vis droites installées à 90 degré était la moins rigide. L'avantage de cette configuration est le comportement ductile qu'elle a démontré avec un glissement inférieur à 6.5 mm [20].

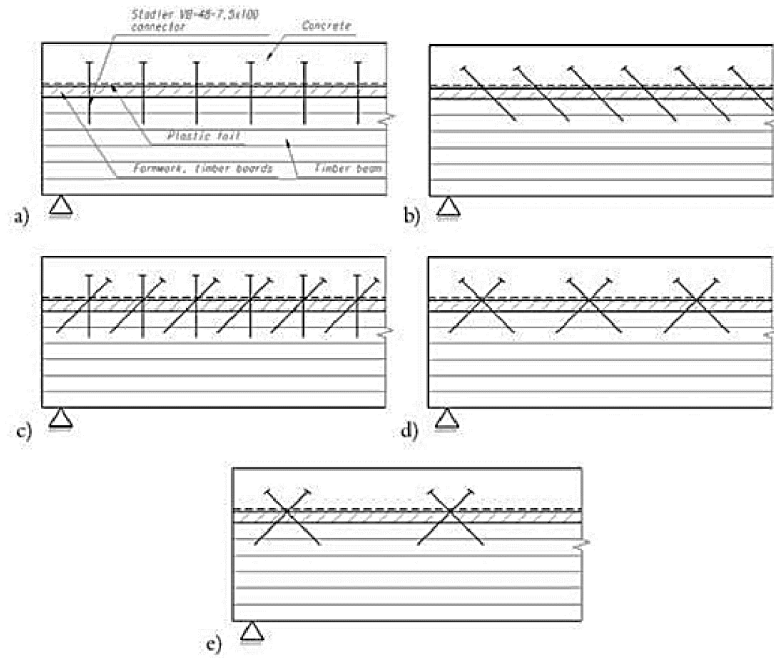


Figure 2.25 : Configuration de vis SFS-VB testées en flexion par Meierhofer en 1992 [20].

2.2. La série des tests de Deam (2007)

Deam et al [24] ont évalué une variété de types de connexions (Fig. 2.26). Des tests de « push-out » asymétriques ont été utilisés pour mesurer la rigidité, la résistance et la ductilité des systèmes de connecteurs pour identifier les plus efficaces et les plus rentables.

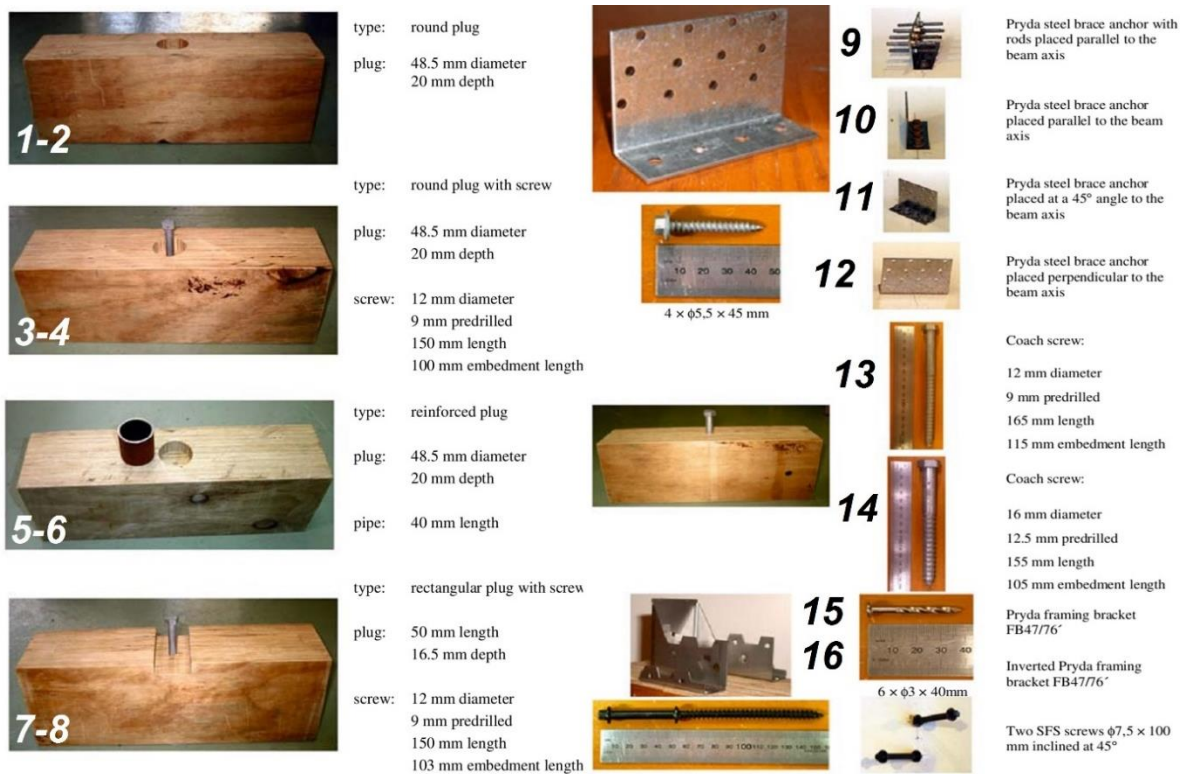


Figure 2.26: Les connexions testées par Deam et al [24].

Les courbes Force-glissement représentant le comportement de chaque type de connexion sont présentées dans la Fig. 2.27 suivante :

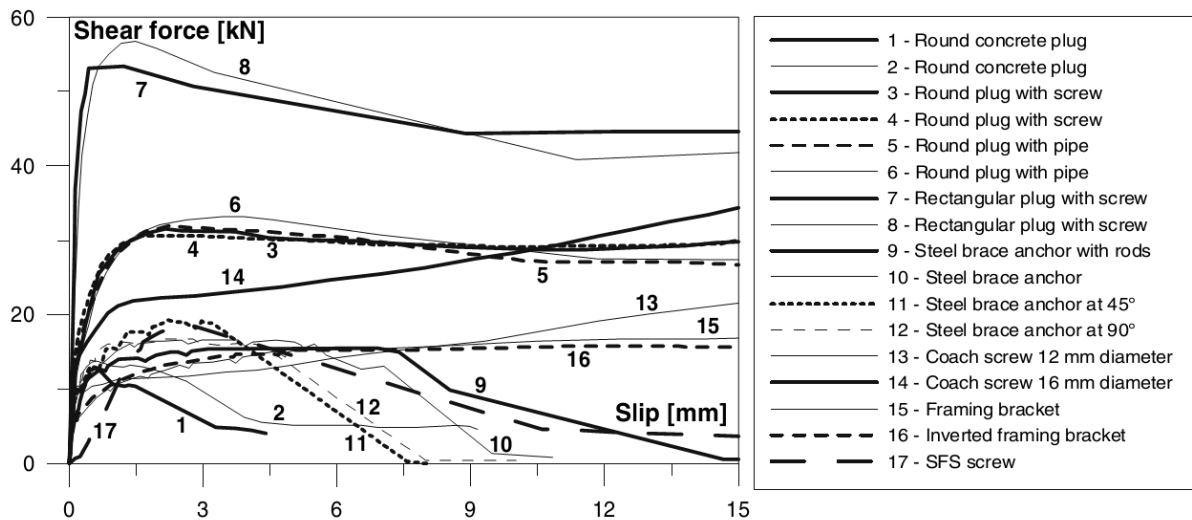


Figure 2.27: Les courbes force-glissement relatives aux différents types de connexions [24].

A partir de la Fig. 2.27, on peut regrouper les courbes en quatre familles selon sa capacité de charge:

- Les courbes : 7 et 8

L'entaille rectangulaire offre de meilleures performances qu'un bouchon rond plus petit. La taille de la vis doit être augmentée pour les gros bouchons afin d'améliorer le comportement post-pic. Ils ont été démontrés que l'entaille de béton rectangulaire renforcée avec une vis à tête cylindrique pouvait fournir une action composite adéquate pour un système de plancher pour une travée de 8 m lorsqu'elles étaient installées à un espacement de 500 mm le long de la poutre.

- Les courbes: 3, 4, 5, 6 et 14

Les bouchons en béton renforcés avec un tuyau en acier (5 et 6) ou à vis (3 et 4) ont donné les meilleurs résultats en fournissant la meilleure rigidité, résistance et comportement post-pic. Le renforcement de la vis améliore la résistance et le comportement post-pic en agissant comme une ancre de traction et en fournissant une action supplémentaire du goujon. Le remplacement de la vis par un tuyau en acier autour du bouchon de béton réduisait la résistance de la connexion.

- Les courbes: 1, 2, 9, 10, 11, 12, 13, 15, 16 et 17

Le bouchon de béton (1 et 2) a produit une résistance et une rigidité significatives en raison de la résistance à l'interface entre le LVL et le béton. Les ancrages en tôle d'acier vissés à la surface du LVL ont produit une résistance, une rigidité et une ductilité inférieures à celles fournies par les échantillons avec des bouchons en béton. Les vis SFS (17) étaient nettement pires que les vis à tête, car elles avaient cédé de manière cassante.

Les vis (13 et 14) ont fourni une rigidité et une résistance initiales importantes. Cependant, la résistance maximale a été obtenue avec des déformations excessives (22 mm) en raison de la flexion de la vis et de l'écrasement du bois à l'interface.

2.3. Les systèmes de connexion « Tecnaria » (2007)

Fragiacomo et al [25] ont effectué des essais de cisaillement « push-out » à court terme et à long terme sur le système de connexion « Tecnaria » (Fig. 2.28) pour les poutres mixtes bois-béton.

Les résultats des essais «push-out » sont répertoriés dans le Tab. 2.4.

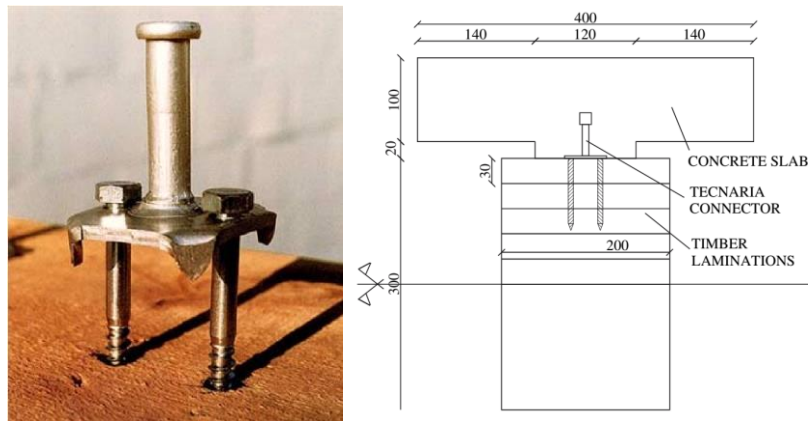


Figure 2.28 : Connecteur « Tecnaria » (à gauche) , Coupe Transversale de l'éprouvette de Push-out (à droite) [25].

Tableau 2.4 : Résultats des essais préliminaires et finaux évalués sur des spécimens avec une dalle de béton de poids normal (NW), léger (LW) et sur la somme de tous les spécimens (NW + LW) [25].

Type of specimens	Quantity	Preliminary collapse test					Final collapse test				
		F_{max} [kN]	k_i [N/mm]	k_s [N/mm]	$k_{0.6}$ [N/mm]	$k_{0.8}$ [N/mm]	F_{max} [kN]	k_i [N/mm]	k_s [N/mm]	$k_{0.6}$ [N/mm]	$k_{0.8}$ [N/mm]
NW	Minimum	26.5	28793	21595	7726	3349	33.5	7570	13309	3556	2905
	Maximum	31.1	33049	25013	10720	4131	36.2	18053	21533	5808	3684
	Average	28.4	31268	23526	9187	3659	35.1	11880	16208	5018	3295
	Stand. Dev.	2.4	2211	1752	1498	416	1.2	3920	3328	923	340
LW	Minimum	29.4	20171	15172	5206	3393	28.6	8940	14092	3886	2785
	Maximum	32.4	30646	23191	7657	3944	36.1	25118	27668	6652	3455
	Average	30.9	24451	18455	6460	3587	32.4	18302	22138	4875	3170
	Stand. Dev.	1.5	5494	4202	1226	310	2.8	6668	5332	1045	280
NW + LW	Minimum	26.5	20171	15172	5206	3349	28.6	7570	13309	3556	2785
	Maximum	32.4	33049	25013	10720	4131	36.2	25118	27668	6652	3684
	Average	29.7	27859	20991	7823	3623	33.6	15383	19442	4940	3227
	Stand. Dev.	2.3	5289	4001	1931	330	2.6	6295	5314	945	299

Sur la base des résultats des tests, les remarques suivantes peuvent être tirées :

Le connecteur « Tecnaria » a présenté un comportement très rigide avec des glissements relatifs correspondant à des valeurs de 20 % de l'effort tranchant maximal, grâce aux crampons de la tôle d'acier.

Lorsque la charge augmentait, des glissements plus importants se produisaient avec une réduction conséquente de la rigidité jusqu'à l'effondrement, qui se produisait dans le bois en raison de la rupture des vis par arrachement.

Le type de béton de la dalle n'a pas affecté de manière significative le comportement de la connexion, ni en ce qui concerne la résistance, ni les modules de cisaillement.

2.4. Les vis simples, SFS-VB et la connexion BM (Khorsadnia 2012)

Khorsandnia et al [26] ont effectué des essais à court terme de « push-out » sur 03 types de spécimens mixtes bois béton (Fig. 2.29) avec des vis de différentes morphologies (Fig. 2.30) : vis normale, vis SFS et vis BM associé avec une entaille triangulaire .

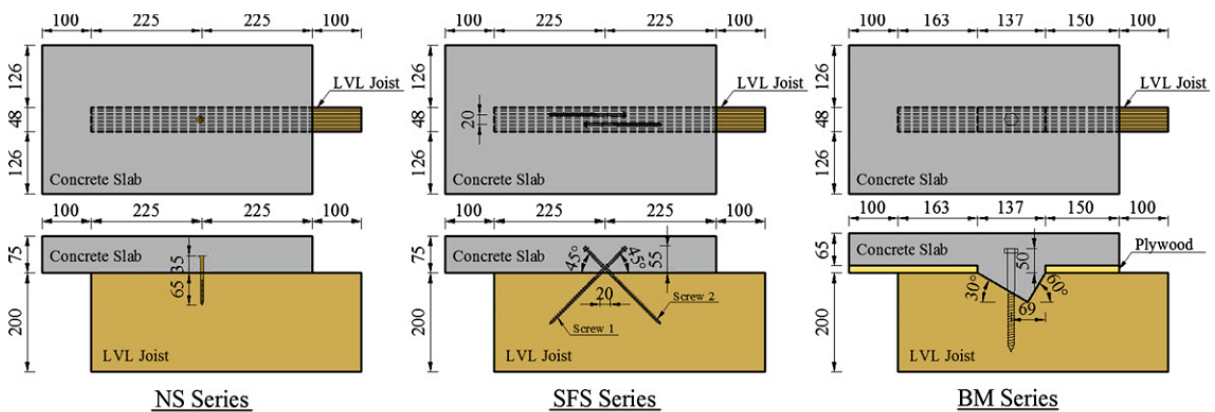


Figure 2.29: Spécimens pour les essais "push-out".

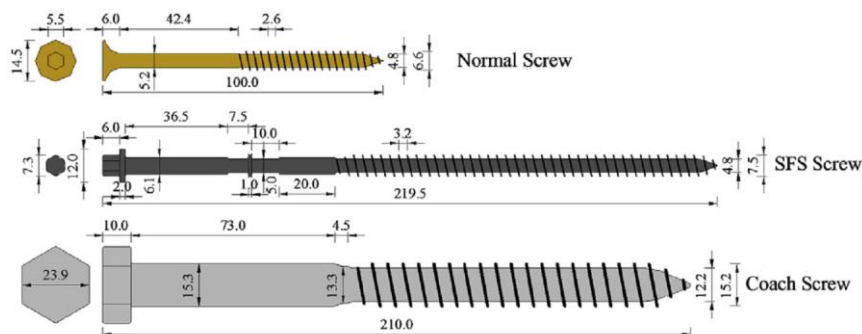


Figure 2.30 : Les connecteurs vis simple, SFS et BM [26].

Les résultats de ces essais sont illustrés dans la Fig. 2.30 :

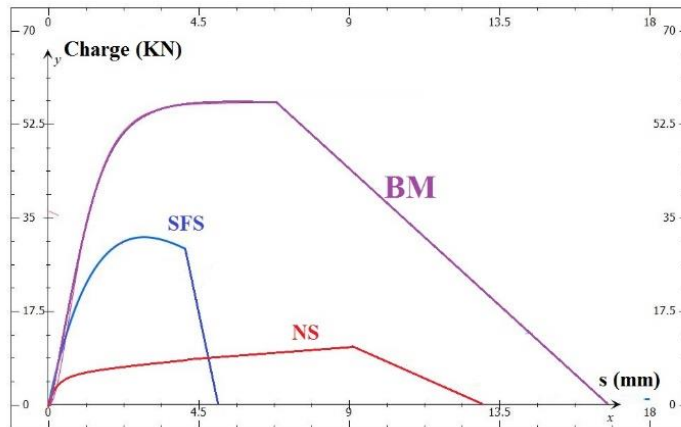


Figure 2.31: Courbes moyennes force-glissement des courbes moyennes des connecteurs testés.

A partir des résultats et particulièrement les courbes force- glissement (Fig. 2.31), Les connecteurs BM et NS ont la résistance au cisaillement maximale et minimale, respectivement. Cependant, le SFS possède le plus grand module de glissement en service que les autres et une rigidité proche de la connexion BM. Le NS montre un comportement assez fragile et le SFS montre une faible ductilité après la charge maximale. Le système BM montre également une réponse assez ductile avant la rupture. En conséquence, il peut être suggéré lorsqu'un comportement plus ductile est nécessaire. Il existe de grandes variations dans les résultats de NS et de BM et, par conséquent, des études complémentaires sont recommandées pour établir des modèles plus fiables.

2.5. Le connecteur de SZUMIGAŁA avec dalle nervurée en béton

SZUMIGAŁA et al [27] ont présenté les résultats des essais de « push-out » sur un nouveau connecteur proposé pour les poutres mixtes bois-béton illustrées dans la Fig. 2.32.

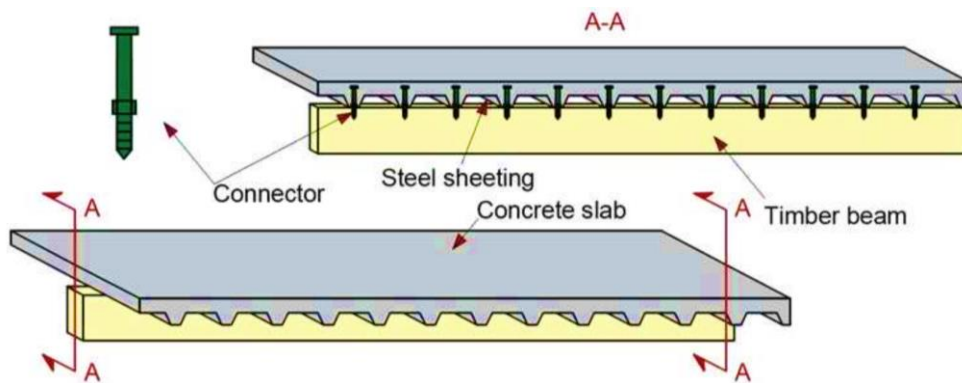


Figure 2.32 : Poutre composite bois-béton [27].

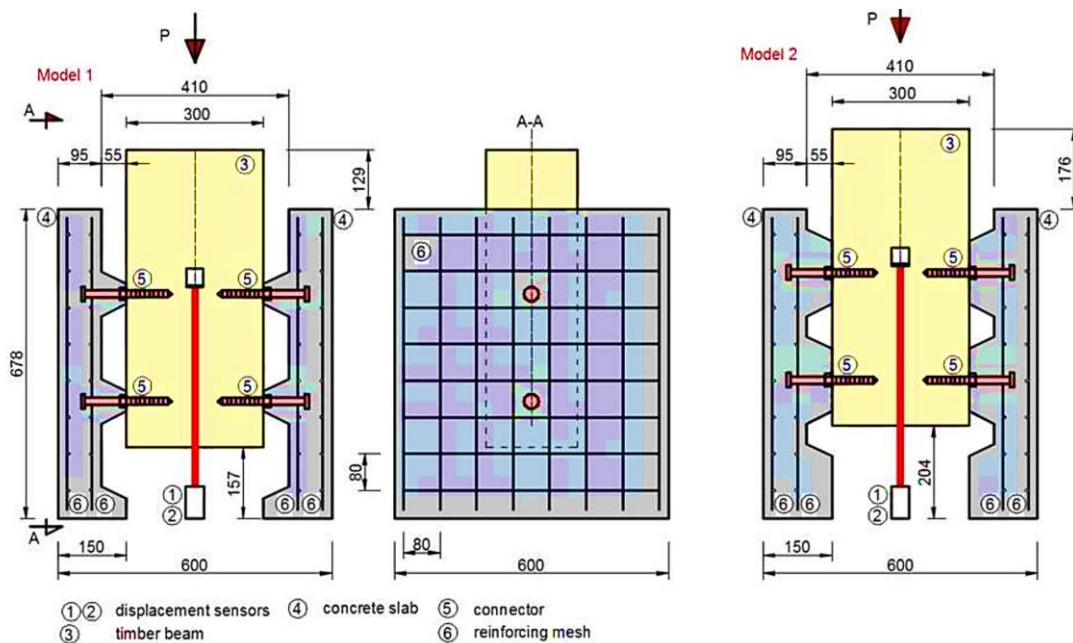
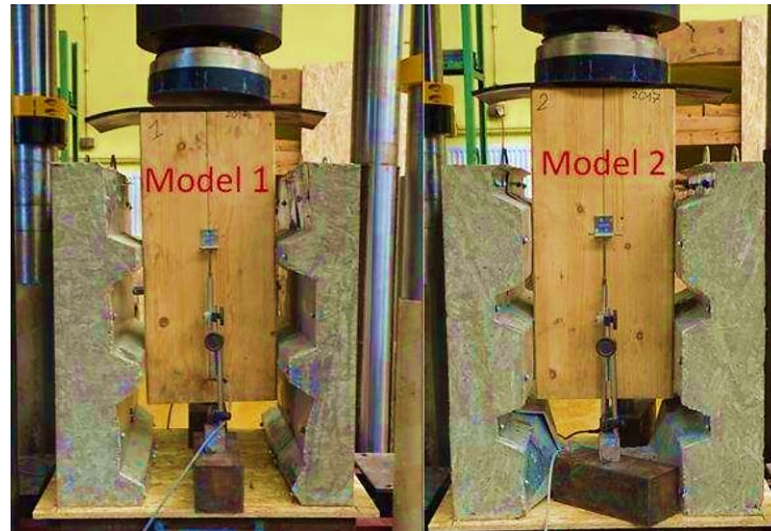


Figure 2.33 : Configuration de spécimens de push-out de SZUMIGAŁA et al prêt pour le test [27].

Les contributions de ce travail comprennent la détermination de la rigidité et la résistance du nouveau connecteur, on se basant sur des essais de « push-out » symétriques (Fig. 2.33). La connexion était ductile, ce qui était un avantage significatif. Cependant, la résistance de conception du connecteur n'était pas élevée, car la résistance du bois la limitait. Le mode de rupture était lié à l'écrasement du bois (Fig. 2.34) et à la formation d'une rotule plastique dans le connecteur à l'interface bois-béton. Les auteurs soulignent que les deux spécimens étudiés constituent un très petit échantillon et que les futurs essais devraient se concentrer sur des assemblages de diamètres différents et sur l'utilisation de telles connexions dans des poutres composites.

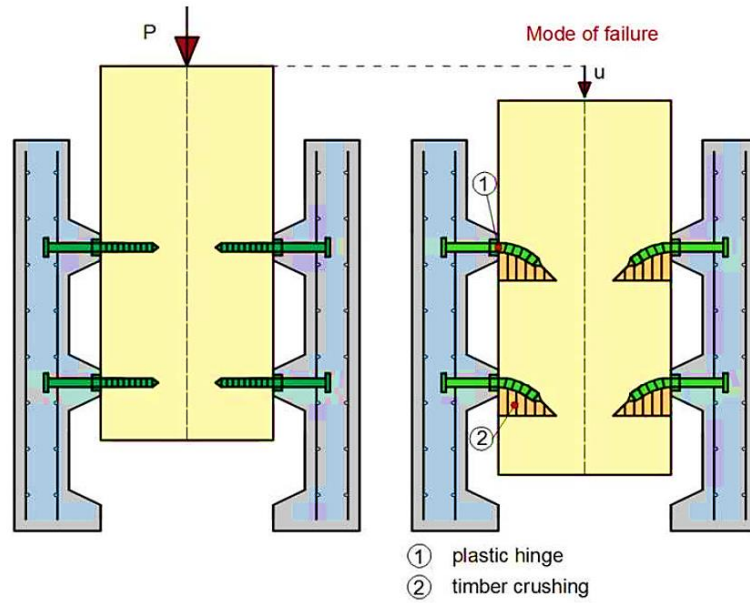


Figure 2.34 : le mode de rupture des connexions étudié par SZUMIGAŁA [27].

2.6. Les vis autotaraudeuses (Bao 2022)

Bao et al ont examiné les performances structurales d'un plancher composite bois lamellé-croisé (CLT)-béton avec des vis autotaraudeuses inclinées supportant des charges de traction-cisaillement unidirectionnelles. Cinq groupes d'essais de « push-out » (Fig. 2.35) ont été menés pour évaluer le comportement au cisaillement des vis inclinées.

Les résultats ont montré que la profondeur d'encastrement de la vis inclinée dans le CLT avait une influence significative sur les performances de cisaillement des connecteurs et les vis verticales ont démontré une ductilité améliorée.

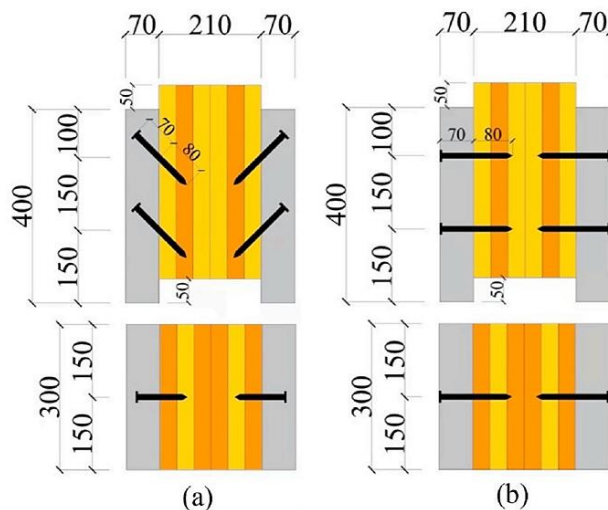


Figure 2.35: Les configuration des vis testées par Bao et al [28].

2.7. Les connecteurs de MyTiCon [29,30]

Un connecteur en plastique PVC a été développé par la compagnie Myticon (Fig. 2.36). Il permet de laisser une ouverture dans les dalles de béton pour insérer des vis une fois la dalle posée sur les éléments en bois [30].



Figure 2.36 : Coupe longitudinale du connecteur FT [29].

Des essais de cisaillement ont été réalisés par Gerber sur ce type de connecteur afin de les comparer aux connexions coulées sur place avec les mêmes vis appelées « self tapping screw » (STS) de différentes grandeurs et diamètres placées à un angle de 30° par rapport au bois [30].

Les essais réalisés ont permis de conclure que l'utilisation du revêtement en plastique des connecteurs démontables FT permet d'augmenter la capacité maximale des connecteurs en raison de la plus grande surface d'appui dans le béton, mais diminue la rigidité du connecteur à cause de l'important déplacement résiduel.

La Fig. 2.37 présente les courbes de comportement force-glissement résultats des essais de cisaillement effectués sur les connecteurs avec vis seule en bleu (SK2) comparés au connecteur démontable FT en vert.

La charge maximale des connecteurs démontables est d'environ 37 kN se produisant à un glissement de 2.5 mm et possèdent une rigidité moyenne d'environ 50.7 kN/mm. Les mêmes vis sans protection du tube en plastique du connecteur FT ont une charge maximale de 30 kN se produisant à un glissement de 1.5 mm et une rigidité moyenne de 83.2 kN/mm [29].

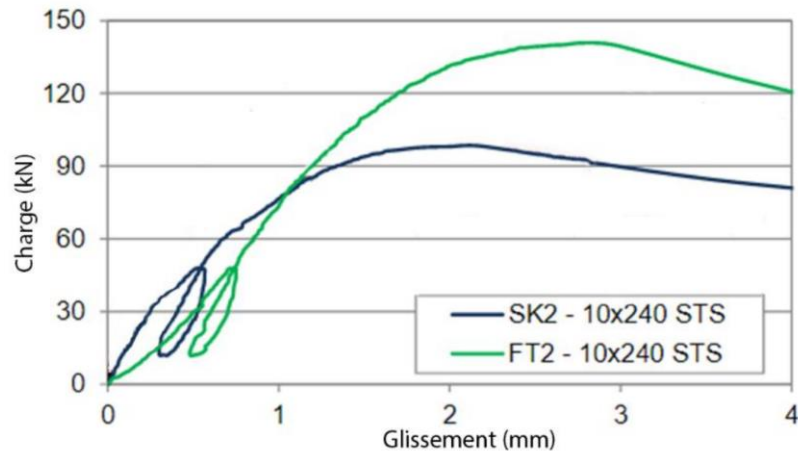


Figure 2.37: Résultats des essais de cisaillement d'assemblages de quatre connecteurs préfabriqués et démontables FT

2.8. Les connecteurs déconstructibles (Derikvand 2021) [31]

DERIKVAND et al [31] ont annoncé le concept de connecteur déconstructible utilisant des vis autotaraudeuses pouvant être utilisées pour la construction de connexions.

L'idée peut être résumée en recouvrant la partie supérieure de la vis d'un isolant en plastique (Fig. 2.38) qui permet de la revisser une fois le béton durci (Fig. 2.39).



Figure 2.38: Connecteurs déconstructibles à l'aide de vis autotaraudeuses : composants individuels, processus de production et configuration finale [31].

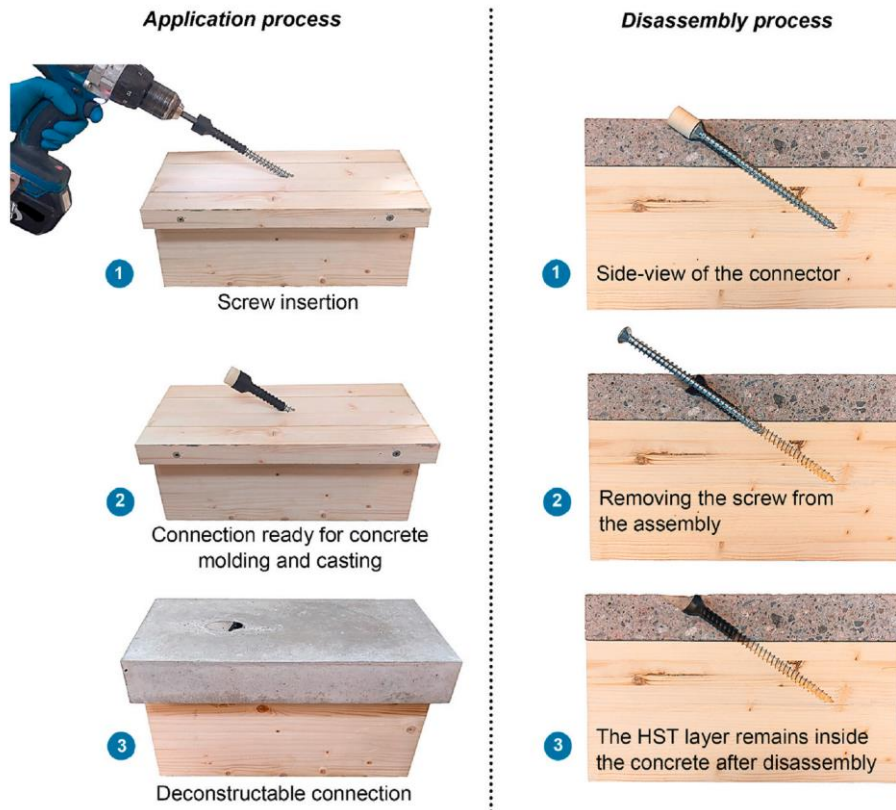


Figure 2.39: Étapes d'application et démontage du connecteur déconstructible [31]

Les propriétés de cisaillement du connecteur ont été étudiées expérimentalement sur des spécimens composites en béton-bois lamellé-collé pour 8 configurations différentes.

Des échantillons de référence utilisant des connexions permanentes équivalentes ont également été testés. Les courbes de glissement de charge des connecteurs déconstructibles étaient similaires à celles des connecteurs permanents et la résistance au cisaillement et la rigidité étaient légèrement inférieures dans les connecteurs déconstructibles. Pour les petits angles d'insertion, les différences sont moindres.

Les modes de rupture observés des connecteurs déconstructibles et connecteurs permanents à vis unique étaient similaires. Les connexions ont été démontées après essai. Les connexions sans déformation significative des vis peuvent être facilement démontées même après avoir atteint un glissement de 15 mm.

2.9. Le brevet de Luca (2021)

Une étude numérique et expérimentale étendue sur une connexion composite bois-béton réalisée avec une entaille en PRFV (polymère renforcé de fibres de verre) (Fig. 2.40) moulée par injection fixée à la poutre en bois avec des vis autotaraudeuses est présentée. Des simulations numériques réalisées pour prédire les performances du TCCC étudié en termes de courbes force-déplacement sont comparées aux résultats de quarante tests de «push-out». Les résultats démontrent comment le connecteur développé assure la pleine

exploitation de la capacité de retrait des vis sans encourir de ruptures soudaines du béton indépendamment du type de béton utilisé.

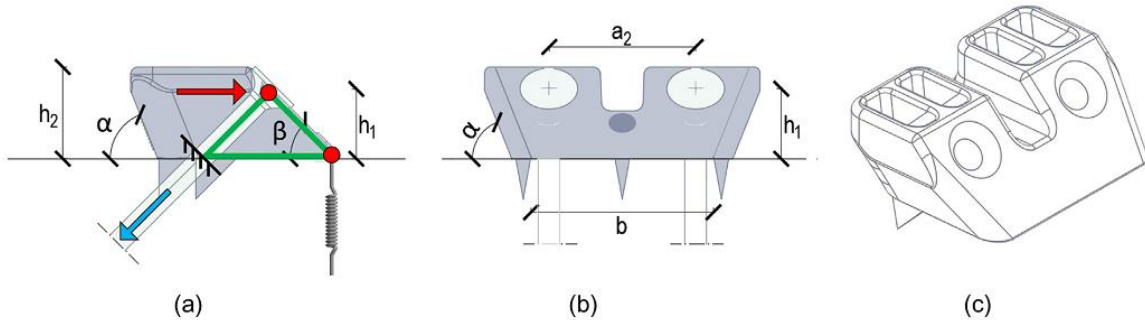


Figure 2.40 : Paramètres géométriques et schéma statique équivalent de l'entaille GFRP (en gris) : vue de côté (a), vue de face (b) et vue tridimensionnelle (c) [32]

3. Les connexions continues et semi continues

3.1. Le système HBV

Le système de connexion HBV (Fig. 2.41) consiste en une plaque d'acier perforée continue installée dans le sens longitudinal de la poutre. La plaque en acier s'apparente à un treillis métallique d'une épaisseur de 2 mm [20].

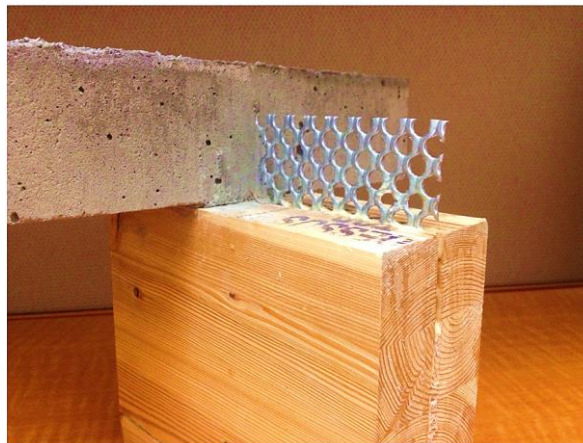


Figure 2.41 : Éléments d'une connexion avec le HBV Shear [20].

Une fente de 3.2 mm est pratiquée dans la poutre en bois à l'aide d'une scie ronde. Le trait de scie mesure 40 mm de profondeur au minimum pour assurer une meilleure retenue latérale suffisante dans le bois [20].

L'adhésif est ensuite injecté et le connecteur est posé dans la fente. La colle gagne sa résistance sur une période de 10 jours, mais sèche en moins d'une heure. La partie de la plaque en acier excédant la poutre en bois est noyée dans la dalle de béton lors de la coulée.

Le HBV est le système ayant une rigidité élevée, un comportement ductile ainsi qu'une rupture préférée qui s'effectue toujours à l'interface sans endommagement des matériaux adjacents le bois et le béton [20].

Le béton passant à travers les ouvertures de la plaque agit comme des goujons perpendiculaires à la poutre. Ainsi, la partie la plus faible du HBV est la première rangée de trous à l'interface entre le bois et le béton. Les trous vont s'ovaliser progressivement, de la zone de cisaillement la plus élevée vers celle qui l'est le moins. Cette rupture progressive de l'acier se traduit par un plateau plastique avant d'atteindre la rupture. À la rupture, le HBV ne se détachera pas parfaitement sur toute la longueur et tiendra le bois et le béton ensemble, même lorsque la section de bois se brise en traction sous flexion.

Clouston et al. [33] présentent une recherche sur le comportement de la connexion HBV en cisaillement et en flexion. Dans les essais de cisaillement (Fig. 2.42), la section de bois de 80 x 140 x 400 mm était attachée, sur sa face étroite, à la face large d'une section de béton de 80 x 400 x 400 mm. Le HBV de 400 mm était présent sur toute la longueur de l'échantillon. La Fig. 2.43 montre les résultats de ces tests.

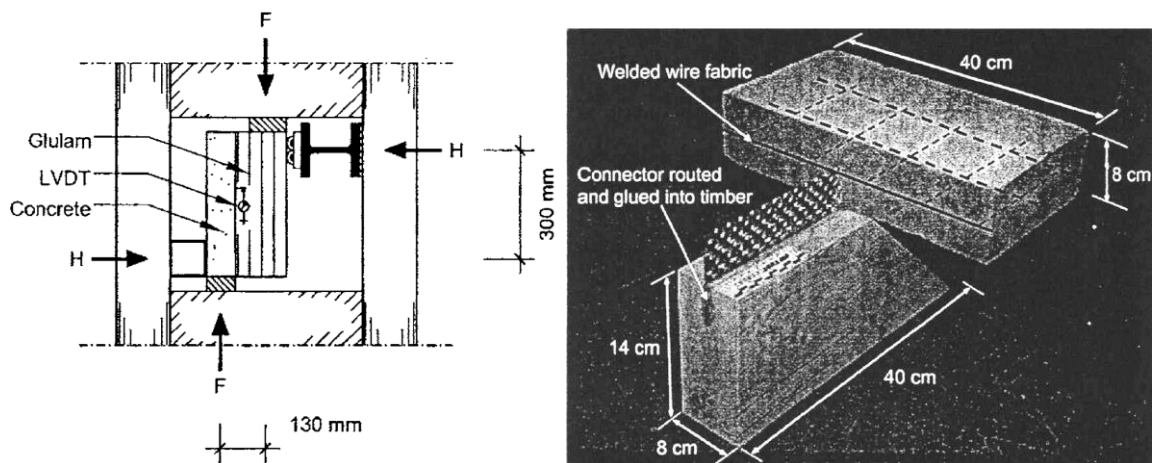


Figure 2.42: Spécimen et conditions de chargement et d'appui du test de Push-out réalisé par CLOUSTON [33].

Test	Ultimate load (kN)	Displacement (mm)	Shear stress (MPa)	Slip modulus (kN/mm)
B1	120.97	1.74	3.02	353.87
B2	114.89	1.40	2.87	367.65
B3	103.53	1.34	2.59	371.75
B4	102.53	1.40	2.56	331.13
B5	116.88	1.52	2.92	410.96
B6	110.96	1.25	2.77	657.42
Average	111.62	1.44	2.79	415.46
Standard	7.41	0.17	0.19	121.38
Coefficient of variation [%]	6.64	11.81	6.81	29.22

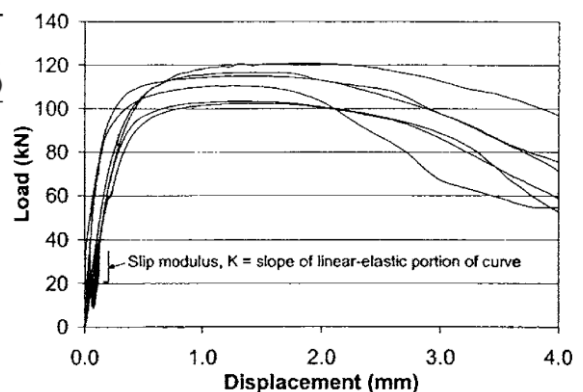


Figure 2.43: Résultats des essais de push-out faits sur le système de connexion HBV par CLOUSTON [33].

À la suite de ces expériences, la force maximale moyenne obtenue est de 111.62 kN avec un glissement moyen de 1.44 mm. Le HBV testé montre une rigidité considérable de 415.46 kN/mm.

3.2. La préfabrication (Lukaszewska 2008)

Lukaszewska et al [34] ont effectué une étude expérimentale sur sept types de connecteurs différents pour des structures composites bois-béton déjà intégrées dans une dalle de béton préfabriquée. Parmi eux, trois connecteurs illustrés et décrits dans la Fig. 2.44 sont sélectionnés comme les meilleurs.

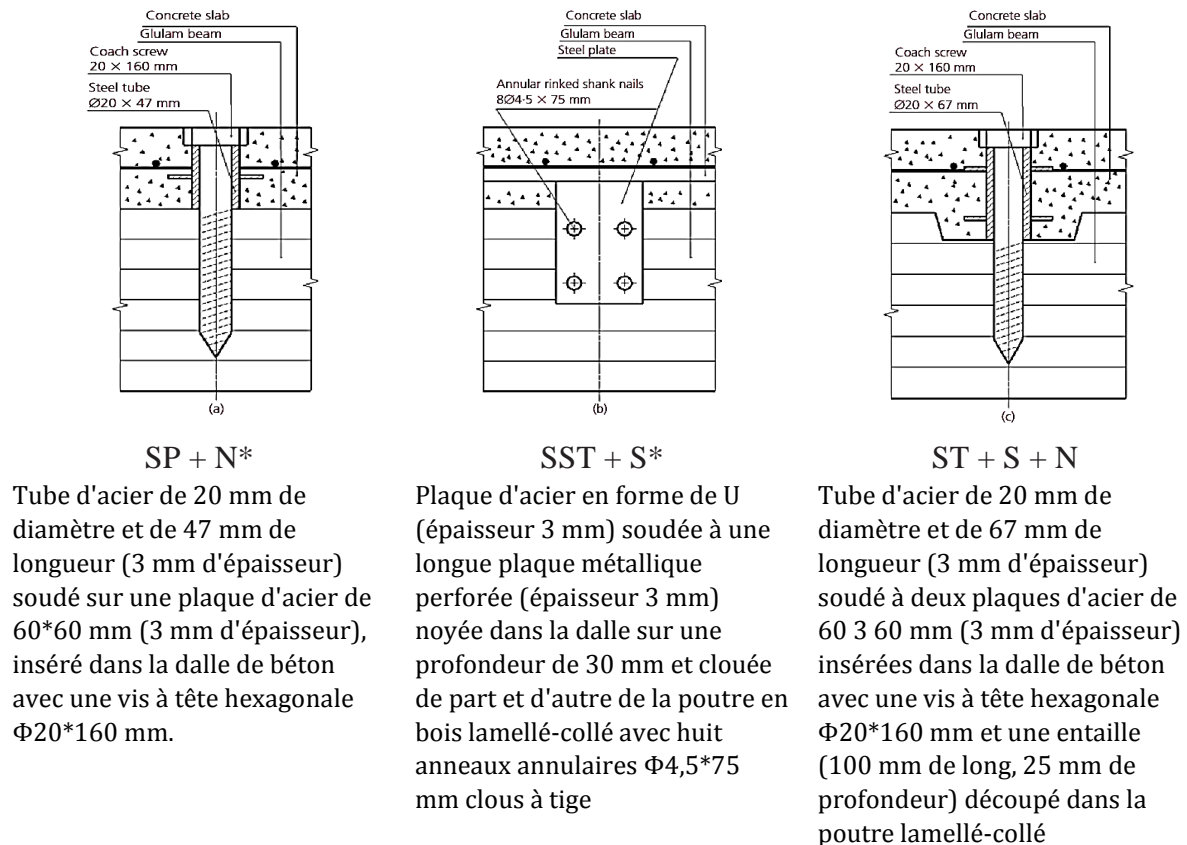


Figure 2.44: Les types de connecteurs analysés par LUKASZEWSKA et al [35] : (a) SST + S*, (b) SP + N*, (c) ST + S + N.

Les résultats de l'étude montrent qu'il est possible de fabriquer des structures bois-béton sous forme d'éléments entièrement préfabriqués. En plus, le connecteur ST+S+N est présenté la capacité de charge et le module de glissement les plus élevés (Fig. 2.45). Les avantages des systèmes proposés comprennent un coût moindre, une augmentation de la vitesse de construction et un effet réduit du retrait du béton sur le système composite par rapport au béton coulé sur place [34].

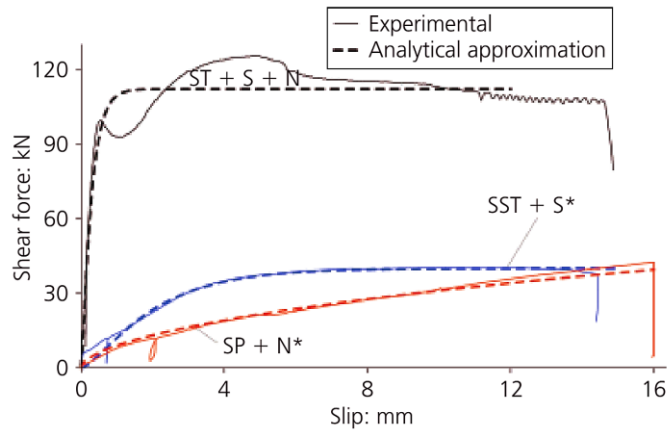


Figure 2.45 : Résultats des essais de push-out pour tous les types de connexion: courbes moyennes de glissement relatif à l'effort tranchant et courbes d'approximation [34,35].

3.3. Les plaques d'acier épaisses perforées (Otero-Chans 2018)

Des plaques d'acier perforées discrètes (Fig. 2.46) collées dans du bois avec un adhésif époxy ont été testées par Otero-Chans et al [14].

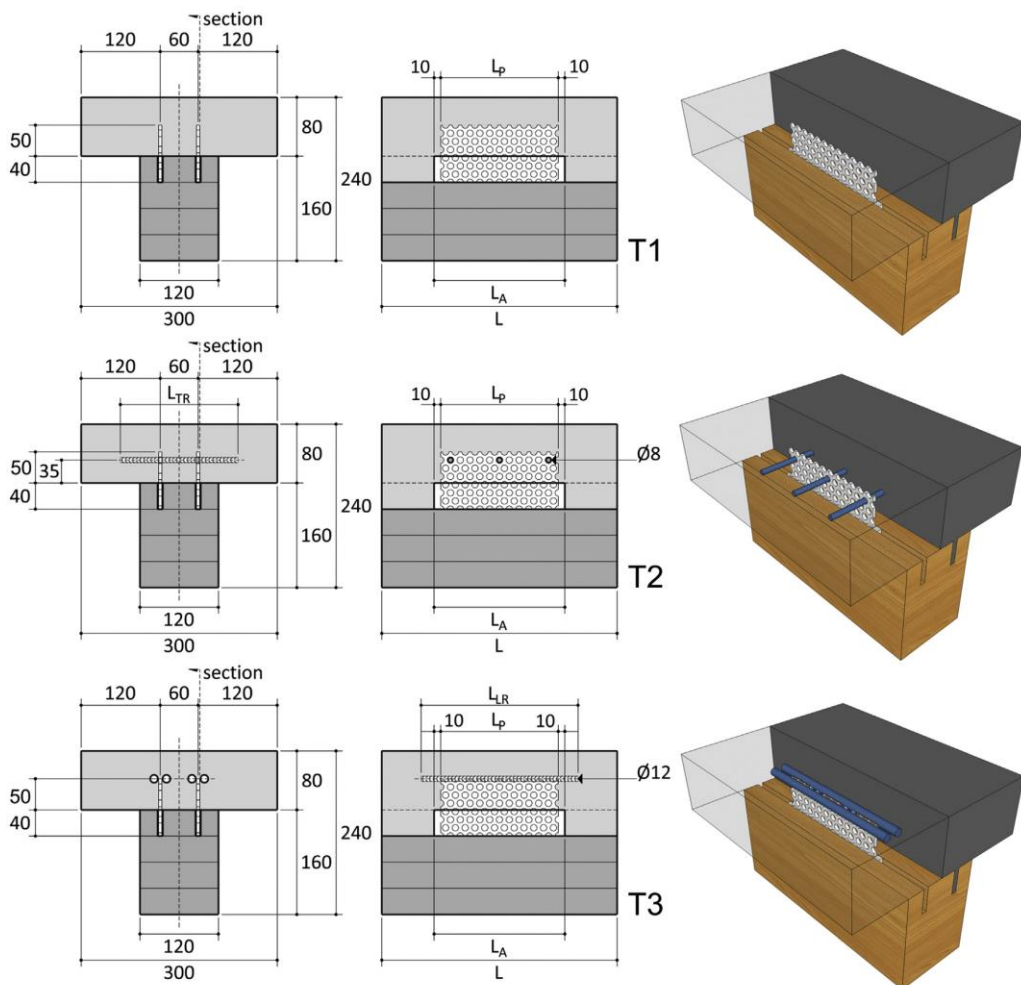


Figure 2.46: Géométrie et type des connexions testées par Oterochan [14].

Trois types de connexions ont été testés : des plaques non renforcées et des plaques renforcées par des armatures le long ou à travers. Deux longueurs de connexion différentes ont été testées pour chacun des trois types proposés.

La résistance au cisaillement et le glissement ont été étudiés dans des connexions constituées de plaques d'acier perforées et de bois collés avec de la colle époxy.

Les résultats montrent que les connexions réalisées avec des treillis métalliques discrets sont très résistants et rigides, et qu'il est possible de les dimensionner pour une rupture ductile.

L'ajout de barres d'armatures aux plaques d'acier n'a pas entraîné d'augmentation significative de la résistance au cisaillement de l'assemblage proposé,

L'utilisation de barres d'armature transversales a réduit significativement la fissuration du béton associée à la rupture des éprouvettes. Aucune fissure n'est apparue pendant la phase de service dans aucun des types testés, grâce à l'utilisation de béton fibré,

La résistance des assemblages avec renforts transversaux a augmenté de 7 % à 10 %, tandis que l'augmentation de la résistance de ceux avec renforts longitudinaux était de 9 % à 15 %,

L'augmentation de la résistance avec des plaques renforcées était toujours meilleure dans les connexions les plus longues. Les connexions les plus longues ont atteint les charges les plus élevées avant la rupture,

Aucune différence comportementale significative n'a été détectée entre les connecteurs constitués uniquement de plaques et ceux renforcés par des barres supplémentaires,

La comparaison des résultats pour des plaques de différentes longueurs indique que la rupture se produit dans les connexions les plus longues,

Les valeurs élevées des modules de glissement indiquent qu'il serait possible de concevoir des éléments structuraux avec une action composite proche de 100 % en utilisant ce type de connexion [14].

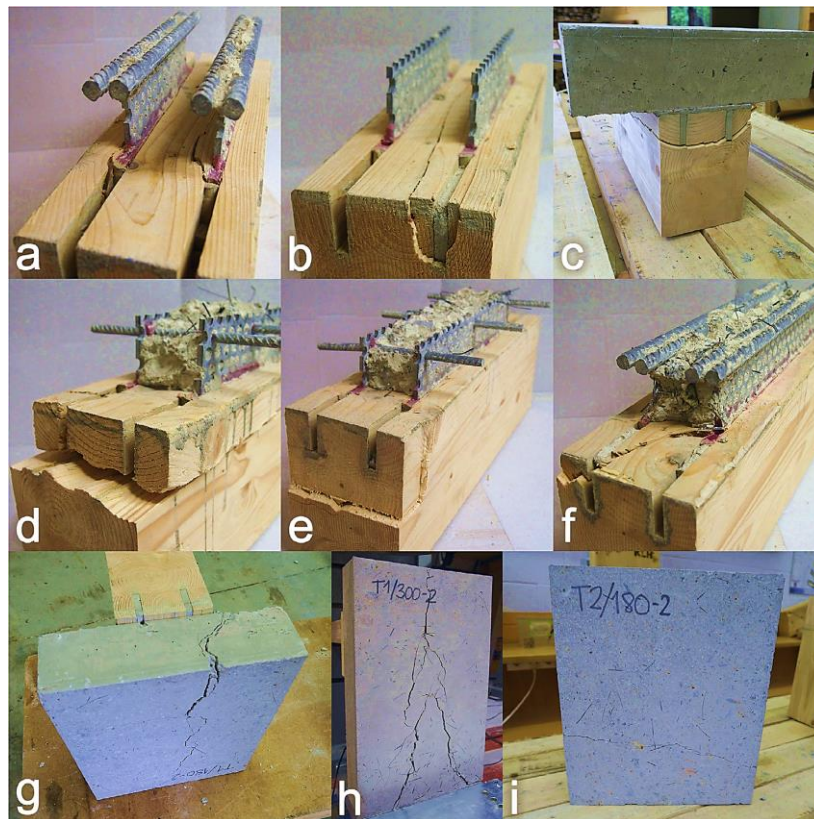


Figure 2.47: Modes de rupture représentatifs. [14].

Fig. 2.47 présente les différents modes de rupture des spécimens après l'essai :

- (a) Rupture par cisaillement dans le bois à la section S1;
- (b) Rupture par cisaillement dans le bois près de la section S1;
- (c, d) Rupture par cisaillement dans le bois à la section S2;
- (e) Rupture par cisaillement dans le bois à une surface parallèle à S2;
- (f) Rupture par cisaillement dans le bois, rupture mixte S1 + S2;
- (g) Fissuration longitudinale du béton. Une fissure presque parallèle à l'une des plaques;
- (h) Fissuration longitudinale du béton. Deux fissures convergentes;
- (i) Fissuration transversale du béton [14].

3.4. Les profilés métalliques en I semi continus (Ling 2022)

Trois types de connexions sous forme de profilés métalliques en I illustrés dans la Fig. 2.48 ont été proposés par Ling et al [36] pour les poutres BBC. Ces connexions sont fixées soit par des tiges collées appelées « GiR » ou par des vis (Fig. 2.49). Des essais de cisaillement ont été effectués pour étudier la performance de ces connexions proposées. Des modèles en éléments finis ont également été effectués et validés.

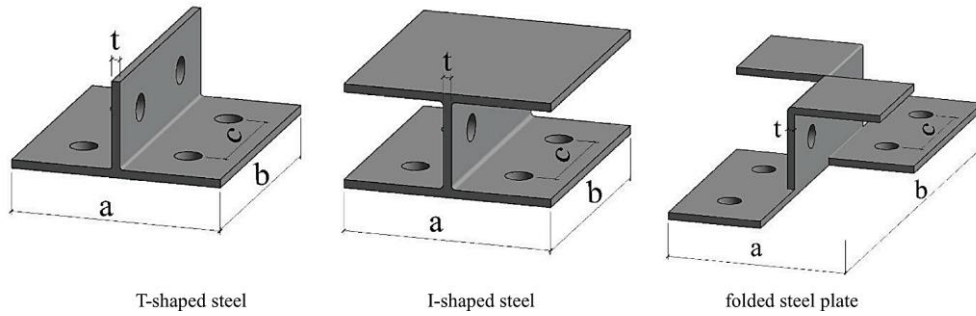


Figure 2.48 : Les Trois types de pièces en acier proposés et testé par Ling et al comme connexions [36].

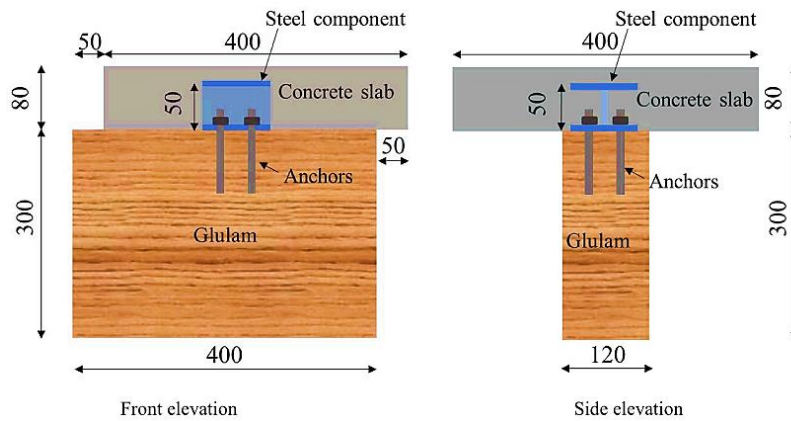


Figure 2.49: Schéma et géométrie des éprouvettes de Push-out Asymétrique (dimensions en mm) établis par Ling 2022 [36]

Sur la base des résultats présentés, les principales conclusions sont résumées comme suit.

Les connecteurs de cisaillement en acier en forme de I avec des GIR (tiges collées) de 16 mm de diamètre ont montré la capacité de cisaillement la plus élevée de 158,9 kN. Avec les mêmes ancrs, la capacité de cisaillement des connecteurs de cisaillement en forme de I était la plus élevée.

Un diamètre plus grand pour l'ancrage a eu moins d'effet sur le groupe d'acier en forme de T, mais était plus évident dans le groupe de plaques d'acier pliées. La capacité de cisaillement fournie par les tiges collées était supérieure à celle des vis avec des types identiques de connecteurs de cisaillement.

Les connecteurs de cisaillement en tôle d'acier pliée avec des tiges collées de 16 mm de diamètre ont fourni le module de glissement le plus élevé, qui était de 39,1 kN/mm.

Avec les mêmes ancrages, le module de glissement des connecteurs en forme de T était similaire à celui des connecteurs en forme de I. Pour les mêmes composants en acier, l'augmentation du module de glissement des assemblages en cisaillement augmentait généralement proportionnellement à l'augmentation du diamètre de l'ancrage et

l'augmentation du module de glissement des assemblages par vis était supérieure à celle des Tiges collées.

En général, la ductilité des connexions de cisaillement ancrées par des vis était significativement plus élevée que celle des mêmes connexions de cisaillement ancrées par des GiR (Tiges collées). Les connecteurs de cisaillement en tôle d'acier pliée avec des vis de 12 mm de diamètre ont montré la ductilité la plus élevée, avec un coefficient de 34,3.

Pour les connecteurs de cisaillement en acier en forme de I et en tôle d'acier pliée avec ancrés GIR (Tiges collées), plus le diamètre de l'ancre est grand, plus la ductilité des connexions est élevée. Alors que les connecteurs de cisaillement en acier en forme de T avec des ancrés GIR (Tiges collées) de 16 mm de diamètre présentaient une ductilité inférieure par rapport aux connexions de cisaillement en acier en forme de T avec des ancrés GIR (Tiges collées) de 12 mm de diamètre.

De plus, les distributions de contraintes et les déformations autour des connecteurs de cisaillement, des ancrages et des trous de bois étaient cohérents avec les phénomènes de rupture observés lors des essais.

L'analyse paramétrique basée sur les modèles EF a indiqué que le diamètre de l'ancrage, la résistance de l'ancrage et le coefficient de frottement entre les ancrages et la paroi du trou dans le bois étaient des paramètres sensibles qui affectaient les performances de cisaillement des connecteurs de cisaillement proposés.

Sur la base des résultats de cette étude, l'acier en forme de I avec un angle supérieur plus étroit a été recommandé pour les connecteurs de cisaillement assemblés. Cela devrait être pris en compte dans la conception des poutres BBC avec des connecteurs de cisaillement assemblés à l'avenir. De plus, le diamètre de l'ancre et l'épaisseur de la plaque d'acier de l'acier en forme de I doivent être conçus raisonnablement pour obtenir de meilleures performances de cisaillement.

Partie 3 : Les connexions entaillées

1. Introduction

L'étude et le développement des connexions pour les structures mixtes en bois béton a fait l'objet de plusieurs recherches. Plusieurs travaux sont focalisés sur des essais expérimentaux, des modèles numériques et sur des formules analytiques concernant les connexions entaillées. Dans cette partie du mémoire l'état de l'art sur ce type de connexion sera présenté.

2. Les connexions entaillées

Les connexions entaillées sont réalisées en remplissant du béton dans les rainures découpées sur le bois. Elles sont considérées l'une des solutions les plus efficaces sur le plan structurel pour connecter la dalle en béton aux poutres en bois [7].

Dans les connexions entaillées, les rainures taillées dans le bois peuvent être isolées, de formes rectangulaires, trapézoïdales, triangulaires ou rondes, ondes à entailles continues, ou encore des micro-entailles, comme le montre la Fig. 2.50 [8]. Des recherches antérieures ont montré que l'entaille rectangulaire est la forme d'entaille la plus simple et la plus efficace [8,38].

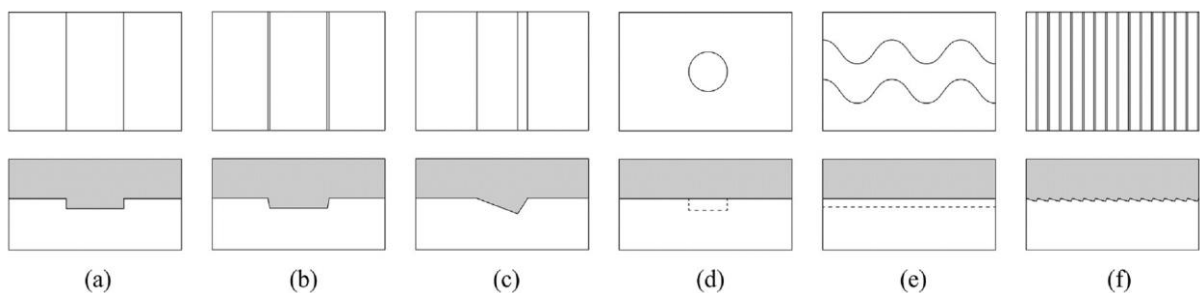


Figure 2.50: Différentes formes d'entailles dans les planchers composites MTPC. (a) Rectangulaire, (b) Trapézoïdale, (c) Triangulaire, (d) Ronde, (e) Courbée et (f) Micro entailles dentelées [8].

Cependant, les connexions entaillées ne sont pas normalisées en raison de diverses formes de rainures et de techniques de renforcement, et les directives de conception sont inadéquates en termes de mesures efficaces pour obtenir des rendements composites élevés dans les planchers mixtes avec connexions entaillées. En plus, aucun critère bien accepté pour la conception des connexions entaillées afin de minimiser le glissement relatif dans les planchers mixtes en panneau pleine (MTPC) n'est encore disponible. Cela entrave le développement et l'application de connexions à entailles dans la pratique [7].

3. Avantages des connexions entaillées

Sur le plan économique, la question de coût des connexions reste un sujet de débat. D'un côté, des études antérieures ont déclaré que le potentiel des connecteurs en matière de

dépenses de matériel et de temps n'est pas exploité [39]. De l'autre côté, d'autres réclament le contraire et que les connexions entaillées réduisent le coût puisque les entailles sont réalisées simplement en perçant ou en découpant des rainures dans le bois [8]. Par contre, l'intensité de main-d'œuvre, la complexité, la constructibilité et le contrôle de la qualité des fixations mécaniques en acier et les adhésifs augmentent le coût total et réduisent la compétitivité des dalles mixtes bois-béton [8].

Par ailleurs, l'utilisation des connexions entaillées renforcées caractérisées par un modèle de rupture contrôlée, permet une prédiction plus précise de la capacité de charge ultime des planchers composites basée sur une analyse élastique linéaire [40]. En plus, les connexions entaillées présentent une rigidité et une capacité de cisaillement considérables [41]. Les résultats des essais de flexion ont montré que les planchers composites CLT-béton avec des connexions entaillées avaient une action composite très élevée [41].

4. Evolution des connexions entaillées

4.1 Les premières connexions entaillées (Brevet de Schaub et Martino)

La première connexion entaillée a été inventée par Schaub, formée par des rainures en bois remplies par le béton. Les surfaces de contact entre le bois et le béton sont dentelées, crénelées, ou trouées pour empêcher le glissement entre le bois et le béton. En plus, des vis ou des barres d'encrages sont insérées à l'intérieur comme un renforcement additionnel [42].

En 2005, Martino a rajouté des éléments en acier de même section pour renforcer les rainures (Fig. 2.51 (b)) [42].

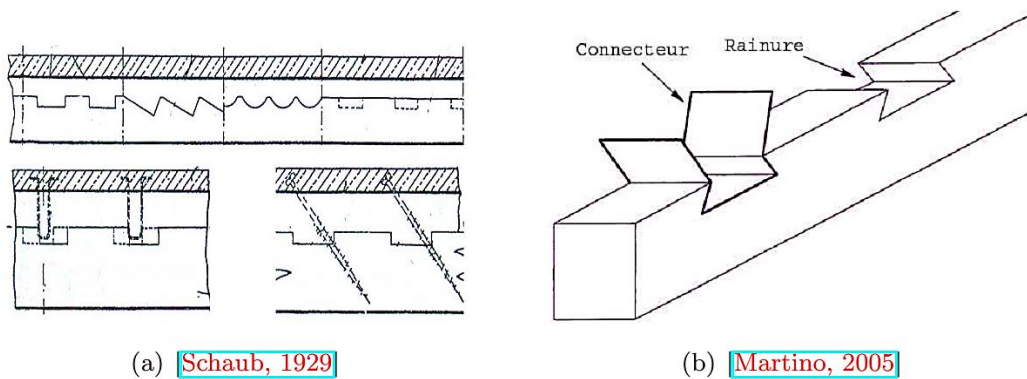


Figure 2.51 : Brevet d'invention de Schaub et de Martino [42].

4.2 Deperraz 1998

Des entailles de sections variables ont été réalisées par Deperraz dans lesquelles différents profils sont convenablement disposés et orientés par rapport au signe de l'effort de cisaillement (Fig. 2.52). Des tiges de renforcement en acier ont été insérées et l'espace entre deux poutres a été rempli par le béton [42].

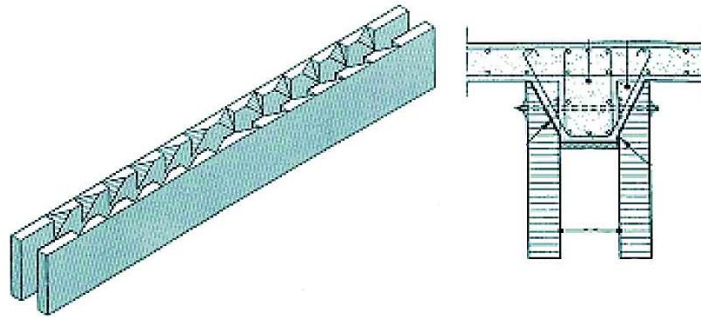


Figure 2.52 : Brevet d'invention de Deperraz [42].

4.3 Les séries des tests de Yeoh 2011

Yeoh et al. ont effectué une large série des tests de push-out sur les connexions entaillées de différentes formes et avec une variété de dimensions coupées des poutres en bois LVL. Les entailles étudiées sont illustrées dans la Fig. 2.53.

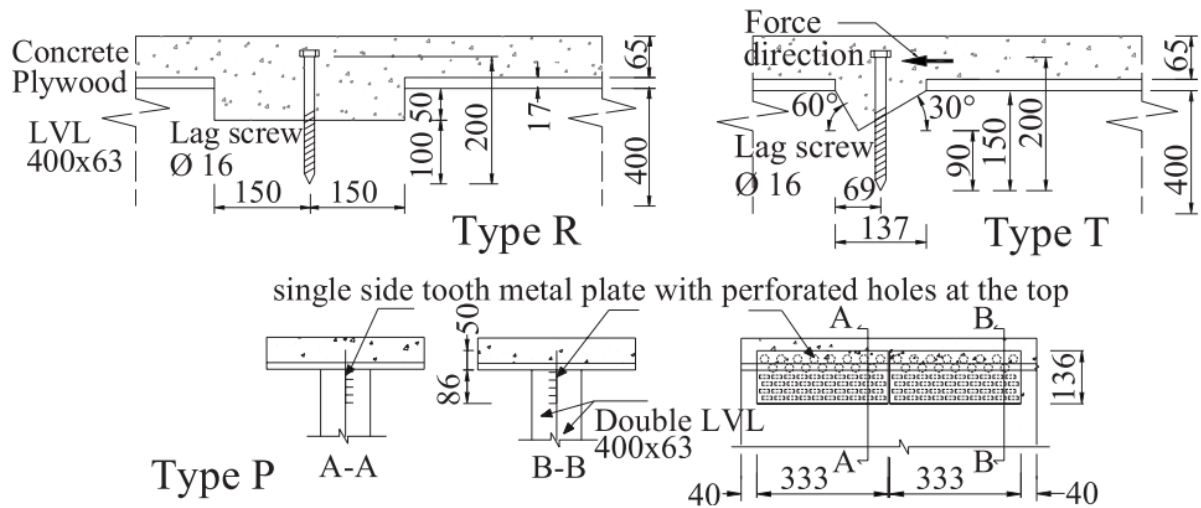


Figure 2.53 : Les trois types de connexions sélectionnées par Yeoh [43].

Les résultats principaux sont organisés dans le Tab. 2.5:

Tableau 2.5 : Valeurs de rigidité et de forces maximales obtenues du test « push-out » établi par Yeoh sur les différentes connexions entaillées [38].

Connection Type (length × depth × width) mm	F_{max} Exp.	kN Anal.	$K_{s,0.4}$ kN/mm	$K_{s,0.6}$ kN/mm	$K_{s,0.8}$ kN/mm	$\Delta 2/\Delta 1$ (%)
A1: Rectangular notch 150×50×63 Coach Screw $\phi 16$	73.0	68.5	80.2	75.4	61.7	35.5
A2: Rectangular notch 50×50×63 Coach Screw $\phi 16$	46.0	49.1	38.2	34.5	27.5	13.3
A3: Rectangular notch 150×25×63 Coach Screw $\phi 16$	71.8		113	102	76.1	26.1
90d-150/25-CS ⁺ (identical to A3)	68.9	-	-	-	-	-
B1: Rectangular notch 150×50×63	48.3	56.7	105	59.3	41.3	73.9
C1: Rectangular notch 150×50×63 Coach Screw $\phi 12$	66.0	66.3	77.9	74.5	62.3	38.8
C2: Rectangular notch 150×50×63 Coach Screw $\phi 16$ depth 140mm	84.2	87.8	211	145	95.5	36.5
D1: Doves tail notch 150×50×63	20.5		51.1	28.1	33.5	37.0
E1: Triangular notch 30°_60° 137×60×63	40.2		101	57.3	37.9	34.1
E2: Triangular notch 30°_60° 137×60×63 Coach Screw $\phi 16$	82.6		123	104	75.4	36.5
B-60d/60-CS ⁺ (identical to E2)	66.48	-	-	-	-	-
F1: Rectangular notch short end 150×50×63 Coach Screw $\phi 16$	74.4		92.7	91.1	73.6	49.0
G1: Rectangular notch LSC 150×50×63 Coach Screw $\phi 16$	68.8		67.0	66.9	56.1	49.3
H1: Rectangular notch 2-LVL 150×50×126 Coach Screw $\phi 16$	128		218	183	119	42.1
H2: Double toothed mp 650 mm	163.9	163	378	276	127	44.0
H3: Double toothed mp 325 mm	81.1	81.7	480	508	53.4	33.3
H4: Double toothed mp 150 mm	47.9	37.7	54.3	38.7	31.2	37.5

⁺ These specimens were tested at UTS.

LSC for Low Shrinkage Concrete

4.4 Les entailles croisées (Kanocz 2015)

Kanocz et al [44] ont effectué des essais de cisaillement symétrique sur des spécimens composites en bois béton. Le spécimen fabriqué (Fig. 2.54) est un cas unique. Sa partie centrale est un bloc en béton tandis que quatre poutres en bois constituent les composantes extérieures, contrairement aux spécimens symétriques usuels destinés à l'essai de push-out. L'objectif de ces essais est de déterminer les paramètres de cisaillement des entailles étudiées.

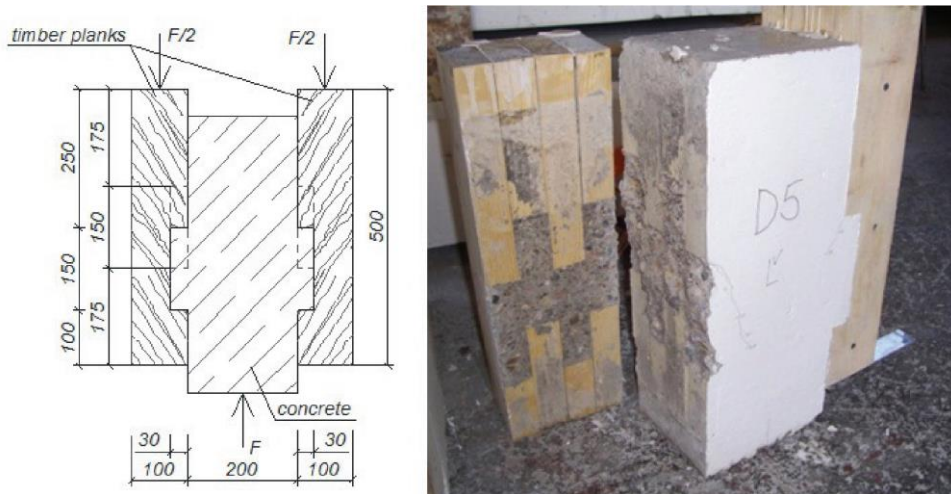


Figure 2.54 : Configuration des tests de Push-out et mode de rupture [44].

Les spécimens étudiés présentent un module de glissement général de 175 KN/mm. Le mode de rupture observé dans la Fig. 2.54 est la rupture par cisaillement de béton.

5. Fonctionnement et les facteurs qui influent sur les connexions entailées

Dans les planchers composites bois-béton équipés avec des connexions entailées, l'effort tranchant est transmis directement par le contact par compression en utilisant les propriétés des matériaux du bois et du béton, ce qui, du fait de sa grande rigidité, réduit considérablement le glissement relatif entre les deux matériaux et présentent un niveau élevé d'action composite [7].

Différentes géométries d'entaille ont été proposées par différents chercheurs, ainsi que différents matériaux de bois. Selon Fragiaco et al. [45], la longueur de l'entaille, la présence d'un tire-fond et sa profondeur de pénétration dans le bois, se sont avérés être les facteurs les plus importants affectant les performances de la connexion [41].

Selon la conception des entailles dans le système composite, le système peut être presque entièrement rigide ou partiellement composite [22,43,46].

L'augmentation de la longueur de l'entaille était une solution efficace pour fournir une résistance et une rigidité élevées aux connexions à entaille, qui sont les paramètres d'un système de connexion efficace [16]. La résistance de connexion est fortement influencée par la longueur de l'entaille. Dans leur étude expérimentale, Yeoh et al ont démontré que l'entaille mesurant 50 mm de longueur, avec une capacité de 46 kN, affichait une résistance d'environ 60 % par rapport à une entaille de 150 mm de longueur, qui elle avait une capacité de 73 kN. [16].

5.1 Le rôle de tire-fond et vis et l'Importance de renforcement

Les connexions entaillées sont caractérisées par l'effet d'emboîtement. En plus, on utilise fréquemment des attaches en acier en tant que renfort additionnel pour prévenir le soulèvement du béton sous l'impact des forces de cisaillement, ainsi que pour empêcher l'ouverture de l'espace résultant du retrait du béton et du séchage du bois. Parmi les connecteurs en acier les plus couramment utilisés et qui sont souvent insérés au milieu de l'entaille sont les tirefonds, les vis, les goujons et les barres d'armature [8,22,24,34,47]. Une autre variante de connecteur mécanique est la connexion par goujon de post-tension (Fig. 2.55), qui permet d'appliquer un couple afin de serrer le béton et le bois une fois que le béton a atteint son durcissement [48].

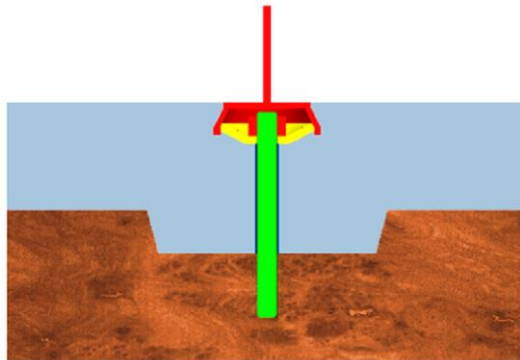


Figure 2.55: technique de serrage proposé par Le Borgne et al [48].

En raison de sa faible rigidité en flexion par rapport à la rigidité d'appui de l'entaille, la vis verticale ne contribue que de manière non pertinente à la transmission de l'effort tranchant entre le bois et le béton. Cependant, la vis a une fonction centrale, car elle prend la force de soulèvement qui se produit en raison de l'excentricité entre la force axiale dans le béton et la force axiale dans le bois, respectivement (Voir Fig. 2.56), évitant ainsi la séparation entre les deux matériaux lors du chargement [41].

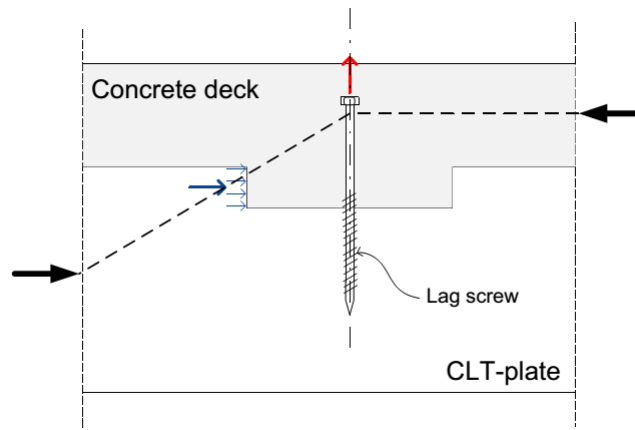


Figure 2.56: Contribution de la vis verticale en empêchant le soulèvement de la dalle en béton [46].

En raison de la faible résistance à la traction du béton et de la concentration des contraintes au coins entaillé, des fissures se développent souvent dans le béton au niveau de la charge de service et peuvent provoquer la rupture fragile par cisaillement des entailles en béton avant que la résistance à la flexion du bois ou du béton ne soit atteinte [40]. Dans cet endroit, l'utilisation de vis inclinées est une option possible pour maximiser le module de glissement de la connexion et, en même temps, maintenir le coût de construction dans des valeurs acceptables [49].

6. Inconvénients et mécanismes de rupture

Le comportement mécanique et les modes de rupture des systèmes mixtes sont fortement affectés par la géométrie des connexions entaillées et les propriétés matérielles du bois et du béton.

L'inquiétude réside dans le fait que, en raison de l'espacement considérable entre les connexions entaillées, les forces de cisaillement supportées par ces connexions engendrent des points de contrainte locaux élevés dans le béton et le bois autour des coins entaillés. En conséquence, le schéma de rupture des connexions sous cisaillement est souvent fragile. En raison de la faible résistance à la traction du béton, des fissures se développent souvent sous le niveau de charge de service autour des coins entaillés du béton. [50]

À mesure que les forces de cisaillement entre les couches augmentent davantage, les modes de rupture potentiels des connexions entaillés peuvent inclure:

- Une rupture par cisaillement du béton provoquée par la propagation de fissures,
- un écrasement local du béton au niveau de la zone portante,
- un écrasement local du bois au niveau de la zone portante,
- et un cisaillement du bois se produisant en amont l'entaille,

Ces modes de rupture sont illustrés dans la Fig. 2.57 [40].

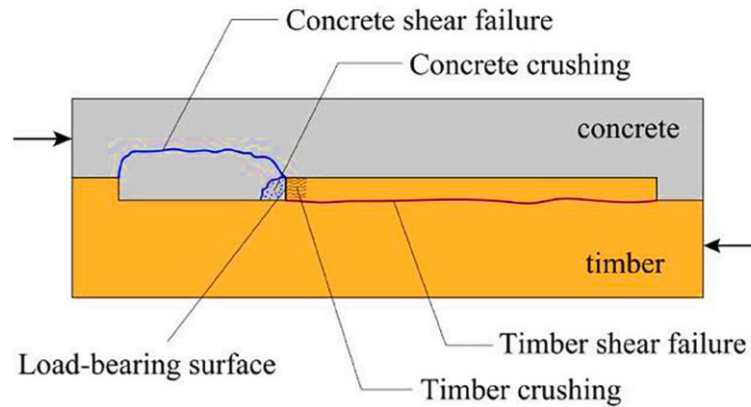


Figure 2.57: Modes de rupture possibles des connexions entaillées [40].

Le schéma de rupture le plus favorable des connexions est la rupture par écrasement du bois qui est ductile en raison du flambage local des fibres de bois. Les autres modes de défaillance sont fragiles et doivent être évités. L'écrasement par compression du béton peut être évité en choisissant une classe de résistance du béton supérieure à celle du bois [50].

La rupture par cisaillement du bois peut être évitée en laissant suffisamment d'espace entre les entailles. Selon le rapport COST Action FP1402/WG 4, la longueur de cisaillement du bois entre les entailles adjacentes doit être au moins huit fois supérieure à la profondeur de l'entaille [51].

La rupture par cisaillement du béton peut cependant se produire avant l'écrasement par compression du bois surtout lorsque l'entaille est profonde et que l'écrasement du bois est difficile à déclencher. La rupture par cisaillement du béton est fragile et la rupture d'une seule connexion peut entraîner une défaillance disproportionnée de l'ensemble du système de plancher. La charge qui provoque la rupture par cisaillement de l'entaille en béton est difficile à prévoir en raison de la distribution complexe des contraintes et du mécanisme de propagation des fissures dans le béton autour des entailles [40].

7. Les techniques de renforcement des connexions entaillées

Pour atténuer l'ouverture de l'espace et l'élargissement des fissures dans le béton ainsi que pour éviter la rupture par cisaillement de l'entaille du béton, des renforcements supplémentaires en acier sont souvent utilisés dans l'entaille. La Fig. 2.58 montre plusieurs techniques de renforcement dans les connexions entaillées précédemment étudiées par les chercheurs.

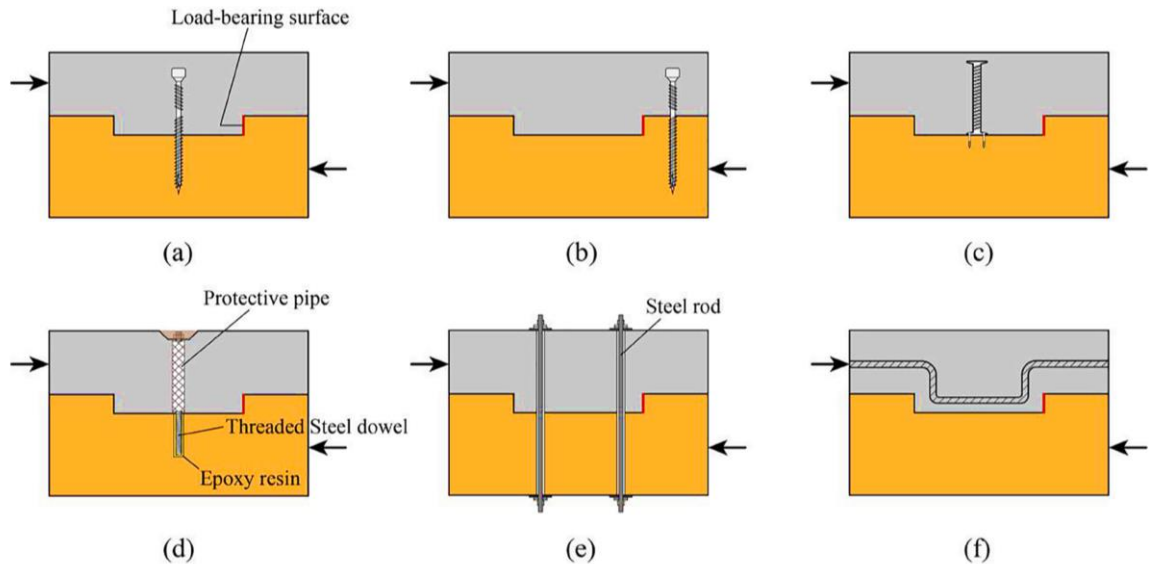


Figure 2.58: Plusieurs techniques de renforcement dans les connexions entaillées (a) Visser l'entaille ; (b) Vissez le bois devant l'entaille; (c) Cheville en acier à double tête ; (d) Cheville post-tensionnée ; (e) tiges d'acier bout à bout ; et (f) Barre d'armature en acier pliée dans l'entaille [40].

La technique de renforcement la plus courante consiste à utiliser des vis verticales, soit des vis autotaraudeuses, soit des tirefonds, dans l'entaille [43,52] ou du bois devant l'entaille [53], comme le montre la Fig. 2.58 (a) et (b).

La Fig. 2.58 (c) montre que la connexion entaillée dans la partie en béton est renforcée par les goujons en acier à double tête [54]. Le bas des goujons en acier peut être fixé au bois à l'aide de vis tandis que le haut de la tête d'acier sert d'ancrage dans le béton. Une autre façon de renforcer les connexions entaillées consiste à utiliser des goujons en acier post-tension [48,55], comme illustré à la Fig. 2.58 (d). Les chevilles sont encastrées dans le bois avec de la colle. Un manchon en plastique autour de la tige de la cheville est encastré dans le béton pour empêcher la fixation du béton à la cheville. Une fois le béton durci, les goujons peuvent être resserrés pour éliminer l'écart formé entre le bois et le béton.

La Fig. 2.58 (e) illustre un concept similaire pour serrer le bois et le béton à l'aide de tiges d'acier bout à bout qui sont installées en perçant des trous dans le bois et le béton durci [54]. Les connexions entaillées peuvent également être renforcées par des barres d'armature en acier comme illustrées à la Fig. 2.58 (f) où la barre d'armature longitudinale en acier dans la couche de béton est pliée dans l'entaille.

D'autres techniques de renforcement des entailles présentées dans les Fig. 2.59 et 2.60 peuvent être trouvées dans Schnell et al [56]. Khelil et al. [57] , Ouch et al.[58].

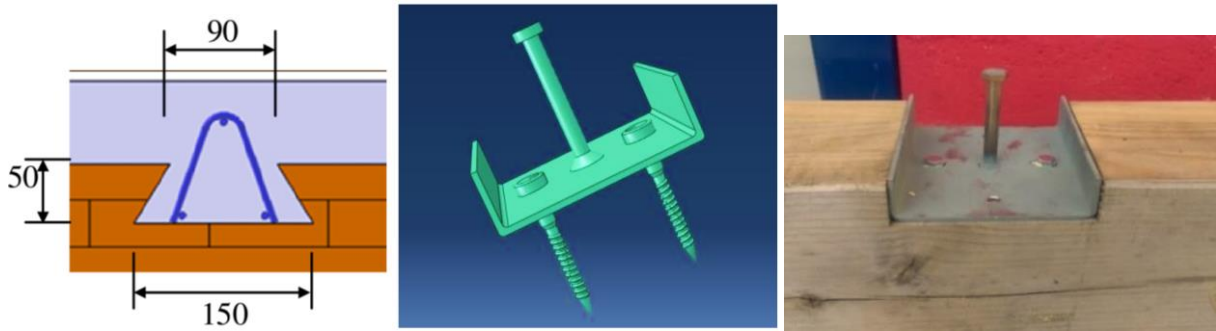


Figure 2.59: Techniques de renforcement des entailles proposées par Ouch et al [58] et par Khelil et al [57].

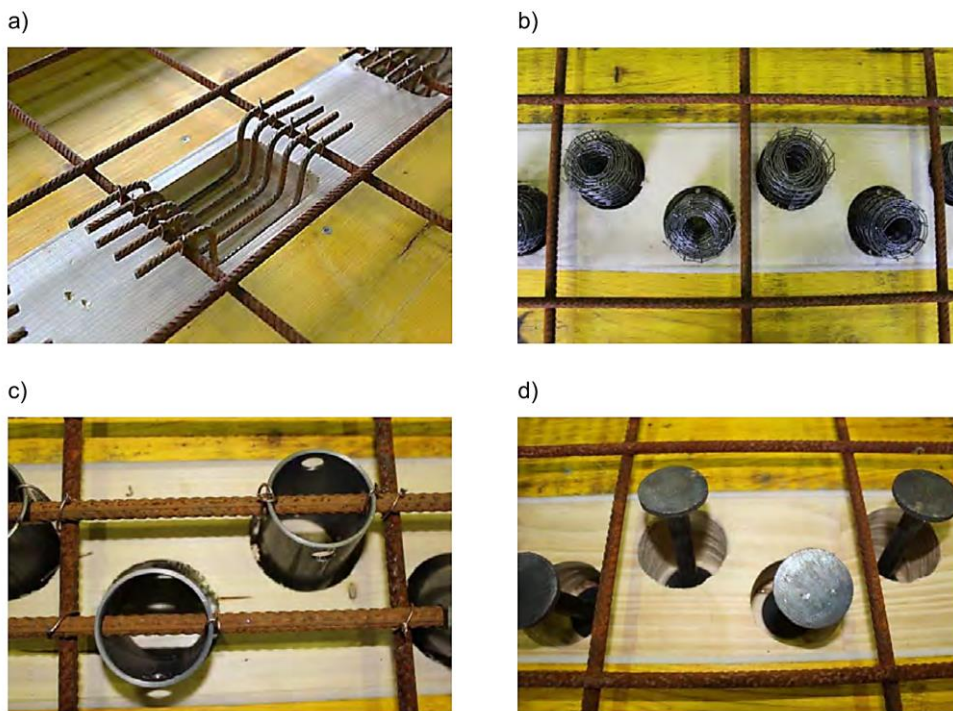


Figure 2.60: Quelques méthodes de renforcement des entailles proposées par Schnell et al [56].

En fonction du nombre et de la taille des fixations en acier utilisées dans les connexions à entaille, les armatures en acier mentionnées ci-dessus peuvent soit améliorer la rigidité et à la ductilité en cas de cisaillement des connexions à entaille soit avoir peu d'impact sur la capacité de cisaillement de connexion, se limitant à établir une liaison physique entre le bois et le béton uniquement dans la direction verticale [50].

Les vis autotaraudeuses sont efficaces pour limiter l'ouverture de l'espace entre le bois et le béton, mais sont moins efficaces pour empêcher le développement de fissures autour des coins encochés dans le béton [50]. En ce qui concerne les goujons en acier à double tête et les barres d'armature en acier pliées, l'ouverture de l'espace entre le bois et le béton n'est pas abordée. La barre d'armature en acier pliée pose également un problème d'ancrage, car la longueur de développement est à peine suffisante dans les entailles souvent peu profondes. Bien que les tiges d'acier de bout en bout soient efficaces pour

limiter l'ouverture de l'espace entre le bois et le béton, elles ne conviennent pas encore pour être utilisées dans la pratique. De même, les goujons post-tendus sont compliqués à installer et n'ont donc pas été largement adoptés. À ce jour, il n'existe pas de technique standard pour renforcer les entailles qui peuvent empêcher à la fois le soulèvement du béton et l'élargissement des fissures. [50]

8. Les micros entailles

Les micro-entailles sont des indentations de l'ordre du millimètre entre le bois et le béton (Fig. 2.61). Les micro-entailles fournissent un transfert de cisaillement continu sans fixations en acier supplémentaires telles que des vis ou des chevilles [39].

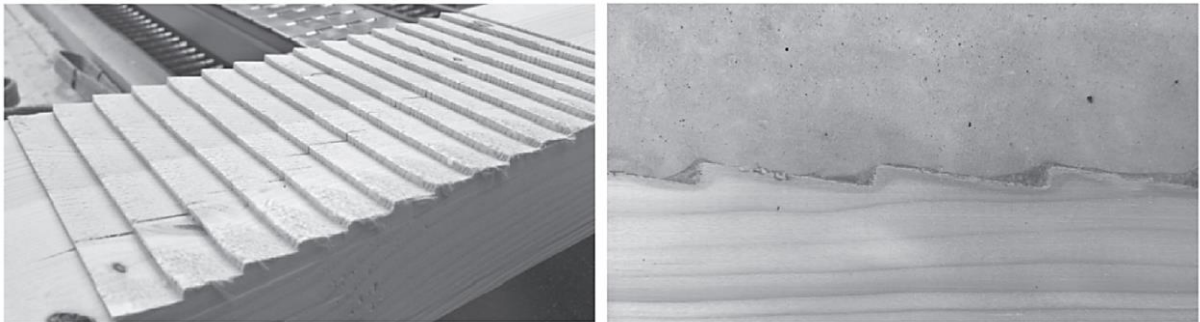


Figure 2.61: Les micros entailles [39].

Les micro-entailles présentées par Muller et al [39] sont une alternative valable par rapport aux entailles conventionnelles, aux plaques métalliques ou aux adhésifs pour les planchers TCC.

Les résultats de quelques investigations montrent que les micro-entailles présentent une action composite approximativement rigide entre le bois et le béton et une résistance au cisaillement suffisante pour une utilisation dans les immeubles de bureaux et résidentiels [39].

Partie 4 : Etude des poutres et planchers mixtes en bois-béton.

Plusieurs recherches basées sur les essais de flexion à quatre points sont établies. Une récapitulation sur ces essais est résumée dans le Tab. 2.6. Une autre récapitulation numérique des résultats majeurs est organisée dans le Tab. 2.7. Les travaux innovants et jugés intéressants sont brièvement expliqués dans des sous-paragraphes indépendants par la suite.

1. Synthèse sur les essais d'effondrement des poutres

Tableau 2.6 : Récapitulatif sur l'état de l'art : les essais sur les poutres composites bois/béton [38].

Références	Description du test	Remarques
Grantham et al, 2004	Plancher en bois existant dans un bâtiment de plate-forme à plusieurs étages à ossature légère et à échelle réelle converti en un plancher en BBC utilisant des connecteurs SFS	Essai à long terme de 34 jours sous une charge vive de 2,5 kN / m ² avec une limite de flèche de portée / 333 respectée et un effondrement de la structure à 11,9 fois la charge imposée.
Persaud and Symons, 2005	Poutre en T de 7,3 m de largeur et 2 m de largeur construite en bois lamellé-collé de 160 × 405 mm avec 10 connecteurs à tire-fond verticaux testés en flexion à 3 points. La charge d'effondrement était de 173 kN avec une flèche à mi-portée de 74,9 mm et un glissement maximal aux extrémités de 5,7 mm.	Le système composite était plus de trois fois plus rigide et presque deux fois plus résistant que celui sans action composite. Les résultats expérimentaux ont été comparés à 3 méthodes de prédiction différentes : solution élastique rigoureuse, méthode gamma et méthode élasto-plastique. La méthode Gamma surestime le résultat expérimental ultime. La force de 20 % tandis que la méthode élasto-plastique a montré l'estimation la plus proche.
Clouston et al, 2005	Plancher mixte en en lamellé-collé - béton, de 10 m de long, 960 mm de large et 340 mm de profondeur, avec 3 rangées de treillis en acier continu le long de la travée, chacune de 1 m de long testées en flexion à 4 points. La rupture ultime s'est produite à 291 kN avec une flèche maximale de plus de 80 mm.	Une action composite presque complète du système a été rapportée dans la conclusion avec une rigidité à la flexion efficace de 97 % par rapport à celle d'un système composite complet. En utilisant la méthode gamma, la charge de rupture a été estimée à 312 kN, contre 315 kN pour une action composite complète, ce qui représente seulement 1 % de moins.
Ceccotti et al, 2006	Double travée de 6 m, largeur 1,5 m, construite à partir de deux poutres en T en lamellé collé de 125 × 500 mm, avec 18 barres d'armature ondulées collées sur chaque poutre avec de la résine époxy. La poutre a été chargée et déchargée deux fois avant l'essai d'effondrement par flexion en 4 points après une surveillance à long terme de 5 ans. La charge d'effondrement était de 2P =	La poutre s'est effondrée à 2,44 fois la charge de service nominale en raison d'une rupture de tension dans le bois à comportement très rigide. Une efficacité composite de 87 à 93 % a été rapportée. Aucune plastification significative du système de connexion n'a été signalée. Les résultats expérimentaux ont été comparés à des solutions analytiques utilisant la méthode gamma avec une rigidité sécante de connexion de $K_{0,4}$, $K_{0,6}$ et $K_{0,8}$ correspondant aux niveaux de service, ultime et d'effondrement, obtenues respectivement à partir du

	500 kN avec respectivement une flèche maximale et un glissement d'extrémité de 33,2 mm et 2,47 mm.	test de Push-out. La charge d'effondrement était mieux approché en utilisant $K_{0,8}$.
Gutkowski et al, 2008	Des poutres multiples en bois et en béton, reliées par des détails d'ancrage de cisaillement à entaille / clé, chacune ayant une portée libre de 3,51 m, ont été testées pour s'effondrer sous une flexion en 4 points.	L'efficacité composite rapportée variait de 54,9 à 77 %. Les ruptures étaient caractérisées par une traction en flexion dans le bois. Une mauvaise construction des connexions à entaille a entraîné une faible performance du système.
Lukaszewska et al, 2009a	Cinq planchers BBC en sections en T de 4,8 m d'envergure avec dalle en béton de 1600 × 60 mm et solives en lamellé-collé de 90 × 270 mm ont été testés jusqu'à rupture en flexion en 4 points. La dalle de béton des échantillons était préfabriquée hors site avec des connecteurs montés. Trois spécimens avaient des tire-fonds entourés de tuyaux en acier, tandis que deux spécimens avaient des plaques de métal clouées aux solives de bois lamellé-collé	Action composite de seulement 60% et 30% réalisée dans les poutres avec tire-fonds et plaques métalliques, respectivement. L'utilisation d'une connexion entaillée avec le tuyau en acier et le tire-fond est une solution possible suggérée par les auteurs pour améliorer l'efficacité de la connexion.
Yeoh et al, 2009b, 2010 Chapter 5	11 Des poutres en T composites en béton LVL avec une portée de 8 et 10 m, des largeurs de 600 et 1200 mm, ainsi que des connexions à vis à tête cylindrique et à tôle dentée ont été testées jusqu'à rupture en flexion à 4 points. Du béton à faible retrait et normal a été utilisé	6 poutres étaient bien conçues et 5 poutres étaient sous-conçues pour la charge permanente non structurelle visée de 1 kN / m ² et la charge imposée de 3 kN / m ² . Une action composite de 87,6 à 99,23% au SLS a été réalisée. Les poutres bien conçues et sous-conçues se sont effondrées dans une plage de 2,29-2,91 et 1,17-2,31 fois la charge de calcul ultime, respectivement.

2. Les vis SFS incliné à 45° (Van der Linden 1999)

Van der Linden [59] a testé trois types de connecteurs : des vis SFS en paires à 45° avec un panneau de particules d'épaisseur variable (0, 19 et 28mm), des plaques en acier clouées et pliées à un angle de 90° et des barres d'armatures avec entailles remplies de béton comme montre la Fig. 2.62.

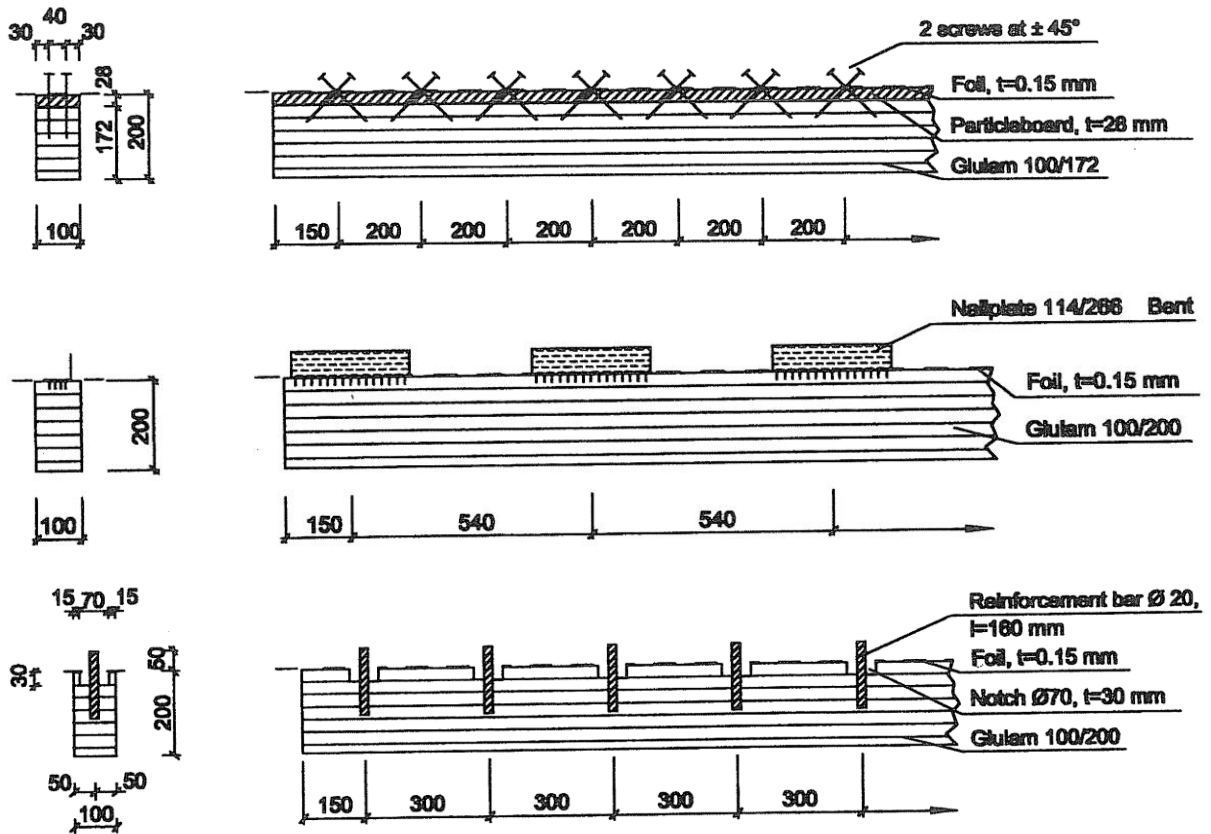


Figure 2.62 : Les trois types de connexions testées par Van der Linden [59].

Selon ses résultats, tous les types de connecteurs respectaient les critères aux états limites de service (ELS) et ultime (ELU). La résistance des poutres atteinte lors de l'essai en flexion à quatre points avec les vis SFS était de 19 kN et la flèche à mi-portée était de 100 mm [59].

3. Les poutres mixtes avec le système HBV

Un système de plaques de bois à grande échelle a été fabriqué et testé pour étudier les performances en flexion statique.

Comme le montre la Fig. 2.63, la poutre mixte était constituée des poutres en bois lamellé-collé massif de 10 m de long et d'une section qui mesure 220 de hauteur et 960 mm de largeur, d'une dalle de béton de 120*960 mm et de trois rangées de connecteurs HBV de cisaillement en section transversale.

Les connecteurs HBV étaient constitués du même matériau de treillis en acier que celui testé lors de l'essai de « Puhs-out ».

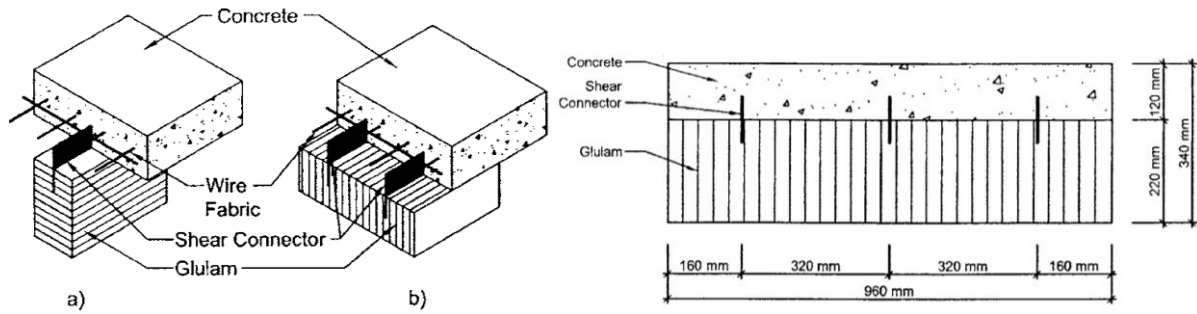


Figure 2.63 : Composants des poutres mixtes bois-béton présentés par CLOUSTON : (a) Poutre en section T, (b) Poutre en plein section [33].

Les schémas de la poutre testée sont présentés dans la Fig. 2.64.

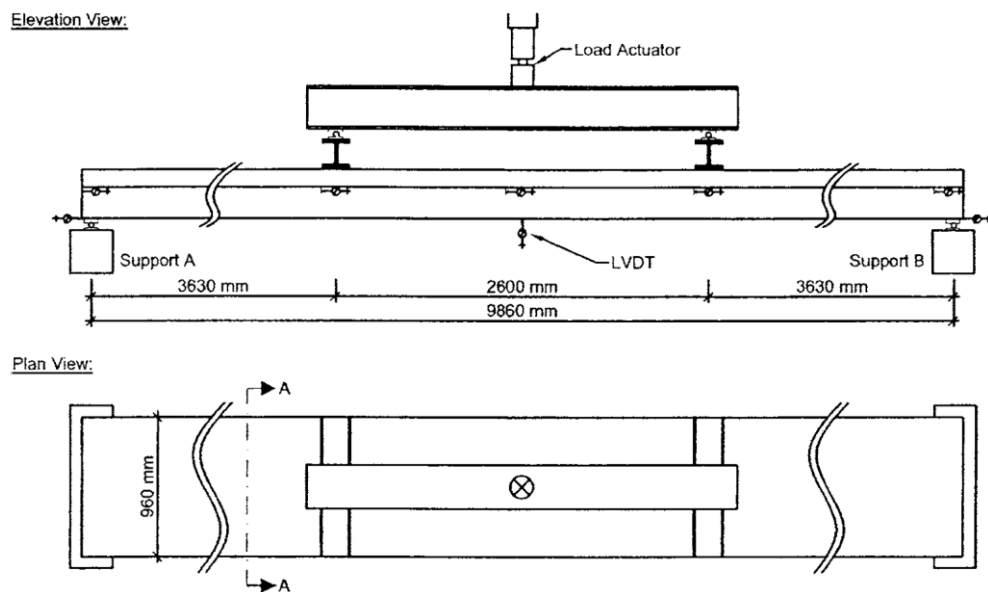


Figure 2.64 : Essai de flexion à quatre points établie par Clouston et al.[33]

La courbe charge-déplacement à mi- portée de la poutre est représentée dans Fig. 2.65.

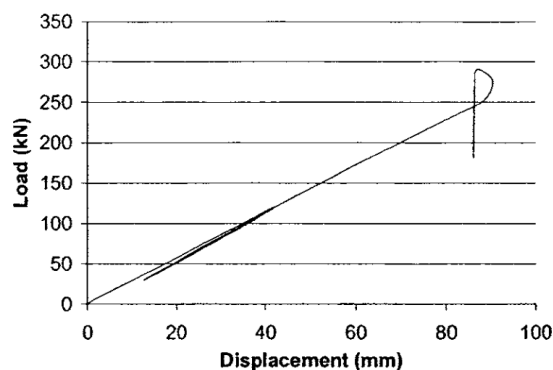


Figure 2.65 : Courbe Force-flèche de la poutre mixte testée par Clouston et al [33].

A partir de la courbe de la Fig. 2.65, deux aspects sont remarquables:

Le premier : la courbe est atypique montrant un déplacement décroissant en cas de rupture et le deuxième : la courbe ne montre pas le même niveau de déformation plastique, c'est-à-dire un plateau sur la courbe charge-déplacement.

Ainsi, et malheureusement, la courbe charge/déplacement à mi-portée n'a pas capturé la réponse plastique de la poutre.

Aux charges maximales, les seuls signes externes visibles de rupture des poutres étaient des fissures par glissement dans le béton près de l'interface entre le bois et le béton entre le support d'extrémité gauche et le point de charge voisin.

Il a été déterminé qu'au début de la limite d'élasticité, à environ 250 kN, une rangée de connecteurs de cisaillement près du support d'extrémité gauche a commencé à se rompre avant les autres, comme en témoignent les degrés progressifs de déformation de l'acier et de rupture après enquête), conduisant à une déformation hors plan.

Des capteurs mesurant le déplacement horizontal ont montré une ductilité élevée, comme lors des essais de cisaillement. De plus, lors de l'inspection des connecteurs, une déformation et une rupture ultime, comme lors des tests d'expulsion, étaient apparentes. La défaillance de l'adhésif n'était visible à aucun endroit.

4. Les poutres en T avec connexion entaillées (Yeoh 2011)

Onze poutres BBC (Fig. 2.66) ont été conçues pour des portées de 8 et 10 m, construites et testées jusqu'à l'effondrement sous un chargement de flexion en 4 points, illustré à la Fig. 2.67. L'ensemble des poutres est composé d'une poutrelle bois LVL de largeur 63 mm et de hauteur 400 mm, surmontée d'une dalle béton de 65 mm d'épaisseur et de 600 mm de largeur, séparée par un contreplaqué OSB comme coffrage perdu.

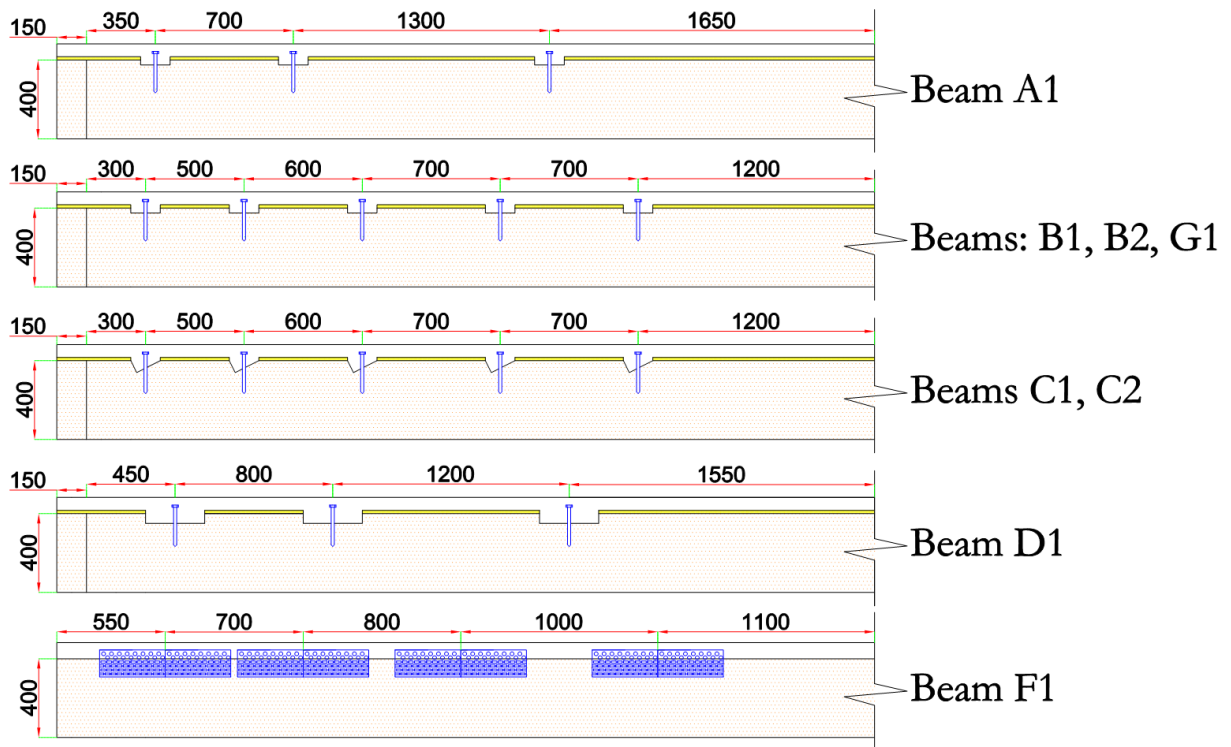


Figure 2.66 : Les poutres BBC testées par Yeoh et al [43] (dimensions en mm).

Les poutres A1, B2, C1, E1, F1 et G1 sont testées jusqu'au point d'effondrement alors que les poutres B1, C2 et D1 n'ont pas été testées en destruction complète.

La poutre G1 était une poutre de référence et les connexions des plaques métalliques installées dans la poutre F1 nécessitent une section complète. Par conséquent, ces deux poutres sont construites avec une double solive LVL et une semelle en béton de 1200 mm de large, tandis que les autres ont été construites avec une géométrie de section réduite constituée d'une seule solive LVL de 63 mm de largeur et d'une semelle en béton de 600 mm de large [43].

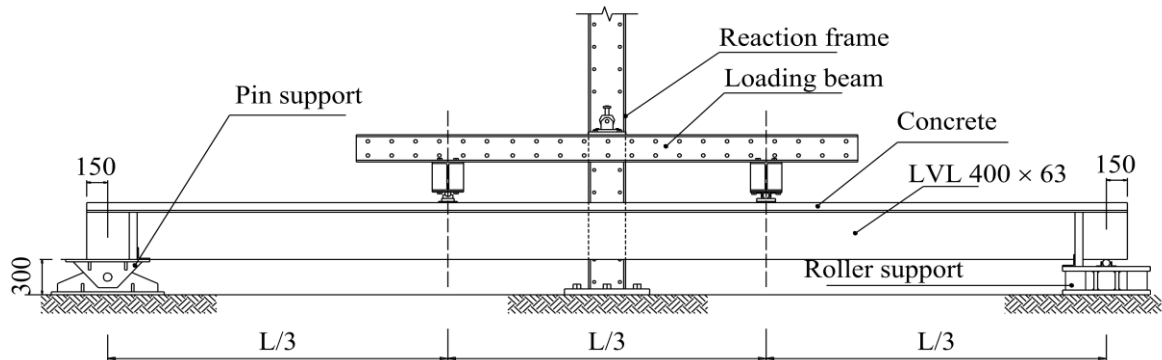


Figure 2.67 : Schéma de l'essai de flexion à quatre points établie par Yeoh et al.[43].

Les courbes forces-flèches de ces tests sont illustrés dans La Fig. 2.68 et 2.69 respectivement.

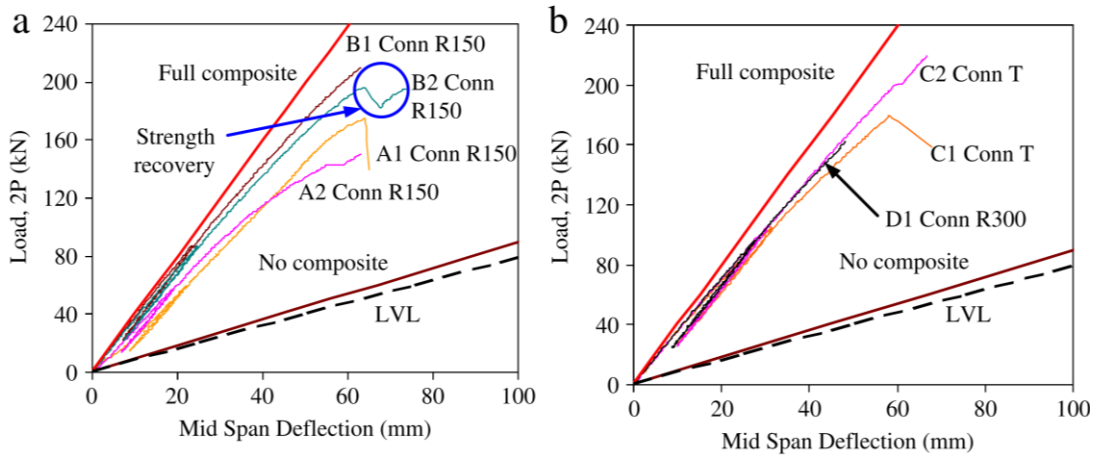


Figure 2.68 : Les courbes (force-flèche) des tests de flexion à 4 points sur les poutres mixtes avec section réduite réalisés par Yeoh et al.[43].

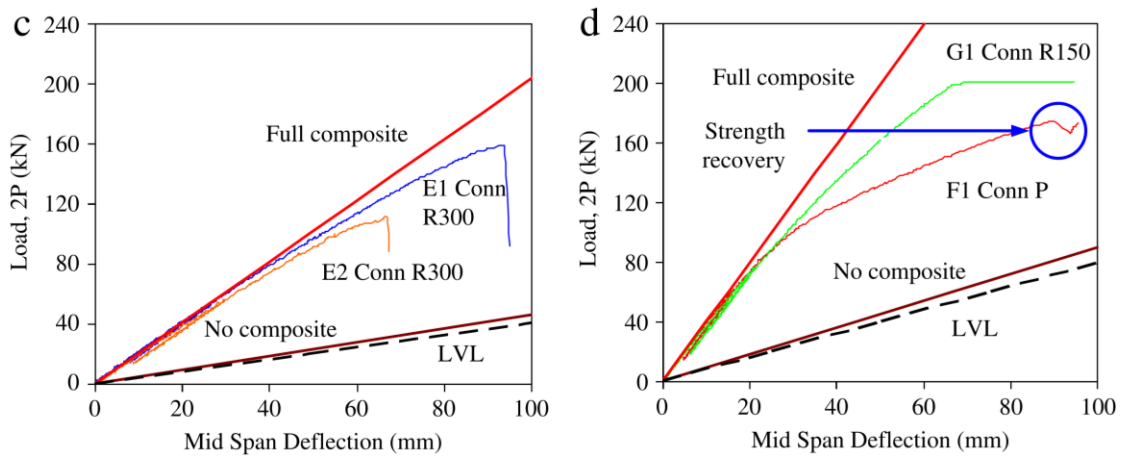


Figure 2.69 : Les courbes (force-flèche) des tests de flexion à 4 points sur les poutres mixtes avec section complète réalisés par Yeoh et al.[43].

5. Configuration des connecteurs (Bao 2022)

Bao et al [30] ont examiné les performances structurales des planchers composites CLT-béton avec des connecteurs à vis autotaraudeuses inclinés à l'aide des essais de flexion à quatre points. Les planchers étudiés sont illustrées dans La Fig. 2.70.

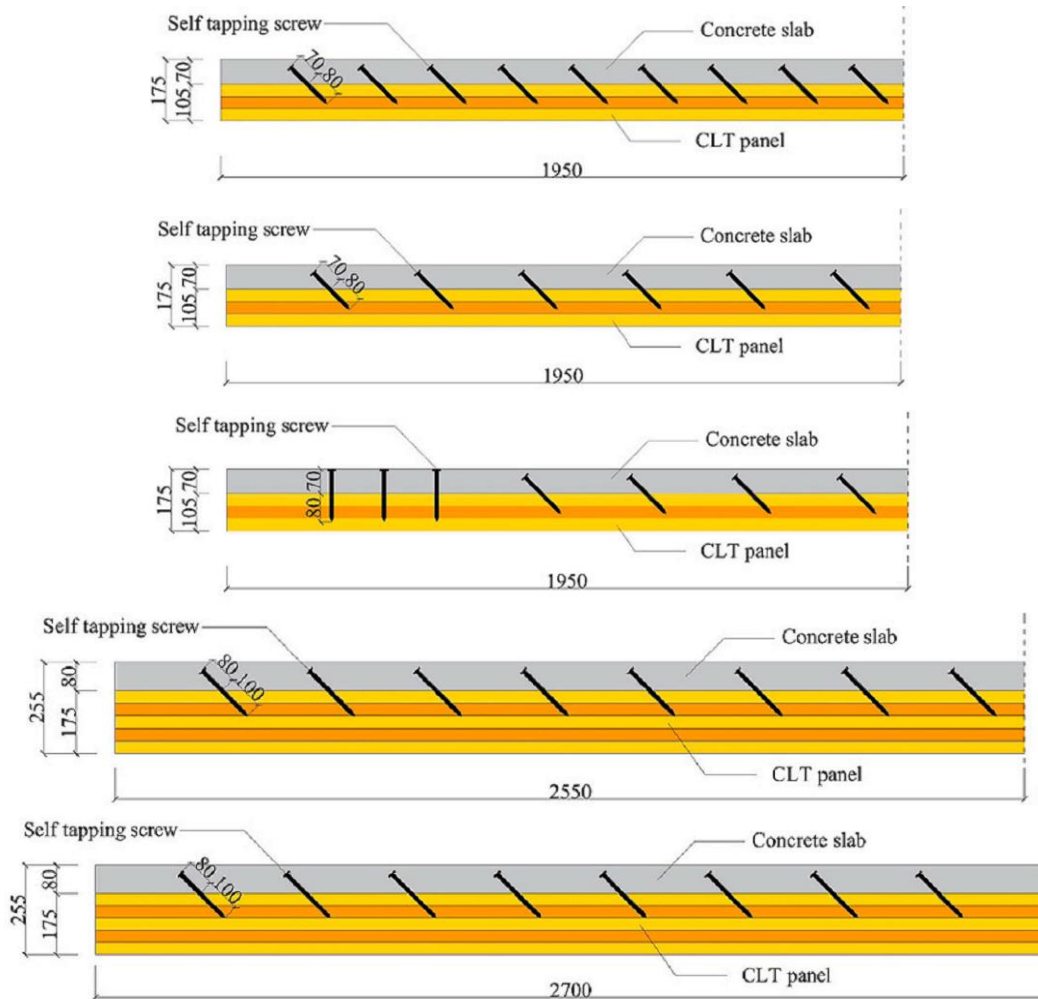


Figure 2.70 : Les poutres mixtes Bois CLT-béton avec différent configuration des connexions conçu et testé par Bao et al. [30]

Les principales conclusions sont résumées comme suit:

L'augmentation de la profondeur d'encastrement des vis dans le CLT pourrait améliorer considérablement les performances de cisaillement des connecteurs.

Les vis inclinées avaient une capacité de cisaillement et une rigidité plus élevées, tandis que les vis verticales obtenaient une meilleure ductilité.

Tous les spécimens présentaient une excellente performance en flexion et l'augmentation de la hauteur de la section transversale des spécimens augmentait considérablement leur capacité de flexion.

La réduction de l'espacement entre les connecteurs a augmenté la rigidité en flexion, bien qu'elle ait rendu le plancher plus fragile. La performance en flexion des spécimens a été améliorée de manière significative.

6. Utilisation de la technique de précontrainte pour améliorer la performance mécanique des poutres mixtes en bois-béton

SHI et Al [60] ont réalisé un programme expérimental sur des poutres BBC non précontraintes et précontraintes (Fig. 2.71 et Fig. 2.72) pour étudier leurs comportements en flexion, y compris la capacité portante en flexion, la rigidité flexionnelle, la répartition des contraintes et le glissement relatif à l'interface. L'influence de la performance mécanique des connexions sur la des poutres TCC a également été étudiée.

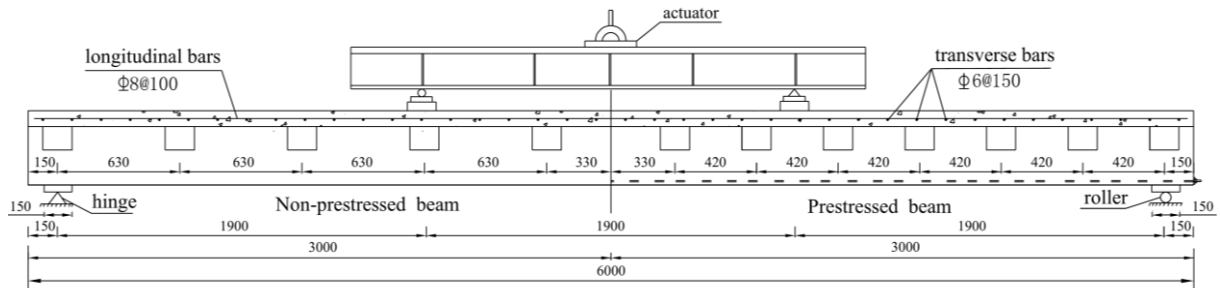


Figure 2.71: Vue longitudinale des poutres testées : à gauche: Poutre non précontrainte, à droite : Poutre précontrainte [60].



(a) Applying prestress using the tensile jack



(b) The force transducer at the tendon ends

Figure 2.72: Application de la précontrainte sur les poutres TCC [60]

Les méthodes analytiques de calcul de la rigidité en flexion et de la capacité portante (basées sur la méthode γ) ont été proposées et vérifiées pour démontrer une précision acceptable par rapport aux résultats expérimentaux.

Les principaux résultats basés sur des analyses expérimentales et analytiques sont résumés comme suit :

Les systèmes BBC avec des connexions composées de plaques d'acier et de vis présentent une rigidité en flexion et une capacité portante suffisantes.

L'application d'une couche de caoutchouc sur la connexion de cisaillement TCC améliore la ductilité et la capacité portante en flexion des systèmes TCC. Cependant, avec une

augmentation de la couche de caoutchouc, les modules de glissement des assemblages en cisaillement et la rigidité flexionnelle des poutres mixtes seraient affaiblis.

Sur la base des analyses analytiques, le câble de précontrainte augmente la rigidité en flexion effective des poutres BBC d'environ 10 %. L'application de précontraintes de 100 kN peut améliorer la capacité de flexion ultime des poutres TCC jusqu'à 110 %.

L'application de connexions de cisaillement fabriquées aux poutres mixtes bois-béton est vérifiée comme étant faisable dans la fabrication, l'assemblage et la construction. Ces types de connexions offrent également des propriétés structurelles supérieures pour les systèmes BBC.

7. Les poutres BBC préfabriquées (Lukaszewska 2011)

LUKASZEWSKA et al [35] ont présenté un nouveau système composite où la dalle de béton est préfabriquée hors site avec des connecteurs déjà intégrés puis connectés aux solives en bois sur site. Une partie de ses études consiste à étudier des planchers mixtes en flexion utilisant plusieurs types de connexion. Les planchers préfabriqués sont constitués de trois poutres en bois lamellé collé de 90 de largeur chacune et de 270 mm d'hauteur, espacés de 600 mm et reliées avec une dalle généralisée qui mesure 1600 mm de largeur et 60 mm d'épaisseur.

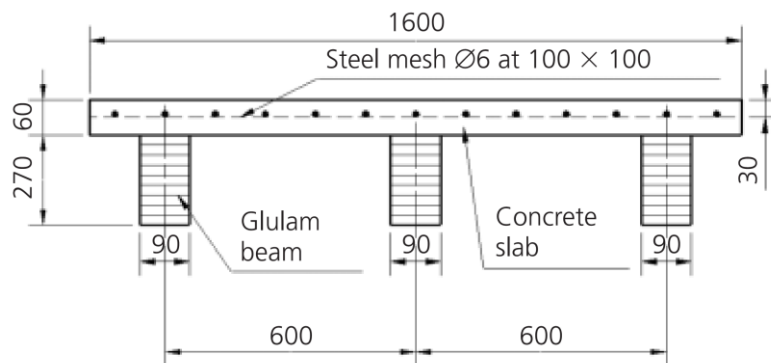


Figure 2.73 :Section transversale des poutres mixtes préfabriquées testées par LUKASZEWSKA (dimensions en mm) [35].

Les résultats de l'essai de flexion sont récapitulés dans le Tab. 2.7.

Tableau 2.7: Résultats des essais des poutres testées [35].

Test		Experimental		Numerical analysis		Error [%]		Efficiencias [%]	
		P _{max} [kN]	Max deflection [mm]	P _{max} [kN]	Max deflection [mm]	P _{max}	Deflection	SLS	ULS
Specimen 1	SP+N	235.19	58.64	246.0 (7)	63.36	4.4	7.4	31 (8)	26 (7)
Specimen 5		156.11	37.57					-	-
Specimen 2	SST+S 250mm	179.13	31.35	318.0 (3)	55.61	3.1	1.9	-	-
Specimen 4		308.17	54.53					57 (6)	56 (5)
Specimen 3	SST+S 500mm	295.85	60.93	270.0 (6)	60.15	-9.6	-1.3	40 (7)	47 (6)
Specimen GDF 250mm		-	-	378.0 (1)	42.92	-	-	98 (1)	96 (1)
Specimen GDF 500mm		-	-	300 (4)	53.75	-	-	92 (4)	86 (3)
Specimen GSP		-	-	282 (5)	53.50	-	-	96 (2)	96 (1)
Specimen SNP		-	-	270 (6)	59.40	-	-	84 (5)	73 (4)
Specimen ST+S+N		-	-	372 (2)	44.38	-	-	95 (3)	94 (2)

La charge de rupture la plus élevée ($2P_c = 308,2$ kN) a été obtenue pour l'échantillon 4 avec des connecteurs de type SST+S espacés de 250 mm, avec une déflexion correspondante à mi- portée de 54,5 mm.

Le système s'est comporté de manière linéaire jusqu'à environ 200 kN, au-delà duquel une légère non-linéarité a été détectée, jusqu'à la défaillance du système. L'effondrement de la solive extérieure, qui s'est rompu avant les deux autres, s'est produit en raison d'une rupture de tension de la solive en bois lamellé-collé dans la région où se trouvaient les joints à entures multiples, entre les connecteurs nos 9 et 10.

La solive intérieure s'est par la suite rompue de manière section présentant un défaut évident (un nœud), entre les connecteurs 12 et 13, au point de chargement.

La poutre composite ne présentait qu'une légère déflexion plastique due à la plastification des vis, malgré la ductilité observée de ce type de connecteur lors d'essais de cisaillement antérieurs.

8. Les connexions transversales (Sa'Ribeiro 2014)

Sa'Ribeiro et al [61] ont étudié des poutres composées d'une couche inférieure des poutres en bois décalées et d'une couche supérieure de béton. Les poutres en bois sont clouées latéralement pour former une poutre large, et des connecteurs de barres d'armature horizontales sont installés avant que le béton soit coulé (Fig. 2.74).

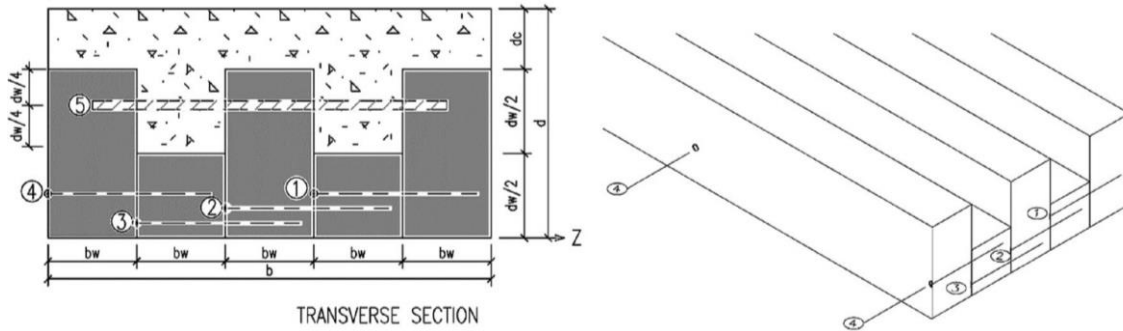


Figure 2.74 : Principe de connecteur horizontal de connecteurs pour les ensembles 1 et 2 [61].

Deux ensembles de poutres stratifiées en bois-béton avec des connecteurs de barres d'armature horizontales (6 et 8) ont été testés en flexion. Les résultats de ces deux séries sont présentés dans La Fig. 2.75 suivante :

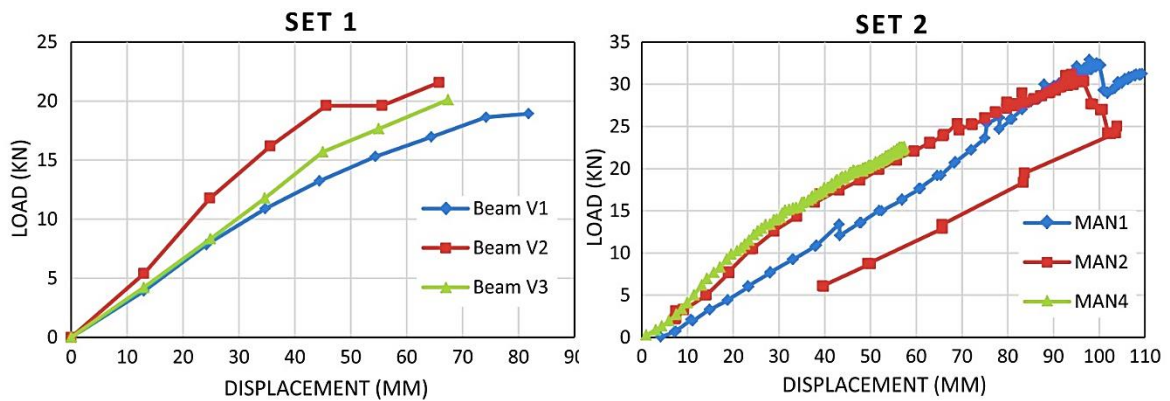


Figure 2.75: Les courbes force-flèche des poutres mixtes avec des connecteurs transversales [61].

Les premiers résultats révèlent une efficacité composite moyenne pour les poutres testées. La nouvelle disposition des connecteurs horizontaux a ajouté une efficacité composite plus élevée pour les poutres testées. Les poutres de set (1) présente une capacité moyenne de 20 kN tandis que les poutres du set (2) ont une capacité de 28.88 kN. Les tabliers composites bois-béton (Fig. 2.76) peuvent répondre à une forte demande de passages piétonniers, ainsi que de dalles résidentielles et commerciales [61].

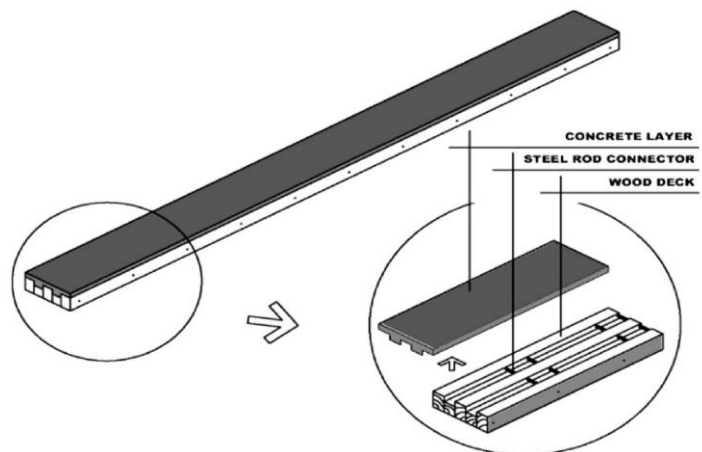


Figure 2.76 : Poutre mixte Bois-Béton avec des connexions horizontales [61].

9. Les vis SFS-VB contre des entailles triangulaires (Khorsadnia 2012)

Khorsandnia et al [26] ont effectué des essais de flexion de quatre points sur des poutres BBC à grande échelle (Fig. 2.77) et au niveau de la charge de service.

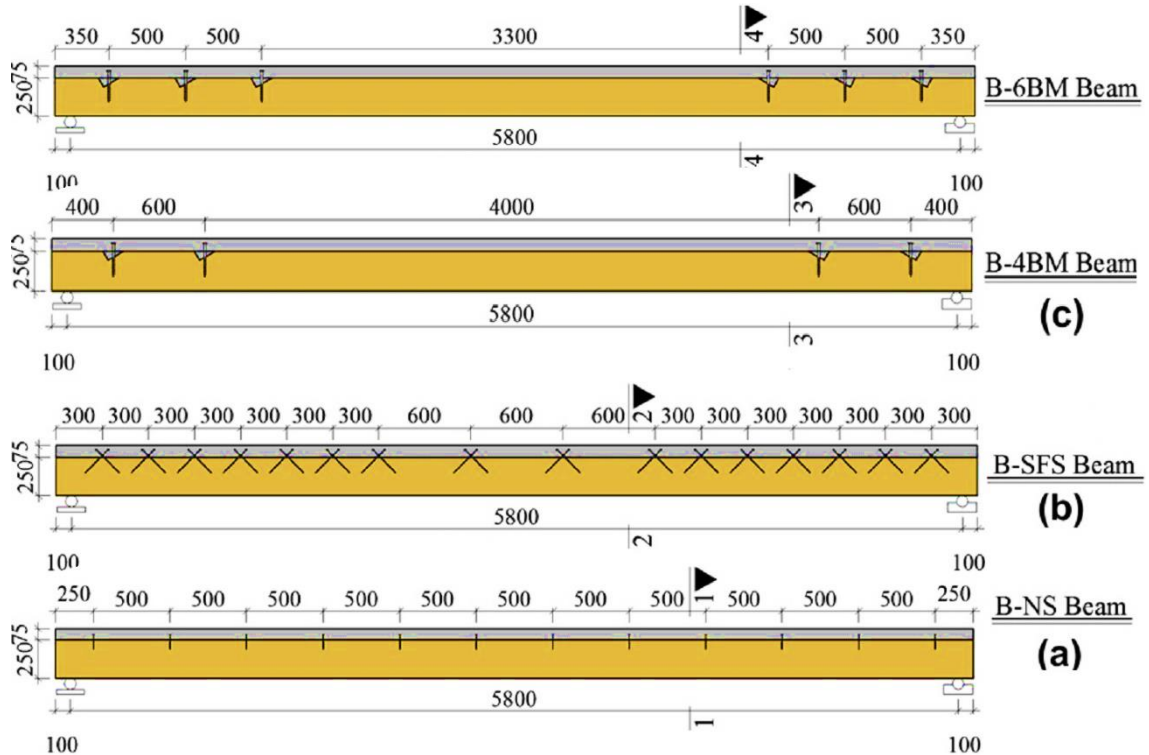


Figure 2.77 : Détail des poutres mixtes avec différents connecteurs : (a) NS (b) SFS (c) BM [26].

Les caractéristiques flexionnelles de poutres testées sont calculées et citées dans le Tab. 2.8.

Tableau 2.8 : Comportement chargement-flèche des poutres mixtes testées [26].

Beam	Load (kN)	Dis. (mm)	K_{TCC} (N/mm)
B-NS	8.14	10.04	810.8
B-SFS	13.53	10.06	1344.9
B-4BM	12.14	10.03	1210.4
B-6BM	12.82	10.04	1276.9

À partir des essais, les conclusions suivantes peuvent être tirées :

Les réponses charge-déformation sous des charges ELS peuvent être approximées comme un comportement linéaire. Par conséquent, les matériaux et la connexion sont dans la plage élastique.

La poutre avec 12 connexions vissées normales (NS) a la rigidité la plus faible tandis que la poutre avec 16 connexions SFS a la rigidité la plus élevée. En conséquence, La poutre B-SFS devraient avoir de meilleures performances aux niveaux de charge de service que les poutres construites à l'aide des connexions vissés normaux (B-NS).

Les poutres à quatre et six connexions BM noté B-BM ont des performances similaires et il n'y a pas de différences significatives entre leurs réponses aux niveaux de charge de service.

Sur la base de la distribution des déformations observées sur la profondeur de la section, toutes les poutres présentent un comportement semi-composite.

10. Comportement des poutres mixte avec des connexions entaillées

10.1. Les efforts agissants

Dans un plancher composite bois-béton soumis à un moment de flexion positif, le bois est soumis à une flexion et traction combinées tandis que le béton est soumis à une flexion et compression combinées.

Sous des charges externes, les forces internes dans le bois et le béton, y compris les forces axiales, les moments de flexion et les forces de cisaillement, peuvent être déterminées à partir des théories des poutres composites [40].

10.2. La limitation de l'hypothèse de la section plane pour les poutres à entailles

La plupart des théories de poutres composites, telles que le modèle bien connu de Newmark et la méthode Gamma de l'Eurocode 5, adoptent l'hypothèse de section plane et les connexions sont idéalisées comme continus le long de la poutre [40].

Lorsque le bois et le béton sont connectés avec des connexions entaillées, les forces de cisaillement entre les couches entre le bois et le béton ne sont transférées qu'à des endroits discrets car les entailles sont généralement largement espacées [40].

10.3. Les régions de champs de contraintes

La dalle de béton peut être divisée en deux types de régions : la région B et la région D, comme le montre la Fig. 2.78 [40].

La région B représente la région de Bernoulli où la section plane avant flexion reste plane après flexion. La région D représente la région perturbée où les distributions de contraintes sont plus complexes en raison des discontinuités géométriques de la section transversale et des discontinuités de force (c'est-à-dire des forces concentrées). Pour les planchers composites reliés par des entailles, l'hypothèse de section plane n'est valable que dans les régions éloignées des entailles selon le principe de Saint-Venant [40].

Dans les zones entaillées, en raison du changement de section et des forces de cisaillement concentrées entre les couches, l'analyse de la section plane est incapable de prédire la distribution des contraintes. Au lieu de cela, les régions entaillées peuvent être modélisées par le modèle d'éléments finis [40].

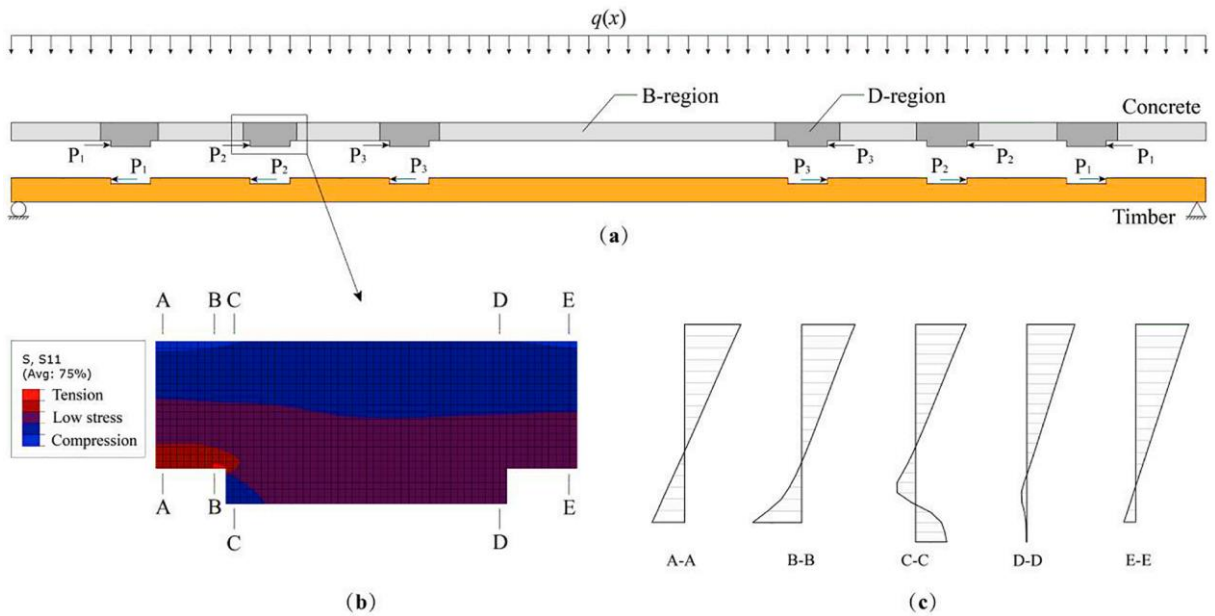


Figure 2.78: Modèle d'éléments finis du région entaillé dans une dalle composite bois-béton (a) Régions de Bernoulli (régions B) et régions perturbées (régions D) dans la couche de béton ; (b) Répartition horizontale normale des contraintes dans l'un des régions entaillés ; (c) Distribution horizontale normale des contraintes à plusieurs endroits du région entaillé [40].

10.4. Visualisation en Éléments finis

Un exemple d'analyse par éléments finis d'une poutre mixte soumise à une charge uniformément répartie est illustré à la Fig. 2.78.

Le plancher BBC modélisé avait une portée de 6 m, une hauteur de 210 mm (béton de 90 mm et bois de 120 mm) et une largeur de 600 mm. Le plancher est relié par six entailles de 200 mm de longueur et 25 mm de profondeur, espacées de 500 mm. La poutre a été modélisée avec des éléments quadrilatéraux à contraintes planes bilinéaires à 4 nœuds (CPS4R) dans le logiciel d'éléments finis à usage général ABAQUS.

Le contact entre le bois et le béton a été défini comme dur dans le sens normal et sans frottement dans le sens tangentiel. Les propriétés matérielles du bois et du béton sont supposées élastiques linéaires et le plancher est soumis à des charges statiques. La Fig. 2.62 (b) et (c) montre la distribution normale des contraintes dans la direction horizontale dans l'une des régions entaillées du béton [40].

Les contraintes normales sont réparties linéairement sur les sections transversales A-A et E-E aux deux extrémités de la région entaillée. À l'intérieur de la zone entaillée, les contraintes ne sont pas linéaires sur la hauteur du béton, en particulier dans la moitié inférieure de la section transversale. Une schématisation de la direction des contraintes principales dans la même zone est illustrée à la Fig. 2.62, qui montre l'amplitude relative et les directions des contraintes principales dominantes (valeur absolue maximale). Comme on peut le voir sur la Fig. 2.62, les contraintes de traction apparaissent

principalement autour du coin entaillé près de la surface portante et les principales contraintes de traction ont des composantes horizontales et verticales [40].

Sur la base de l'analyse par éléments finis, des modèles bielle-tirants peuvent être développés pour la zone entaillée. Un modèle de bielle-tirants qui considère la trajectoire de contrainte interne et l'équilibre des forces aux deux extrémités de la région est illustré à la Fig. 2.79, qui contient les bielles de compression et les tirants générés sous les moments de flexion, les forces axiales et les force de cisaillement agissant sur la région [40].

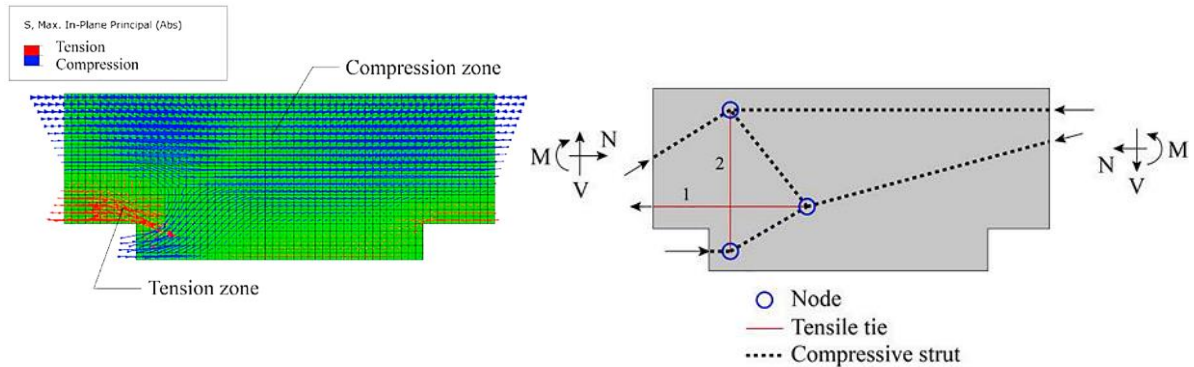


Figure 2.79: Trajectoire de contrainte principale dans la région entaillé [40].

En raison de la faible résistance à la traction du béton, une fissure se développe dans le béton à partir du coin entaillé sous les forces de cisaillement. Après cela, les forces de traction doivent être reprises par les armatures en acier. Si les armatures ne sont pas installées aux emplacements de la direction de traction 1 et 2, ou si les armatures installées ne sont pas suffisantes ou ne sont pas correctement ancrées, la fissure dans le béton peut se propager et s'ouvrir largement sous les forces de cisaillement, ce qui peut diminuer la rigidité au cisaillement des connexions entaillées et provoquer une rupture fragile du béton. Les armatures couramment utilisées telles que les vis verticales dans l'entaille ne peuvent reprendre les efforts de traction que dans le sens vertical ni d'empêcher l'élargissement des fissures dans le béton développé à partir de l'angle de l'entaille [8]. Selon l'analyse par éléments finis, les contraintes de traction du béton dans le sens horizontal (lien de traction 1 dans la Fig. 2.79) sont supérieures aux contraintes de traction dans le sens vertical (lien de traction 2) autour du coin entaillé. Ainsi, le renforcement horizontal peut être plus critique que le renforcement vertical. En tant que technique de renforcement peut-être plus efficace, les attaches orthogonales en acier autour de la surface portante de l'entaille n'ont jamais été testées [50].

11. Les poutres mixtes avec des entailles renforcées (Zhang 2022)

Basé sur les conclusions de l'investigation établie par Zhang et al [40], un système de plancher composite a été réalisé en utilisant un bois massif-béton à haute performance avec des entailles renforcées. Le renforcement adopté est basé sur l'utilisation des vis et

des épingles (Fig. 2.64) dans les endroits subissent à des contraintes de tractions ou les premières fissures apparaissent ce qui engendre par la suite des ruptures par traction.



Figure 2.80 : Le vis et l'épingle de renforcement adopté par Zhang pour le renforcement des entailles pour les poutres mixtes en Bois -béton. [40].

Des essais de flexion en quatre points ont été effectués sur trois planchers composites à échelle réel avec des connexions entaillée renforcées (Fig. 2.81)

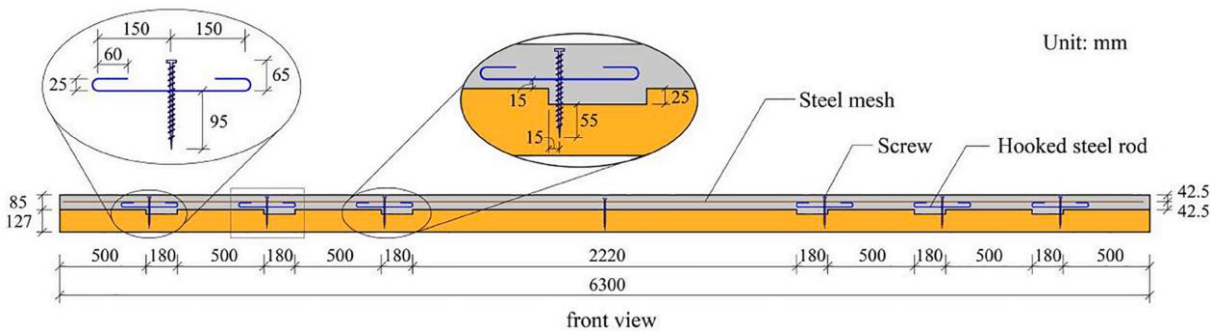


Figure 2.81 : La méthode de renforcement de la poutre mixte en Bois -béton proposé par Zhang et al. [37]

Trois niveaux de renforcement ont été adoptés par Zhang, présentés dans La Fig. 2.82.

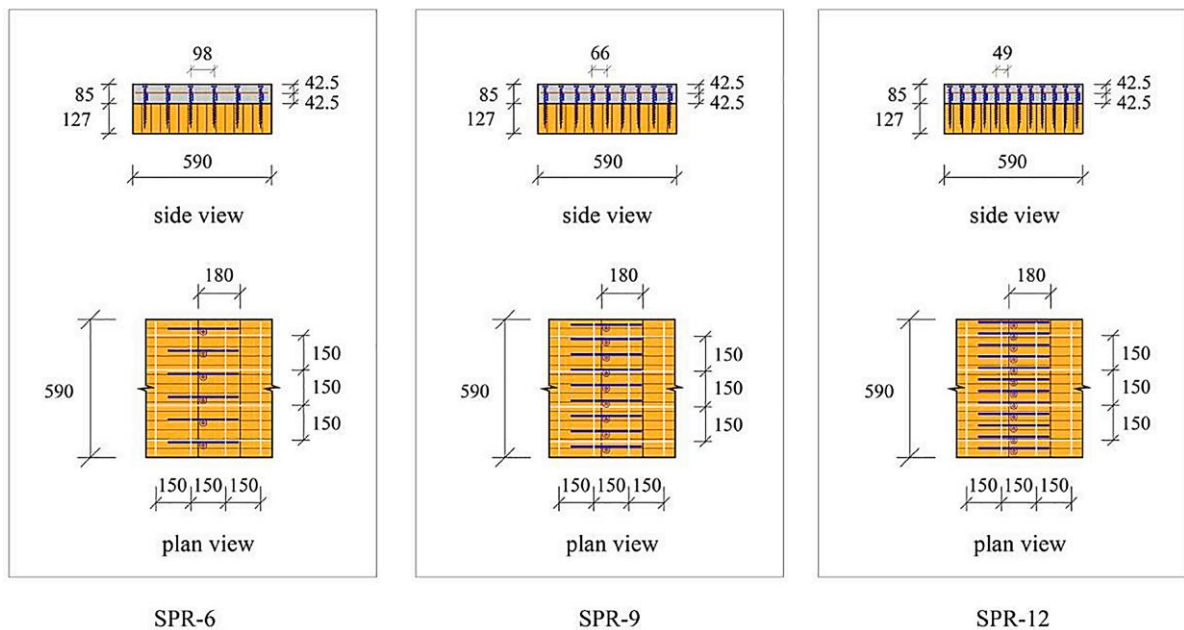


Figure 2.82: Les trois niveau de renforcement des entailles adoptés par Zhang [40].

Les résultats des essais (Fig. 2.83) ont été comparés aux résultats sur les planchers non renforcés.

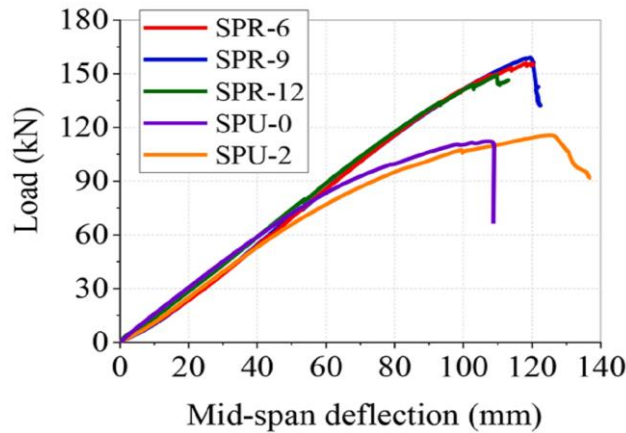


Figure 2.83: Relations Force-flèche des planchers mixtes avec des entailles renforcées et non renforcées [40].

Les planchers composites renforcés tirent parti de la rigidité élevée des connexions entailles et de la résistance élevée à la traction des renforts en acier, ce qui donne un système de plancher avec une action composite élevée, une rigidité ultime en flexion élevée et une capacité de charge élevée.

Étant donné que les entailles étaient renforcées pour empêcher la dégradation de la rigidité et la rupture par cisaillement du béton, la rupture finale des spécimens de plancher était la rupture par flexion contrôlée des éléments en bois.

Par rapport aux planchers non renforcés, la capacité de charge ultime des planchers renforcés a été considérablement améliorée et plus prévisible en raison du comportement quasi-linéaire-élastique des planchers.

Les entailles renforcées ont amélioré la cohérence et la fiabilité des propriétés de flexion du plancher.

La rigidité en flexion et les charges maximales similaires de trois planchers avec différents niveaux de renforcement suggèrent qu'un niveau inférieur de renforcement pourrait être suffisant pour empêcher la rupture de l'entaille et l'élargissement de la fissure du béton. Des simplifications supplémentaires peuvent être apportées aux renforts en acier pour réduire la complexité de la construction du plancher composite [40].

12. Récapitulation sur les différents essais de flexion extrait de la littérature.

Tableau 2.9 : Récapitulation sur les différents essais de flexion extrait de la littérature.

Réf	Poutres testées	Portée (m)	H _{totale} (mm)	Section Béton		Section Bois		Connexion			D _{max}	F _{max} (KN)	K (KN/mm)		
				La * Ep	f _{c28} (MPa)	L * h	Class	Type	K _{ser} (KN/mm)	S _{min} (mm)					
Clouston 2005 [33]	B1	9.86	340	960 * 120	30	GLT	960 * 220	GLT	HBV 3 rangé	415.5	continue	84	250	2.97	
	Sp 1	4.8	330	3 1600 * 60	46.3/ 55.7	GLT	270*90	GLT	SP + N	/	250	500	58.64	235.19	4.01
	Sp 2										250			179.13	
	Sp 3										250			295.85	
	Sp 4										500			308.17	
Sp 5	250	156.11													
Yeoh 2011 [43]	A1	8	482	600 * 65	58	LVL E=11.3 Gpa	400 * 63	LVL E=11.3 Gpa	6 R-150	80.2	700	64.1	87.3	1.36	
	A2												58		75.3
	B1												58		105
	B2												38.8		97.5
	C1												54.1		89.7
	C2												58		110
	D1												54.4		80.8
	E1												48.2		79.6
	E2												31		55.4
	F1												54.4		174
Khorsandnia 2012 [26]	G1	8	325	1200 * 65	48.2	LVL	250*48	LVL	3 R-300	147	700	95.6	201	2.9	
	NS	45											8.14		
	SFS	54.9											13.53		
	4 BM	36.9											12.14		
	6 BM												12.82		

Sa'Ribeiro 2014 [61]	Man1	3	130	250 * 30	10-18	250 * 100	Bois dur d'Amazon	Connecteurs horizontales	/	100	97.85	32.92	0.336			
	Man2													93.93	31.15	0.331
Kanocz 2015 [44]	Man3	5	370	315*80	32.7	315 * 260	C24	8 R 150	26.7	500	35	87.5	2.5			
	P 1													63.04	44.10	0.699
	P 2															
P 3	80	78.77	48.06	0.623												
Meghlat et al. 2016 [2]	A1	3.6	240	400 * 70	30	170 * 75	C24	Vis SFS	/	80	63.04	44.10	0.699			
	A2															
	A3															
	A4															
	A5															
	B1															
	D1															
	F1															
	F2															
	F3															
Khorsadnia 2016 [12]	A1	5.8	375	600 * 75	41.6	63*300	LVL	14 A3	235.4	300	95.7	106.6	1.11			
	A2															
	A3															
	A4															
	A5															
	B1															
	D1															
	F1															
	F2															
	F3															
Jiang 2019 [46]	F1	6.51	180	450 * 60	47.1	450 * 120	CLT	6 R 200	865	700	-	-	0.57			
	F2															
	F3															
	F4															
Bao 2022 [28]	a	3.6	175	400 * 70	29.5	400 * 105	CLT	36 vis /	105.6	300	64.51	107	1.65			
	a2															
	b															
	c															
	d															
	e															
Zhang 2022 [37]	SPU 0	6.3	190	600 * 60	40.2	600 * 130	CLT	R /	/	680	110	112	1.018			
	SPU 2															
	SPR-6															
	SPR-6															

	SPR-9					590 * 127		9 R		120	159	1.32
	SPR-12					590 * 127		12 R		110	149	1.35

Conclusion du chapitre

La mixité bois-béton a un vaste potentiel en tant que solution de plancher durable et efficace, qui est cependant entravé par le manque de sensibilisation dans le domaine de construction en Algérie.

De nos jours, on cherche à construire des poutres mixtes plus performantes, en termes de résistance, pour pouvoir supporter des chargements importants et en termes de rigidité flexionnelle pour pouvoir franchir des travées de longue portée. Cela peut être atteint grâce à l'adhérence parfaite entre le bois et le béton ce qui permet en plus de bénéficier aux mieux de leurs caractéristiques. Cette adhérence ne peut être atteinte qu'avec un système de connexion efficace. L'efficacité d'un système de connexion ne peut être assurée qu'après satisfaction des importants critères qui représentent les lignes directrices essentielles pour la conception de n'importe quel système de connexion.

Ces critères sont :

- ✓ Une rigidité élevée : pour limiter le glissement à l'interface bois-béton,
- ✓ Une capacité de chargement élevée : pour pouvoir reprendre l'effort de cisaillement à l'interface et diminuer la quantité de connecteur à installer,
- ✓ Une ductilité suffisante : pour assurer la sécurité de la structure.

Malgré l'efficacité des connexions entaillée, elle représente un sujet divergent. Les entailles peuvent être découpées en plusieurs formes et dimensions. En plus elles peuvent être associées avec plusieurs types de connecteurs ou de renforcement. Ce qui fait rentrer pas mal de paramètres qui gouvernant leur comportement. De l'autre côté et à travers la revue bibliographique ces systèmes n'a pas été exploitées que dans des planchers de grandes portées (6 à 8 m). Ces points essentiels nous orientent vers l'étude des connexions entaillées qui seront l'objet de ce mémoire de recherche.

Références

- [1] Naud, N. (2018). Développement des structures composites bois-béton avec emphase sur le comportement de la connexion, ,,
- [2] Meghlat, E.M. (2016). Développement de modèles numériques par éléments finis pour l'analyse du comportement mécanique des connexions bois/béton, ,,
- [3] Auclair, S.C. (2016). Développement d'un nouveau connecteur pour garantir la ductilité des structures composites en bois-béton, ,,
- [4] Tako, D., Denouwe, D.D., Messan, A., Bouchaïr, A. (2023). Experimental and numerical investigations of timber-concrete connections using variant forms of rebars, *Eng. Struct.*, 291, pp. 116441, Doi: 10.1016/J.ENGSTRUCT.2023.116441.
- [5] Yeoh, D., Fragiacomio, M., De Franceschi, M., Heng Boon, K. (2011). State of the Art on Timber-Concrete Composite Structures: Literature Review, *J. Struct. Eng.*, 137(10), pp. 1085–95, Doi: 10.1061/(asce)st.1943-541x.0000353.
- [6] (N.d.). Planchers mixtes bois béton - Calepin de chantier | Programme PACTE. Available at: <https://www.programmepacte.fr/planchers-mixtes-bois-beton-calepin-de-chantier>. [accessed September 24, 2023].
- [7] Zhang, L., Zhou, J., Zhang, S., Chui, Y.H. (2022). Bending stiffness prediction to mass timber panel-concrete composite floors with notched connections, *Eng. Struct.*, 262(April), pp. 114354, Doi: 10.1016/j.engstruct.2022.114354.
- [8] Zhang, L., Chui, Y.H., Tomlinson, D. (2020). Experimental investigation on the shear properties of notched connections in mass timber panel-concrete composite floors, *Constr. Build. Mater.*, 234, pp. 117375, Doi: 10.1016/j.conbuildmat.2019.117375.
- [9] Zhang, L., Chui, Y.H., Tomlinson, D. (2020). Experimental investigation on the shear properties of notched connections in mass timber panel-concrete composite floors, *Constr. Build. Mater.*, 234, pp. 117375, Doi: 10.1016/j.conbuildmat.2019.117375.
- [10] (N.d.). CBS/LIFTEAM :: Concepteur-constructeur bois. Available at: <https://cbs-cbt.com/fr/>. [accessed September 24, 2023].
- [11] Estévez-Cimadevila, J., Martín-Gutiérrez, E., Suárez-Riestra, F., Otero-Chans, D., Vázquez-Rodríguez, J.A. (2022). Timber-concrete composite structural flooring system, *J. Build. Eng.*, 49(January), Doi: 10.1016/j.jobe.2022.104078.
- [12] Khorsandnia, N., Valipour, H., Asce, M., Schänzlin, J., Crews, K. (n.d.). Experimental Investigations of Deconstructable Timber – Concrete Composite Beams, , pp. 1–13, Doi: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001607.
- [13] Dias, A. (2005). Mechanical behaviour of timber-concrete joints, .

- [14] Otero-Chans, D., Estévez-Cimadevila, J., Suárez-Riestra, F., Martín-Gutiérrez, E. (2018). Experimental analysis of glued-in steel plates used as shear connectors in Timber-Concrete-Composites, *Eng. Struct.*, 170(May), pp. 1–10, Doi: 10.1016/j.engstruct.2018.05.062.
- [15] Moshiri, F., Gerber, C., Crews, K. (2011). State of the art on Timber Concrete Composite floor, Undefined, ,.
- [16] Yeoh, D. (2010). Behaviour and Design of Timber-Concrete Composite Floor Sytem. University of Canterbury. Department of Civil and Natural Resources, 2010.
- [17] Ribeiro, R.S. (2015). LABORATORY TESTS OF DEEP COMPOSITE WOOD-CONCRETE BEAM AND DECK SPECIMENS, (January),.
- [18] (N.d.). [LINNÉA DAHLÉN 2018].pdf, ,.
- [19] Ceccotti, A. (2002). Composite concrete – timber structures, (September), pp. 264–75, Doi: 10.1002/pse.126.
- [20] Gendron, B. (2016). Ponts composites bois-béton en portée simple : théorie , essais et conception, ,.
- [21] Branco, J.M., Cruz, P.J.S., Piazza, M. (2009). Experimental analysis of laterally loaded nailed timber-to-concrete connections, *Constr. Build. Mater.*, 23(1), pp. 400–10, Doi: 10.1016/j.conbuildmat.2007.11.011.
- [22] Auclair, S.C., Sorelli, L., Salenikovich, A. (2016). A new composite connector for timber-concrete composite structures, *Constr. Build. Mater.*, 112, pp. 84–92, Doi: 10.1016/j.conbuildmat.2016.02.025.
- [23] Nechanický, P., Kuklík, P. (2013). Development of prefabricated timber-concrete composite floors, .
- [24] Deam, B., Fragiaco, M., Buchanan, A. (2008). Connections for composite concrete slab and LVL flooring systems, *Mater. Struct.*, 41, pp. 495–507, Doi: 10.1617/s11527-007-9261-x.
- [25] Fragiaco, M., Amadio, C., MacOrini, L. (2007). Short- and long-term performance of the “tecnaria” stud connector for timber-concrete composite beams, *Mater. Struct. Constr.*, 40(10), pp. 1013–26, Doi: 10.1617/s11527-006-9200-2.
- [26] Khorsandnia, N., Valipour, H.R., Crews, K. (2012). Experimental and analytical investigation of short-term behaviour of LVL–concrete composite connections and beams, *Constr. Build. Mater.*, 37, pp. 229–38, Doi: 10.1016/j.conbuildmat.2012.07.022.
- [27] Szumigala, M., Szumigala, E., Polus, Ł. (2018). Laboratory Tests of New Connectors

for Timber-Concrete Composite Structures, , pp. 161–73.

- [28] Bao, Y., Lu, W., Yue, K., Zhou, H., Lu, B., Chen, Z. (2022). Structural performance of cross-laminated timber-concrete composite floors with inclined self-tapping screws bearing unidirectional tension-shear loads, *J. Build. Eng.*, 55(April), pp. 104653, Doi: 10.1016/j.jobe.2022.104653.
- [29] Connectors, M.T. (n.d.). White Paper: Timber Concrete Composite - Tcc - Systems, , pp. 1–25.
- [30] Gerber, A., Tannert, T. (2015). Timber - Concrete Composites Using Flat - Plate Engineered Wood Products, , pp. 2314–25.
- [31] Derikvand, M., Fink, G. (2021). Deconstructable connector for TCC floors using self-tapping screws, *J. Build. Eng.*, 42(April), pp. 102495, Doi: 10.1016/j.jobe.2021.102495.
- [32] Marchi, L., Pozza, L. (2021). Timber-concrete composite connections using GFRP notches fastened with self-tapping screws : Conceiving , numerical modelling and testing, *Constr. Build. Mater.*, 294, pp. 123579, Doi: 10.1016/j.conbuildmat.2021.123579.
- [33] Clouston, P., Asce, A.M., Bathon, L.A., Schreyer, A., Asce, S.M. (2005). Shear and Bending Performance of a Novel Wood – Concrete Composite System, (September), pp. 1404–12.
- [34] Lukaszewska, E., Johnsson, H., Fragiaco, M. (2008). Performance of connections for prefabricated timber–concrete composite floors, *Mater. Struct.*, 41(9), pp. 1533–50, Doi: 10.1617/s11527-007-9346-6.
- [35] Fragiaco, M., Lukaszewska, E. (2011). Development of prefabricated timber–concrete composite floor systems, *Proc. Inst. Civ. Eng. - Struct. Build.*, 164(2), pp. 117–29, Doi: 10.1680/stbu.10.00010.
- [36] Ling, Z., Zhang, H., Mu, Q., Xiang, Z., Zhang, L., Zheng, W. (2022). Shear performance of assembled shear connectors for timber–concrete composite beams, *Constr. Build. Mater.*, 329(January), pp. 127158, Doi: 10.1016/j.conbuildmat.2022.127158.
- [37] Rodrigues, J.N., Dias, A., Providencia, P. (2013). Timber-Concrete Composite Bridges: State-of-the-Art Review, *Bioresources*, 8, pp. 6630–49, Doi: 10.15376/biores.8.4.6630-6649.
- [38] Yeoh, D. (2010). Behaviour and Design of Timber-Concrete Composite Floor System, , pp. 189.
- [39] Müller, K., Frangi, A. (2021). Micro-notches as a novel connection system for timber-concrete composite slabs, *Eng. Struct.*, 245, pp. 112688, Doi: 10.1016/j.engstruct.2021.112688.

- [40] Zhang, L., Zhou, J., Chui, Y.H. (2022). Development of high-performance timber-concrete composite floors with reinforced notched connections, *Structures*, 39(December 2021), pp. 945–57, Doi: 10.1016/j.istruc.2022.03.074.
- [41] Jiang, Y., Crocetti, R. (2019). CLT-concrete composite floors with notched shear connectors, *Constr. Build. Mater.*, 195, pp. 127–39, Doi: 10.1016/j.conbuildmat.2018.11.066.
- [42] Pham, H.S. (2007). Optimisation and fatigue behaviour of interface wood-UHPFRC for new composite bridges, ,
- [43] Yeoh, D., Fragiaco, M., Deam, B. (2011). Experimental behaviour of LVL-concrete composite floor beams at strength limit state, *Eng. Struct.*, 33(9), pp. 2697–707, Doi: 10.1016/j.engstruct.2011.05.021.
- [44] Kanócz, J., Bajzecerová, V. (2015). Timber - Concrete composite elements with various composite connections part 2: Grooved connection, *Wood Res.*, , pp. 939–52.
- [45] Fragiaco, M., Yeoh, D. (2010). Design of timber-concrete composite beams with notched connections, *Mater. Sci.*, 2(1), pp. 1–12.
- [46] Jiang, Y., Crocetti, R. (2019). CLT-concrete composite floors with notched shear connectors, *Constr. Build. Mater.*, 195, pp. 127–39, Doi: 10.1016/j.conbuildmat.2018.11.066.
- [47] Yeoh, D., Fragiaco, M., De Franceschi, M., Buchanan, A.H. (2011). Experimental Tests of Notched and Plate Connectors for LVL-Concrete Composite Beams, *J. Struct. Eng.*, 137(2), pp. 261–9, Doi: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000288.
- [48] LeBorgne, M.R., Gutkowski, R. (2010). Effects of various admixtures and shear keys in wood-concrete composite beams, , Doi: 10.1016/J.CONBUILDMAT.2010.02.016.
- [49] Berardinucci, B., Nino, S.D.I., Gregori, A., Fragiaco, M. (2017). MECHANICAL BEHAVIOR OF TIMBER – CONCRETE CONNECTIONS WITH INCLINED SCREWS, 5(6), pp. 807–20, Doi: 10.2495/CMEM-V5-N6-807-820.
- [50] Zhang, L., Zhang, S., Chui, Y.H. (2021). Analytical evaluation to the timber-concrete composite beam connected with notched connections, *Eng. Struct.*, 227(November 2020), pp. 111466, Doi: 10.1016/j.engstruct.2020.111466.
- [51] Dias, A., Schänzlin, J., Dietsch, P. (2018). Design of timber-concrete composite structures, .
- [52] Yeoh, D., Fragiaco, M., Buchanan, A., Deam, B. (n.d.). Experimental Performance of LVL-Concrete Composite Floor Beams, ,
- [53] Kudla, K., Mönch, S., Kuhlmann, U., Volk, D., Götz, T. (2016). Investigations on the

- slip modulus of a notched connection in timber-concrete composite floors. WCTE 2016 - World Conference on Timber Engineering.
- [54] Boccadoro, L., Zweidler, S., Steiger, R., Frangi, A. (2017). Bending tests on timber-concrete composite members made of beech laminated veneer lumber with notched connection, *Eng. Struct.*, 132, pp. 14–28, Doi: 10.1016/j.engstruct.2016.11.029.
- [55] Gutkowski, R., Brown, K., Shigidi, A., Natterer, J. (2008). Laboratory tests of composite wood-concrete beams, *Constr. Build. Mater.*, 22(6), pp. 1059–66, Doi: 10.1016/j.conbuildmat.2007.03.013.
- [56] Schnell, J., Kohlmeyer, C., Mikdad, F. (2015). Untersuchung von Schubnocken aus hochfestem Beton zur Schubverbindung in Holzverbundträgern, .
- [57] Khelil, A., Kiniagi, C., Boissire, R. (2019). Development of new wood-concrete connectors, *IOP Conf. Ser. Mater. Sci. Eng.*, 652(1), Doi: 10.1088/1757-899X/652/1/012034.
- [58] Ouch, V., Heng, P., Nguyen, Q.H., Somja, H., Soquet, T. (2021). A notched connection for clt-concrete composite slabs resisting to uplift without metallic connectors: Experimental investigation, *Fib Symp.*, 2021-June, pp. 1840–50.
- [59] van der Linden, M. (n.d.). Timber concrete composite beam.pdf, .
- [60] Shi, B., Zhu, W., Yang, H., Liu, W., Tao, H., Ling, Z. (2019). Experimental and theoretical investigation of prefabricated timber-concrete composite beams with and without prestress, *Eng. Struct.*, (July), pp. 109901, Doi: 10.1016/j.engstruct.2019.109901.
- [61] SáRibeiro, R.A., SáRibeiro, M.G. (2015). Composite Wood–Concrete Structural Floor System with Horizontal Connectors, , Doi: 10.1007/S40069-014-0090-3.
- [62] Lukaszewska, E., Fragiaco, M., Johnsson, H. (2010). Laboratory Tests and Numerical Analyses of Prefabricated Timber-Concrete Composite Floors, , Doi: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000080.

III

Théorie, Règlements et Calcul des sections mixtes Bois-Béton

Chapitre III:

Théorie, Règlements et Calcul des sections mixtes en Bois-Béton

1. Introduction

Ce chapitre présente le concept des études théoriques concernant l'impact des systèmes de connexion sur le comportement global de poutres mixtes bois-béton.

Le calcul des systèmes mixtes en bois béton n'est pas exposé explicitement dans les codes et règlements. Les valeurs de résistance qu'il faut employer sont insuffisamment expliquées et laissées au bon vouloir de l'utilisateur.

Pour exposer une méthode de calcul détaillée, cette section présente une explication approfondie du concept d'action composite partielle, des approches conformes aux normes et règlements internationaux en matière de calcul, ainsi que des avancées récentes dans ce domaine. En fin de compte, une méthode de calcul sera retenue pour évaluer la résistance du système mixte en bois-béton.

2. La notion de l'action composite

La connexion entre la poutre en bois et la dalle supérieure en béton produit un degré d'action composite comme illustré à la Fig. 3.1.

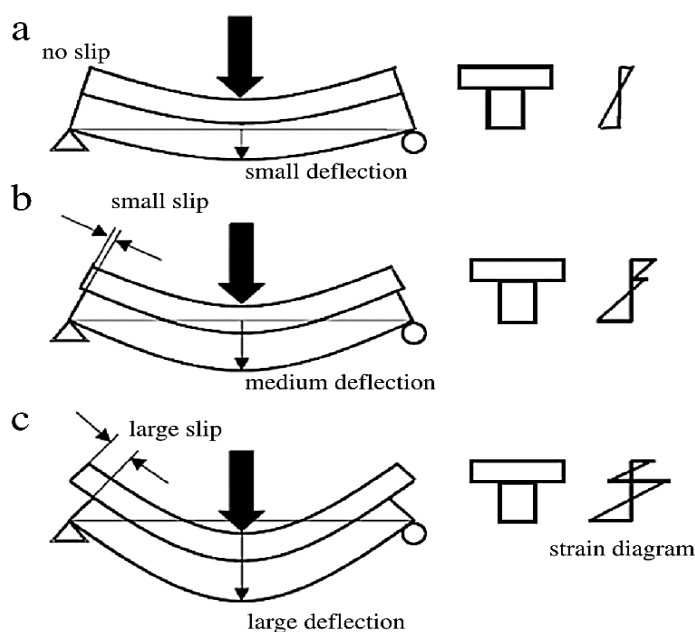


Figure 3.1: Comportement en flexion d'une poutre composite: (a) action composite complète ; (b) action composite partielle; (c) pas d'action composite [1].

Deux limites extrêmes de rigidité peuvent être identifiées :

(1) une limite inférieure, appelée « action composite nulle » comme dans Fig. 3.1 (c), où il n'y a pas de transfert de force de cisaillement horizontal entre les deux couches, ce qui

entraîne un glissement et une flèche importants. L'action composite nulle est obtenue lorsque le béton et le bois ne sont aucunement liés. Dans ce cas, ils travaillent indépendamment et le transfert d'efforts en cisaillement à l'interface est nul. Chaque élément possède un axe neutre propre qui passe par son centre de gravité, Ainsi, leur résistance aux efforts est proportionnelle à leur rigidité propre [2].

(2) une limite supérieure, appelée «action composite parfaite ou totale» comme illustrée dans la Fig. 3.1 (a), avec un transfert complet de la force de cisaillement entre les deux couches, aucun glissement entre le bois et le béton et une petite flèche. L'action composite parfaite est obtenue lorsque le béton et le bois sont assemblés de manière parfaitement rigide. Dans ce cas, le glissement à l'interface est nul et la section mixte ne possède qu'un seul axe neutre. Ce type d'action composite est observé dans les constructions mixtes en acier-béton ou dans les structures en bois-béton avec des connexions collées. La méthode des sections homogénéisées peut être applicable avec une meilleure approximation à l'analyse des contraintes d'un tel système [2].

Les connexions utilisées sont déformables et admettent un glissement d'interface horizontal. Par conséquent, le comportement en flexion d'un système composite réel est généralement intermédiaire entre ces deux limites et appelé «action composite partielle ». Dans ce cas, la quantité de glissement et de déviation entre les couches dans la poutre composite est considérablement affectée par la résistance et la rigidité du système de connexion entre les couches. Le degré d'action composite (DCA) peut être quantifié en pourcentage comme indiqué dans l'équation (Eq. 3.1) :

$$DCA = \frac{\Delta_N - \Delta_F}{\Delta_N - \Delta_R} \times 100 \quad (\text{Eq. 3.1})$$

où

Δ_N : calculé théoriquement, signifie la flèche de la poutre composite sans liaison (limite inférieure).

Δ_R : calculé théoriquement, signifie la flèche de la poutre mixte avec assemblage entièrement rigide (limite supérieure) ;

Δ_F : mesuré expérimentalement, signifie la déflexion de la poutre mixte avec la liaison flexible réelle.

L'efficacité varie de 0 % (action composite nulle) à 100 % (action composite parfaite ou totale). Dans le but de limiter la flèche de la section composite, des connecteurs suffisamment rigides doivent être utilisés. Cependant, la rigidité n'est pas le seul critère important. Pour éviter une rupture fragile en flexion ou en cisaillement de la section de bois, le connecteur doit aussi être ductile [2].

Un degré d'action composite maximum est souhaitable pour augmenter la rigidité et la résistance de la poutre composite. Cela peut nécessiter l'utilisation de nombreux connecteurs, et un système peu économique. Un compromis entre l'efficacité structurelle et le coût doit être trouvé.

Les caractéristiques souhaitées pour le système composite bois-béton proposé sont :

Portée des poutres importante, de 6 à 12 m, un nombre minimum de connecteurs, pour minimiser les coûts de construction, Un degré d'action composite élevé, et une déflexion acceptable à long terme.

Le choix d'une connexion performante en termes de rigidité et de capacité portante est donc crucial pour répondre à ces exigences, car les connexions rigides permettent de réduire la déflexion du système composite et assurent en effet une action composite presque complète de la poutre en bois avec de la dalle en béton, avec un glissement minimal à l'interface bois-béton et par conséquent une faible flèche [1].

3. Formulation du problème bi-couche dans le domaine élastique linéaire

Dans cette partie, l'établissement et la résolution d'un modèle de poutre mixte à connexion partielle qu'on trouve dans la littérature est présentée.

La résolution simplifiée de ce modèle pour un calcul selon les Eurocode [EC5-1-1, 1995] va être présentées.

3.1. La théorie des poutres selon les hypothèses de Bernoulli

Considérons une poutre rectiligne de longueur l et de section constante d'aire A dans le repère orthonormé $(0, x, y, z)$. Le volume occupé par la poutre est noté $\Omega = A \times (0, l)$. La poutre admet $(0, x, y)$ comme plan de symétrie pour la géométrie et les efforts (Fig. 3.2).

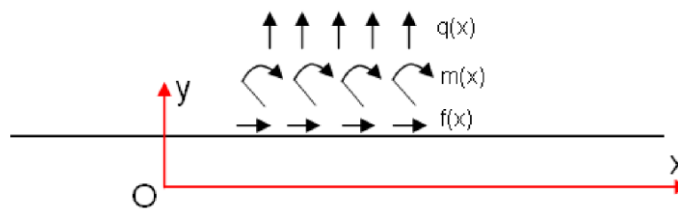


Figure 3.2: Problème de poutre.

Nous rappelons les grandeurs fonction de x de la théorie de poutre :

Les déplacements :

u, v : les déplacements suivant l'axe x et y

φ : la rotation par rapport à l'axe z

Les efforts intérieurs :

N : l'effort normal

Q : l'effort tranchant

M : le moment fléchissant

Les déformations

χ : la courbure

ε : la déformation normale

$$\begin{cases} \chi = \varphi' \\ \varepsilon = -u' \end{cases} \quad (\text{Eq. 3.2})$$

Nous notons ensuite les conventions de signe pour ces grandeurs :

$$\begin{cases} u' = -\frac{N}{EA} \\ v'' = \frac{M}{EI} \\ N' - Q - m(x) = 0 \\ Q' - q(x) = 0 \end{cases} \quad (\text{Eq. 3.3})$$

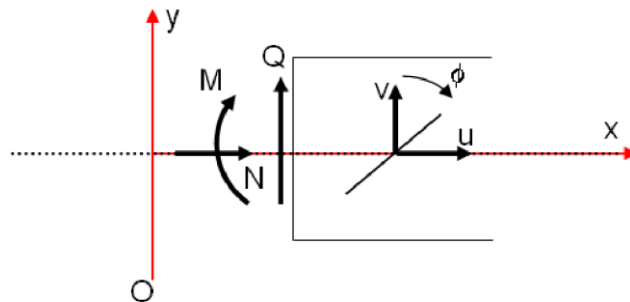


Figure 3.3: Sens positive des grandeurs de la théorie des poutres [3].

3.2. Equations du modèle classique de poutres mixtes à connexion partielle.

A partir des équations précédentes, les équations du problème de poutre mixte chargée verticalement possédant une connexion imparfaite sont construites. Ce problème a été initialement présenté par Newmark. Les hypothèses principales de cette théorie sont les suivantes [3] :

- Le comportement des matériaux est élastique linéaire,
- La cinématique de Bernoulli est applicable pour chaque couche,
- L'hypothèse de la section plane n'est pas applicable pour la section totale de la poutre, mais elle est applicable pour chaque section des deux couches,
- Il n'y a pas d'arrachement entre deux couches, c'est-à-dire les deux couches ont la même flèche le long de la poutre,
- La connexion est considérée continue et le glissement à l'interface entre les deux couches est proportionnel à la force de cisaillement à l'interface.

La poutre admet $(0; x; y)$ comme plan de symétrie pour la géométrie et les efforts. En plus, l'axe OX se situe à l'interface entre deux matériaux. Nous supposons que les deux couches

sont indépendantes et qu'elles sont reliées par les efforts de cisaillement $\tau(x)$ et d'arrachement $v(x)$.

La géométrie, les propriétés mécaniques et le chargement vertical de la poutre sont illustrés sur la figure (Fig. 3.4). On suppose aussi que $q(x)$, $\tau(x)$ et $v(x)$ ont le sens indiqué sur la figure (Fig. 3.4).

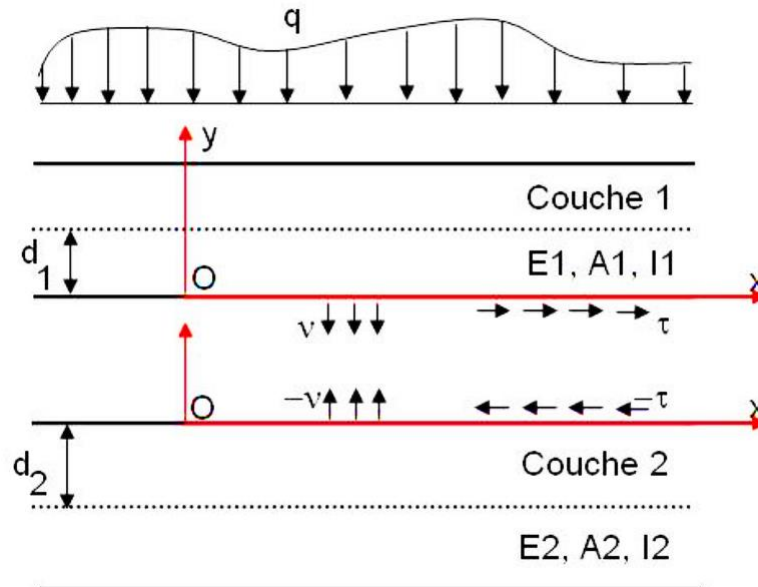


Figure 3.4: Schématisation de deux couches et les conditions aux limites pour la formulation de problème [3].

En considérant que chaque couche est une poutre de Bernoulli avec le chargement $q(x)$, l'effort de cisaillement $\tau(x)$ et l'effort d'arrachement $v(x)$ qui sont les efforts extérieurs. Les équations du problème pour les deux couches s'écrivent comme les suivants :

Tableau 3.1: Les équations de problème bi-couche.

Première couche (la dalle en béton) :	Eq	Deuxième couche (la poutre en bois):	Eq
$u_1' = -\frac{N_1}{E_1 A_1}$	(Eq. 3.4)	$u_2' = -\frac{N_2}{E_2 A_2}$	(Eq. 3.9)
$v'' = -\frac{M_1}{E_1 I_1}$	(Eq. 3.5)	$v_2' = -\frac{M_2}{E_2 I_2}$	(Eq. 3.10)
$N_1' = \tau$	(Eq. 3.6)	$N_2' = -\tau$	(Eq. 3.11)
$M_1' = Q_1 - d_1 \tau$	(Eq. 3.7)	$M_2' = Q_2 - d_2 \tau$	(Eq. 3.12)
$Q_1' = -v - q$	(Eq. 3.8)	$Q_2' = v$	(Eq. 3.13)

Dans cette théorie, une loi de comportement d'interface linéaire qui relie l'effort de cisaillement et le glissement à l'interface par la raideur d'interface K a été proposée.

$$\begin{aligned}\tau &= K \left(U_1^2(x, y = 0, z) - U_1^1(x, y = 0, z) \right) \\ &= K \left((u_2 - d_2 v') - (u_1 + d_1 v') \right) \\ \tau &= K \left(-d v' - u_1 + u_2 \right) \quad (\text{Eq. 3.14})\end{aligned}$$

K est la raideur totale sur la largeur de la poutre.

En résumé, on a au total 11 inconnues :

$$N_1, N_2, M_1, M_2, Q_1, Q_2, \tau, v, u_1, u_2, v$$

Avec :

11 équations

Parmi eux : 03 équations algébriques et 08 équations différentielles dont une équation d'ordre 2.

3.3. Résolution simplifiée pour le calcul selon les Eurocodes

L'approche simplifiée des Eurocodes consiste à considérer que le chargement et les déplacements généralisés v_1 , v_2 et u sont des fonctions sinusoïdales de x .

La solution de ce problème est ensuite généralisée pour les autres configurations de chargement.

Nous présentons ici les démarches principales pour retrouver les équations Eurocodes.

(Eq. 3.6), (Eq. 3.4) et (Eq. 3.14) donnent :

$$E_1 A_1 v_1'' + K \left(u_2 - u_1 + du'' \right) = 0 \quad (\text{Eq. 3.15})$$

(Eq. 3.11), (Eq. 3.9) et (Eq. 3.14) donnent :

$$E_2 A_2 v_2'' - K \left(u_2 - u_1 + du'' \right) = 0 \quad (\text{Eq. 3.16})$$

(Eq. 3.7), (Eq. 3.12), (Eq. 3.8), (Eq. 3.13) et (Eq. 3.14) donnent :

$$\left(\sum E_i I_i \right) - dK \left(u_2' - u_1' + dv'' \right) = -q \quad (\text{Eq. 3.17})$$

Les déplacements généralisés v_1 , v_2 et u sont des sinusoïdales en fonction de x .

$$q(x) = p_0 \sin\left(\frac{\pi}{l} x\right) \quad (\text{Eq. 3.18})$$

$$u_1(x) = u_{10} \cos\left(\frac{\pi}{l} x\right) \quad (\text{Eq. 3.19})$$

$$u_2(x) = u_{20} \cos\left(\frac{\pi}{l} x\right) \quad (\text{Eq. 3.20})$$

$$v(x) = v_0 \sin\left(\frac{\pi}{l} x\right) \quad (\text{Eq. 3.21})$$

En introduisant les fonctions sinusoïdales dans les trois équations 3.15, 3.16 et 3.17, nous obtenons un système de trois équations à trois inconnues: u_{10} , u_{20} et v_0 .

$$\begin{aligned} \left(-\frac{\pi^2}{l^2} E_1 A_1 - K\right) u_{10} + K u_{20} + K d \frac{\pi}{l} v_0 &= 0 \\ K u_{10} + \left(-\frac{\pi^2}{l^2} E_2 A_2 - K\right) u_{20} + K d \frac{\pi}{l} v_0 &= 0 \\ -K d \frac{\pi}{l} u_{10} + K d \frac{\pi}{l} u_{20} + \left(\left(\sum E_i I_i\right) \frac{\pi^4}{l^4} + K d^2 \frac{\pi^2}{l^2}\right) v_0 &= -p_0 \quad (\text{Eq. 3.22}) \end{aligned}$$

La résolution de ce système d'équations nous donne :

$$\begin{aligned} v_0 &= -p_0 \frac{l^4}{\pi^4} \frac{1}{(EI)_{ef}} \\ u_{10} &= -p_0 \frac{\pi}{l} \frac{d \gamma_1 E_2 A_2}{\gamma_1 E_1 A_1 + E_2 A_2} \\ u_{20} &= p_0 \frac{\pi}{l} \frac{d \gamma_1 E_1 A_1}{\gamma_1 E_1 A_1 + E_2 A_2} \end{aligned}$$

Ou :

$$\begin{aligned} (EI)_{ef} &= \left(\sum E_i I_i\right) + \frac{E_1 A_1 \gamma_1 d^2}{1 + \gamma_1 \frac{E_1 A_1}{E_2 A_2}} \\ \gamma_1 &= \frac{1}{1 + K_1} \\ K_1 &= \frac{\pi^2}{l^2} \frac{E_1 A_1}{K} \\ \gamma &= \frac{1}{1 + \frac{\pi^2 E_1 A_1}{L^2 K_s}} \end{aligned}$$

Nous calculons le moment global de la manière suivante :

$$M = M_1 + M_2 - N_1 d = -(EI)_{ef} \left(\frac{\pi^2}{l^2} p_0 \frac{l^4}{\pi^4} \frac{1}{(EI)_{ef}} \sin\left(\frac{\pi}{l} x\right)\right)$$

$$= -(EI)_{ef} v'' \quad Eq (3.23)$$

A partir de cette équation reliant le moment global et la dérivée au second ordre du déplacement v , on généralise la raideur $(EI)_{ef}$ de la poutre comme une raideur de flexion qui tient compte de la raideur d'interface K . Le calcul de la poutre dans les autres configurations de chargement consiste à calculer cette raideur de flexion et à utiliser ensuite les théories de poutres classiques [3].

4. Les méthodes de conception et de justification des sections mixtes bois-béton

4.1. Synthèse sur les méthodes de calcul et de dimensionnement des sections mixtes bois-béton

Une synthèse bibliographique a été établie sur les travaux de recherche sur la conception et le dimensionnement des sections mixtes en bois-béton. Elle est organisée par ordre chronologique dans le tableau suivant:

Tableau 3.2: synthèse sur les méthodes et approches d'étude des poutres mixtes en bois-béton [4]

Référence	Sujet
Turrini and Piazza, 1983b	Formules de conception pour planchers TCC avec des connecteurs de barres d'armature verticales et inclinées encollées
Gelfi et al, 2002 [5]	Formules de conception pour les planchers TCC avec goujons en acier verticaux non collés
Ceccotti, 1995 [6] Lukaszewska 2007	Bases de conception des poutres mixtes bois-béton en utilisant la méthode gamma et le module de glissement des connexions
Frangi et Fontana 2003[7]	Conception plastique des composites bois-béton avec des systèmes de connexions ductiles
Ceccoti et all	Description détaillée de la conception des composites bois-béton à l'ELU et à l'ELS
Schanzlin 2003	Extension de l'annexe B de l'EC5 pour calculer l'effet de retrait de béton sur le comportement des structures composites bois-béton
Fragiacomo,2006[8]	Approche simplifiée pour la conception des composites bois-béton avec prise en compte des déformations thermiques, hygroscopiques et dues au retrait de béton sur le comportement des composite bois béton
Schanzlin et Fragiaco 2007[9]	Comparaison entre 2 approches pour l'évaluation du retrait de béton sur les composites bois béton
Buchannan 2007	Exemples détaillés pour la conception d'une poutre mixte bois-béton de 8 m de portée. Les valeurs de résistances des connexions, module de glissement, coefficient de fluage dans cet exemple ont été estimés et ne présentent pas les valeurs actuels testées.
Fernandez Cabo 2008 [10]	Base rationnelle pour la sélection des connexions pour les poutres mixtes bois-béton et bois-bois
Dias 2011 [12]	L'effet des connecteurs ductiles sur le comportement des poutres mixtes bois béton

Yeoh 2012 [13]	Conception et dimensionnement d'un plancher semi-préfabriqué mixte en bois (LVL) - béton
Auclair 2014 [14]	Approche semi-analytique pour assurer la ductilité structurelle. une méthode de calcul semi-analytique qui tient compte du comportement non linéaire du connecteur entre le bois et le béton.
Zhang et al 2015 [15]	Les systèmes mixtes bois béton avec des connexions ductiles
Jelusic et al 2017[16]	Un modèle de calcul optimal pour la conception des planchers mixtes bois-béton, basé sur l'optimisation multiparamétriques
Dias et al 2018[17]	Conception de structures mixtes bois-béton. Deux méthodes de calcul ont été présenté pour le dimensionnement d'une poutre BBC avec des connecteurs inclinés.

4.2. Méthode Gamma

La méthode Gamma tire son nom de son coefficient γ représente le degré d'action composite de la structure. Ce coefficient prend la forme d'un nombre rationnel positif compris entre 0 et 1, où une valeur de 0 représente un degré d'action composite nulle et une valeur de 1, un degré d'action composite totale entre le bois et le béton [18].

Cette méthode est la plus simple à utiliser pour le calcul de la structure composite bois-béton. Le comportement structural des éléments composites bois-béton est déterminé en grande partie par les connecteurs utilisés, par conséquent, la méthode peut être appliquée à toutes sortes de types de connecteurs pour autant que son cisaillement maximal et sa rigidité ont été déterminés expérimentalement. Cette méthode a été proposée pour la première fois en 1956 par Möhler qui a développé la théorie de l'élasticité linéaire. Elle fut ensuite incorporée dans l'Eurocode 5 sous le nom de méthode Gamma. Cette dernière vient avec son lot d'hypothèses qui sont listées dans l'Eurocode 5 [18].

Des essais ont déterminé que certaines hypothèses n'ont pas d'impact significatif sur le résultat final comme l'hypothèse de la charge appliquée sur la poutre qui doit être de forme sinusoïdale ou parabolique. Une étude a permis de démontrer qu'une charge répartie uniforme le long de la poutre donne presque les mêmes résultats [19].

Cependant, d'autres hypothèses peuvent grandement changer les résultats des calculs. C'est le cas de l'espacement des connecteurs qui, selon la méthode Gamma, doit être linéairement distribué. Si l'on veut utiliser un espacement constant le long de la poutre, un facteur de correction doit être appliqué dans le but d'obtenir un espacement équivalent conservateur [18].

La méthode vérifie à l'ELU les contraintes maximales ainsi que l'effort dans la connexion et la flèche maximale à l'ELS. Elle ne s'utilise, par contre, qu'en domaine élastique et les hypothèses suivantes doivent être respectées [2] :

- La poutre de portée L est sur des appuis simples et la dalle ne présente qu'un seul sens porteur ;
- Les éléments en bois et en béton sont liés à l'aide d'un système de connexion possédant une rigidité k_s ;

- L'espacement « s » entre les connecteurs est constant ou varie uniformément en fonction de l'effort de cisaillement ;
- La charge est appliquée dans la direction transversale, ce qui crée des efforts internes selon l'axe longitudinal de la poutre ;
- Les matériaux, notamment le bois et le béton, ont un comportement linéaire élastique ;
- Les sections planes restent planes dans chaque élément, mais pas dans le système global [2].

La section de béton est transformée en une section de bois équivalente en introduisant un coefficient d'équivalence comme suit :

$$n = \frac{E_1}{E_2} = \frac{E_{\text{béton}}}{E_{\text{bois}}} \quad (\text{Eq. 3.24})$$

Le coefficient (γ) est introduit pour réduire la rigidité flexionnelle effective, il s'écrit :

$$\gamma = \frac{1}{1 + \frac{\pi^2 E_1 A_1 S_{ef}}{L^2 K}} \quad (\text{Eq. 3.25})$$

En tenant compte du module de glissement γ entre le bois et le béton, on obtient une section effective A_{ef} donnée en fonction des sections du béton A_1 et du bois A_2 comme suit :

$$A_{ef} = \gamma n A_1 + A_2 \quad (\text{Eq. 3.26})$$

La position de l'axe neutre z_G de la section composée est donnée par :

$$z_G = \frac{1}{A_{ef}} \left[\gamma n A_1 \frac{h_1}{2} + A_2 \left(h_1 + \frac{h_2}{2} \right) \right] \quad (\text{Eq. 3.27})$$

Le moment d'inertie effectif:

$$I_{ef} = n I_1 + I_2 + \gamma n A_1 a_1^2 + A_2 a_2^2 \quad (\text{Eq. 3.28})$$

La rigidité flexionnelle effective de la section mixte est obtenue par:

$$(EI)_{ef} = E_2 * I_{ef} = E_1 [I_1 + \gamma A_1 a_1^2] + E_2 [I_2 + A_2 a_2^2] \quad (\text{Eq. 3.29})$$

Avec :

a_1 et a_2 les distances entre le centre de gravité de la section mixte et les axes de chaque matériau calculés comme suit :

a_1 : La distance entre le centre de gravité de la section mixte et le centre de la dalle en béton.

a_2 : La distance entre le centre de gravité de la section mixte et le centre de la poutre en bois [2].

$$a_2 = \frac{\gamma E_1 A_1 (h_1 + h_2)}{2 * (\gamma E_1 A_1 + E_2 A_2)} \quad (Eq. 3.30)$$

$$a_1 = \frac{h_1 + h_2}{2} - a_2 \quad (Eq. 3.31)$$

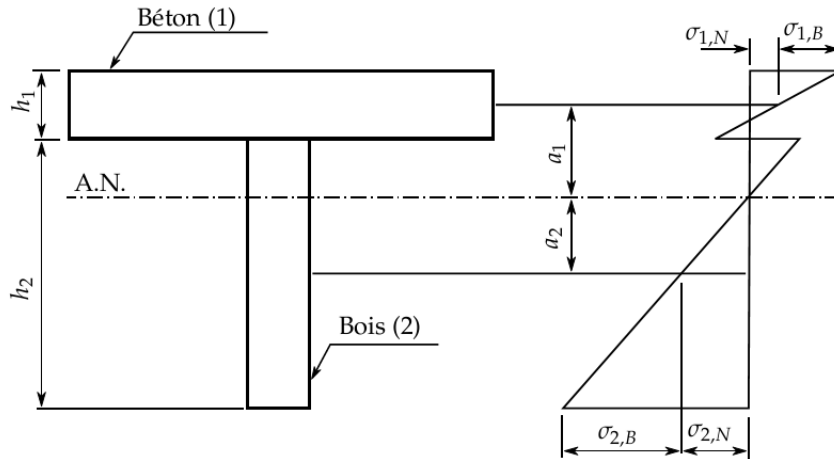


Figure 3.5 : Distribution des contraintes d'une section de poutre à action composite [2].

4.3. Méthode Élastique Plastique

La méthode élasto-plastique a été développée par Frangi et Fontana en 2003. Cette méthode utilise la résistance maximale de la connexion au lieu de la limite élastique. Elle est basée sur le modèle élastique européen (1949). La connexion est supposée parfaitement rigide (Fig. 3.6), en supposant une liaison parfaite entre le bois et le béton ($\gamma = 1$) ce qui simplifie les calculs. Les contraintes et les déviations sont calculées à l'aide de l'équation de la méthode gamma, à F_{max} , puis en utilisant EI_{min} comme dans la méthode de cisaillement fixe. La courbe de comportement est remarquée proche de la ligne d'action composite complète. Au fur et à mesure que la connexion se plastifie progressivement, la courbe se rapproche progressivement vers celle qui représente une rigidité nulle. Lorsque le premier connecteur atteint sa capacité maximale, sa rigidité devient nulle et une force supplémentaire est transférée au connecteur suivant [2,18].

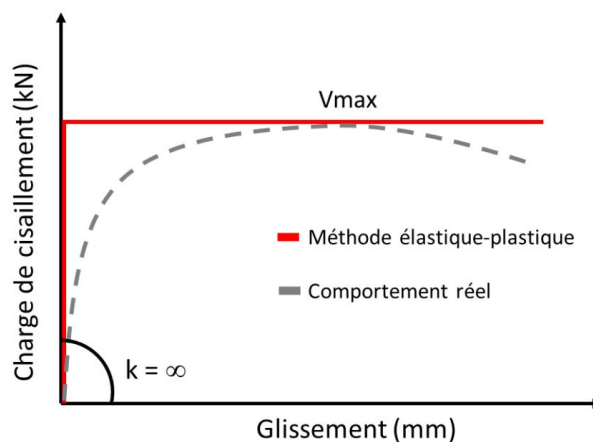


Figure 3.6: Approximation du comportement d'un connecteur selon la méthode élasto-plastique [18].

4.4. Méthode de Newmark non-linéaire

Proposée par Cuerrier Auclair et al [14] de l'Université Laval, qui ont modifié la méthode développée par Newmark (1951) où le système est divisé en couches qui sont résolues selon l'équation différentielle suivante :

$$\frac{d}{dx} \left(\frac{1}{K} \frac{dN(x)}{dx} \right) - \frac{1}{C^*} * \frac{EI_{\infty}}{EI_{min}} N(x) = - \frac{M(x)}{EI_{\infty}} \quad (Eq. 3.32)$$

L'équation de Newmark est ensuite couplée avec celle de la théorie des poutres d'Euler-Bernoulli comme suit :

$$\frac{d^2}{dx^2} (EI_{min} \Delta''(x) + N(x)d) = q(x) \quad (Eq. 3.33)$$

$$\frac{d}{dx} \left(\frac{1}{K} \frac{dN(x)}{dx} \right) - \frac{1}{C^*} * \frac{EI_{\infty}}{EI_{min}} N(x) + \Delta''(x)d = 0 \quad (Eq. 3.34)$$

L'équation est résolue en tenant compte du comportement de la connexion dans les domaines élastique et plastique. Cette méthode estime donc le comportement non linéaire de la connexion. La résolution du système par cette méthode ne s'effectue qu'à l'aide de calculs numériques par éléments finis. Elle est assez précise et intègre tous les paramètres importants qui influencent la réponse du système bois-béton collaborant en flexion.

4.5. Méthode de calcul simplifiée (Fragiacomo, 2006) [20]

Fragiacomo [20] a proposé une méthode de calcul simplifiée pour les poutres BBC à action composite partielle simplement appuyée. L'évaluation des contraintes inélastiques de manière linéaire impose avant tout de déterminer les termes de rigidité nécessaires à l'analyse. Les indices 0 et ∞ représentent respectivement l'action composite nulle et l'action composite parfaite.

$$EA_0 = E_1 A_1 + E_2 A_2 \quad (Eq. 3.35)$$

$$(EA)^* = \frac{E_1 A_1 E_2 A_2}{EA_0} \quad (Eq. 3.36)$$

$$H = \frac{h_1 + h_2}{2} \quad (Eq. 3.37)$$

$$EI_0 = EI_{min} = E_1 I_1 + E_2 I_2 \quad (Eq. 3.38)$$

$$EI_{\infty} = EI_0 + (EA)^* H^2 \quad (Eq. 3.39)$$

$$\alpha = \sqrt{\frac{k_s/s}{(EA)^*} * \frac{EI_{\infty}}{EI_0}} \quad (Eq. 3.40)$$

Les forces axiales, les moments de flexion, les déformations et contraintes sont les suivants :

$$N_2(x) = -N_1(x) = N_{2,max,\infty} \cdot \gamma_{\theta}(x) \quad (Eq. 3.41)$$

$$N_{2,max,\infty} = -\frac{\Delta\varepsilon_{in}}{H} \frac{EI_\infty - EI_0}{EI_\infty} \frac{EI_0}{H} \quad (Eq. 3.42)$$

$$\Delta\varepsilon_{in} = \Delta\varepsilon_{2n} - \Delta\varepsilon_{1n} \quad (Eq. 3.43)$$

$$\gamma_\theta(x) = 1 + \tanh(0.5\alpha L) \cdot \sin(\alpha x) - \cosh(\alpha x) \quad (Eq. 3.44)$$

$$M_i(x) = M_{i,max,\infty} \cdot \gamma_\theta(x) \quad (Eq. 3.45)$$

$$M_{i,max,\infty} = \frac{\Delta\varepsilon_{in}}{H} \frac{EI_\infty - EI_0}{EI_\infty} E_i I_i \quad (Eq. 3.46)$$

$$\sigma_2 = -\sigma_1 = \frac{N_2}{A_2} \quad (Eq. 3.47)$$

$$\sigma_{m,i} = \frac{M_i}{I_i} \cdot \frac{h_i}{2} \quad (Eq. 3.48)$$

L'effort de cisaillement et le glissement de la connexion :

$$F_k(x) = k_s \cdot s_k(x) \quad (Eq. 3.49)$$

$$s_k(x) = s_{k,max,0} \cdot \gamma_s(x) \quad (Eq. 3.50)$$

$$s_{k,max,0} = -\Delta\varepsilon_{in} \frac{L}{2} \quad (Eq. 3.51)$$

$$\gamma_s(x) = \frac{1}{0.5\alpha L} [\tanh(0.5\alpha L) \cdot \cosh(\alpha x) - \sinh(\alpha x)] \quad (Eq. 3.52)$$

La flèche maximale causée par les déformations inélastiques est déterminée de la façon suivante:

$$\omega_{max} = \omega_{max,\infty} \cdot \gamma_\omega \quad (Eq. 3.53)$$

$$\omega_{max,\infty} = \frac{\Delta\varepsilon_{in}}{H} \frac{EI_\infty - EI_0}{EI_\infty} \frac{L^2}{8} \quad (Eq. 3.54)$$

$$\gamma_\omega = 1 - \frac{8}{(\alpha L)^2} \left[1 - \frac{1}{\cosh(0.5\alpha L)} \right] \quad (Eq. 3.55)$$

Pour évaluer la valeur maximale d'un effet sur la poutre, les deux coefficients suivants sont utilisés :

$$\gamma_s(0) = \frac{\tanh(0.5\alpha L)}{0.5\alpha L} \quad (Eq. 3.56)$$

$$\gamma_s\left(\frac{L}{2}\right) = 1 - \frac{1}{\cosh(0.5\alpha L)} \quad (Eq. 3.57)$$

Les déformations causées par les conditions environnementales comme la température et le taux d'humidité entraînent des contraintes inélastiques. Puisque ces variations sont cycliques lors d'une année, Fragiacommo [20] a prouvé que l'influence du fluage dû aux

conditions environnementales est négligeable. Ainsi, il n'est pas nécessaire d'utiliser les modules d'élasticité et de glissement réduits pour calculer l'effet des conditions environnementales sur la flèche.

À l'inverse, pour évaluer l'effet du fluage, il est recommandé d'utiliser les modules d'élasticité et de glissement effectifs diminués par les coefficients de fluage.

$$E_{1,eff} = \frac{E_1}{1 + \Phi_1} \quad (Eq. 3.58)$$

$$E_{2,eff} = \frac{E_2}{1 + \Phi_2} \quad (Eq. 3.59)$$

$$k_{eff} = \frac{k_s}{1 + \Phi_k} \quad (Eq. 3.60)$$

5. Evaluation de la rigidité des connexions

5.1. Les suggestions de l'Eurocode 5

Les performances mécaniques des structures composites bois-béton sont davantage influencées par le module de glissement des connexions que par la capacité de charge ultime. Il convient de noter qu'en général, les paramètres de résistance et de rigidité des structures mixtes en bois-béton doivent être évalués de manière empirique [21].

Si les données expérimentales ne sont pas disponibles, l'Eurocode 5 suggère de doubler la valeur du module de glissement pour un assemblage bois-bois similaire.

Les expressions suivantes (Tab. 3.3) pour estimer le module de glissement ont été proposées.

Tableau 3.3 : Modèles de l'Eurocode 5 pour la détermination du module de glissement des assemblages bois [17]

Type de connexions	K_{ser}
Chevilles boulons avec et sans jeu ^a Vis Clous (avec pré-perçage)	$\rho_m^{1.5} d / 23$
Clous (sans pré-perçage)	$\rho_m^{1.5} d^{0.8} / 30$
Agrafes	$\rho_m^{1.5} d^{0.8} / 80$
Connecteurs à anneau fendu type A selon EN 912 Connecteurs à plaques de cisaillement type B selon EN 912	$\rho_m d_c / 2$
Connecteurs à plaques dentées : - Connecteurs de type C1 à C9 selon EN 912 - Connecteurs types C10 et C11 selon EN 912	$1.5 \rho_m d_c / 4$ $\rho_m d_c / 2$
^a Le jeu doit être ajouté séparément à la déformation.	

5.2. Les formules empiriques de Turrini, Ceccotti et Dias

Cependant, de nombreux résultats expérimentaux publiés sont en contradiction avec la suggestion de l'Eurocode 5 et à la place de la valeur moyenne de la densité du bois, suggèrent de définir le module de glissement en fonction du diamètre de la fixation et du son module d'élasticité du bois [6,17]:

Turrini et Piazza (1983)

$$K_{ser} = 0.125. E_w. d \quad (Eq. 3.61)$$

Ceccotti (1995)

$$K_{ser} = 0.08. E_w. d \quad (Eq. 3.62)$$

Dias (2018)

$$K_s = 100. l_{s, Timber} \quad (Eq. 3.63)$$

5.3. L'évaluation analytique de Gelfi

Gelfi et al [5] ont fait une évaluation analytique de la rigidité et la résistance des connecteurs de type goujons. Les connecteurs sont étudiés dans le cas général ou des planches de bois séparant la dalle béton et la poutre bois.

Le connecteur est considéré comme une poutre infinie d'Euler-Bernoulli sur deux fondations élastiques: le bois et le béton.

La rigidité et la résistance des connecteurs ponctuels peuvent être évaluées analytiquement par la formule (Eq. 3.64)

$$K_{ser} = \frac{12 E_s I_s}{l^{*3}} \quad (Eq. 3.64)$$

Avec :

E_s : le module d'élasticité de l'acier,

I_s : le moment d'inertie de connecteur,

l^* : la longueur idéale adoptée pour le connecteur.

En se basant sur des valeurs de rigidités de fondation élastique de 1300 MPa pour le bois et 10 000 MPa pour le béton et le diamètre du connecteur doit se situer entre 12 et 20 mm et l'espacement entre le bois et le béton doit être inférieur à 50 mm, la rigidité des connecteurs peut être donné par l'équation (Eq. 3.65).

$$k = 124000 * \frac{d}{\left(4.34 + \frac{t}{d}\right)^3} \quad (Eq. 3.65)$$

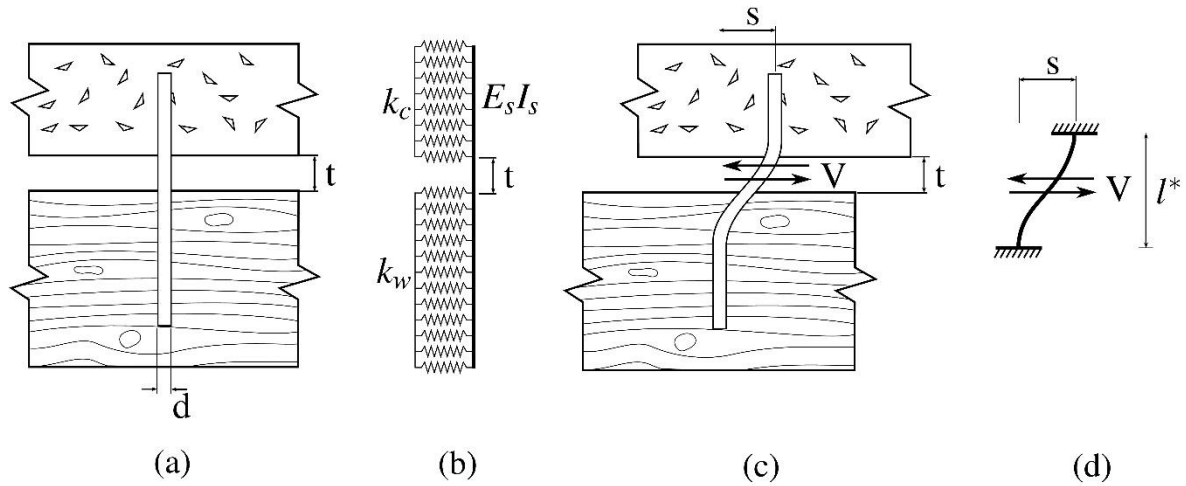


Figure 3.7: la modélisation de rigidité de connexion des goujon [5].

Pour évaluer la résistance des connecteurs, Gelfi a considéré que les fondations élastiques et le connecteur plastifiant (f_{hc} et f_{hw}) ce qui est une hypothèse réaliste. Par conséquent, la résistance de la connexion se calcule avec les équations (Eq 3.66) et (Eq 3.67).

Il est également possible de prédire la résistance de la connexion avec un principe similaire (Fig. 3.8).

$$l_w = \frac{d}{1 + \frac{f_{hw}}{f_{hc}}} \left(\sqrt{\frac{2}{3} \frac{f_y}{f_{hw}} \left(1 + \frac{f_{hw}}{f_{hc}} \right) + \left(\frac{t}{d} \right)^2} - \frac{t}{d} \right) \quad (Eq. 3.66)$$

$$V_u = f_{hw} l_w d \quad (Eq. 3.67)$$

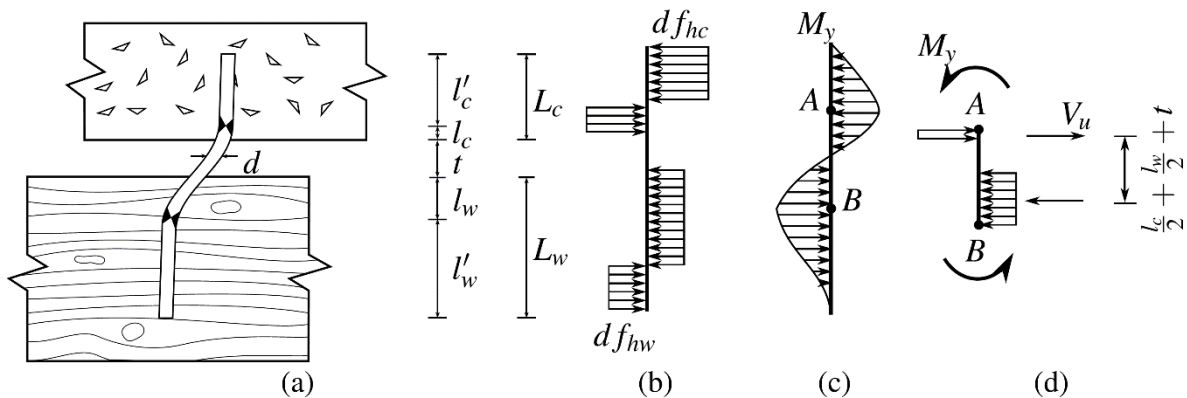


Figure 3.8 : Modélisation de la connexion adaptée par Gelfi et al [5].

6. Règles et lignes directrices à travers le monde

Malgré le grand intérêt suscité par ce système structurel, sa conception n'a jamais été complétée par un cadre réglementaire adéquat. En effet, quelques règles et directives dispersées ont été développées, mais surtout pour répondre à des problématiques particulières comme par exemple la conception des ponts [17]. Néanmoins, les

informations relatives aux connexions sont souvent données dans les documents disponibles.

Cinq documents nationaux/régionaux ont été identifiés [17]:

- Europe – Eurocode 5;
- Océanie – Directives de conception australiennes et néo-zélandaises.
- États-Unis – codes AASHO/AASTHO.
- Canada – Code canadien sur le calcul des ponts routiers.
- Brésil – Manuel de conception des ponts en bois [22].

6.1. L’Eurocode 5

La Partie 1-1 « Généralités – Règles et règles communes pour les bâtiments » et Partie 2 « Ponts » de l’Eurocode 5 donne des clauses dispersives pour la conception de systèmes BBC. De plus, d’autres clauses communes pour les structures en bois sont également souvent utilisées.

En termes de connexions, les clauses suivantes sont données, spécifiquement et explicitement:

Tableau 3.4 : Les clauses de l’Eurocode 5 concernant les systèmes BBC.

Paragraphe	Contenue
Partie 1-1 – Clause – 7.1 (3)	Glissière de raccordement pour les assemblages béton-bois.
Article – 2.4.1 – Tableau 2.1 –	Coefficients partiels recommandés pour les propriétés des matériaux.
Article – 5.2 –	Influence du glissement de connexions dans les systèmes de plaques de pont à action mixte.
Clause - 5.3 (2) -	Conception des attaches en acier et des connexions rainurées ;
Clause – 8.2 –	Assemblages bois-béton dans les systèmes mixtes.
La clause 7.1	le module de glissement des assemblages bois-béton peut être obtenu sur la base des modèles donnés pour les assemblages bois multipliés par un facteur 2.

Cette approche suppose implicitement que la déformation du côté béton est négligeable et que la rigidité des assemblages peut être supposée être le double de celle des assemblages en bois.

Le code fournit des modèles de calcul pour les types de connexion répertoriés dans le tableau suivants.

Tableau 3. 5 : Modèles Eurocode 5 pour la détermination du module de glissement des assemblages bois [17]

Type de connexions	K_{ser}
Chevilles boulons avec et sans jeu ^a Vis Clous (avec pré-perçage)	$\rho_m^{1.5} d / 23$
Clous (avec pré-perçage)	$\rho_m^{1.5} d^{0.8} / 30$
Agrafes	$\rho_m^{1.5} d^{0.8} / 80$
Connecteurs à anneau fendu type A selon EN 912 Connecteurs à plaques de cisaillement type B selon EN 912	$\rho_m d_c / 2$
Connecteurs à plaques dentées : - Connecteurs de type C1 à C9 selon EN 912 - Connecteurs types C10 et C11 selon EN 912	$1.5 \rho_m d_c / 4$ $\rho_m d_c / 2$
^a Le jeu doit être ajouté séparément à la déformation.	

En raison de la nature indéterminée des systèmes composites bois-béton, le module de glissement est requis à la fois pour l'analyse des états limites ultimes et des états limites de service.

Dans le cas de l'état limite de service, la valeur moyenne du module de glissement déterminée directement à partir des modèles (voir par exemple le tableau 5) ou des essais doit être utilisée.

D'autre part, pour les états limites ultimes, une valeur inférieure doit être utilisée en raison de la rigidité inférieure à ce stade. Sa valeur peut être déterminée comme indiqué dans l'équation (Eq. 3.68).

$$K_u = \frac{2}{3} K_s \quad (Eq. 3.68)$$

Dans [EN 1995-2] Tableau 2.1, des coefficients partiels recommandés sont donnés pour les assemblages bois-béton. Une valeur de 1,25 est donnée pour la vérification normale tandis qu'une valeur de 1,0 est donnée pour les vérifications de fatigue. La valeur de la vérification normale est légèrement inférieure à celle des assemblages bois 1.3.

Dans l'article 5.2, il est explicitement indiqué que pour l'action composite des systèmes de plaques de pont, l'influence du glissement de connexion doit être prise en compte. D'autres indications sont données dans la partie connexion du § 8.2.

La clause 5.3 (2) stipule que les fixations en acier et les connexions rainurées doivent être conçues pour transmettre toutes les forces dues à l'action composite. De plus, le frottement et l'adhérence entre le bois et le béton ne doivent pas être pris en compte, à moins qu'une étude spéciale ne soit effectuée.

Dans le chapitre 8 traitant des raccordements, un certain nombre d'indications sont données pour TCC qui sont transcrites ci-dessous :

- 8.2.1(1) – L'effet de corde ne doit pas être utilisé.
- 8.2.1(2) – Dans les cas où il existe une couche intermédiaire non structurale entre le bois et le béton (par exemple pour les coffrages), les paramètres de résistance et de rigidité doivent être déterminés par une analyse spéciale ou par des essais.
- 8.2.2 (1) – Pour les assemblages rainurés, l'effort tranchant doit être pris par la pression de contact direct entre le bois et le béton coulé dans la rainure.
- 8.2.2 (2) Il convient de vérifier que la résistance de la partie béton et de la partie bois de l'assemblage est suffisante.
- 8.2.2 (3) Les parties en béton et en bois doivent être maintenues ensemble afin qu'elles ne puissent pas se séparer.
- 8.2.2 (4) L'assemblage doit être dimensionné pour une force de traction entre le bois et le béton équivalente à 10 % de la charge de cisaillement transmise dans l'assemblage.

Ces indications sont rares et dispersées sur les deux parties de l'Eurocode 5 citées (1-1 et 2). Dans la plupart des cas, l'application des assemblages TCC selon [EN 1995-2] nécessite l'utilisation d'autres clauses initialement destinées aux structures en bois [17].

6.2. Directives de conception australiennes et néo-zélandaises

Gerber et al. [17] ont présenté un guide de conception pour soutenir la conception de systèmes composites bois-béton en Australie et en Nouvelle-Zélande. Ce guide de conception est développé sur la base de l'Eurocode 5 mais adapté pour se conformer aux règles australiennes et néo-zélandaises pour les structures en bois. Certaines limitations s'appliquent à cette procédure, en raison de l'incertitude reconnue sur certains aspects de la déflexion à long terme des planchers TCC. Parmi ces limitations, les portées sont limitées à moins de 8 m et deux configurations de raccordement prescrites dans le document peuvent être utilisées et (Fig. 3.9).

Le comportement des connexions est supposé élastique linéaire pour les états limites ultimes et de service. Les deux configurations de connexion consistent en des entailles combinées à des vis et sont illustrées à la Fig. 3.9 [17].

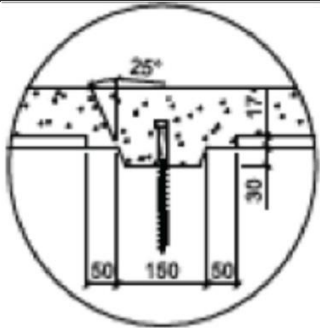
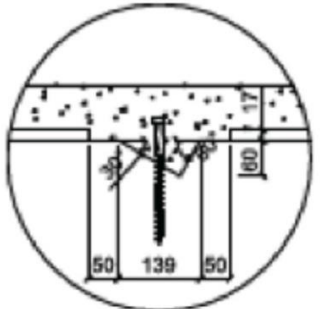
Connection types with geometry and dimensions in mm	For beam thickness 50mm or less	For beam thickness more than 50mm
	Coach screw \varnothing 12 mm and l_p : 80 mm or at least the length of the thread	Coach screw \varnothing 16 mm and l_p : 100 mm or at least the length of the thread
		

Figure 3.9: Croquis des configurations de connexion indiquées en Australie et Directives de conception néo-zélandaises [17]

6.3. États-Unis – Codes AASHTO/AASHTO

Les ponts TCC sont couverts par divers codes AASHO et AASTHO, à savoir dans les versions de 1949 (voir [AASHO, 1949]) et de 1983 (voir [AASHTO, 1983]).

Dans la version de 1949, la détermination des efforts internes est effectuée en supposant une interaction parfaite entre le bois et le béton. De plus, certaines directives sont également données pour les dispositifs de cisaillement, notant qu'ils doivent permettre un bon compactage du béton et empêcher une séparation verticale entre les deux matériaux.

Dans la version de 1983, il est précisé que dans les tabliers mixtes Bois-Béton, la liaison en cisaillement doit résister à tout le cisaillement horizontal et être réalisée de manière à empêcher la séparation entre les deux matériaux. Différentes dispositions de connexion telles que des clous ou des rainures sont explicitement autorisées [17].

6.4. Code canadien sur la conception des ponts routiers

Le Code canadien sur le calcul des ponts routiers (CSA, 2006) donne des indications précises pour le dimensionnement des ponts TCC, notamment en ce qui concerne les raccordements.

L'objectif des lignes directrices du code est limité aux TCC avec planchers de pont. De la même manière que les directives de conception en Australie et en Nouvelle-Zélande, deux

configurations de connexion sont autorisées. Les deux sont basés sur des entailles obtenues à différentes profondeurs des tôles et combinées avec des attaches en acier [17].

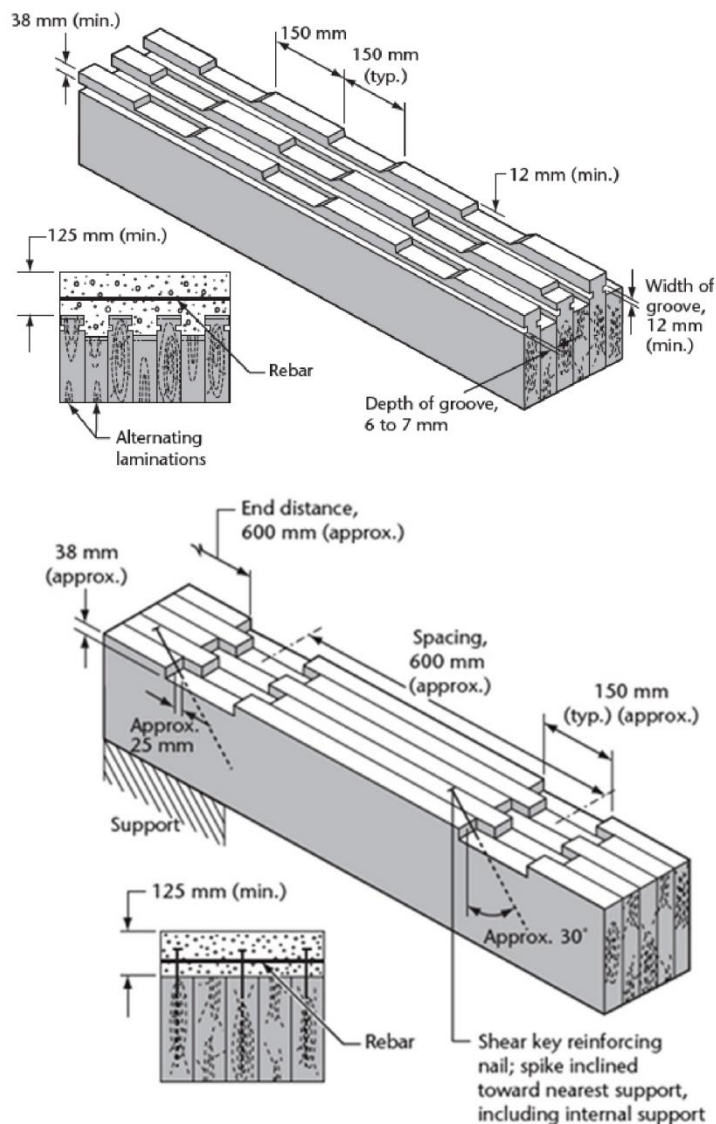


Figure 3.10 : Croquis des configurations de connexion indiquées en Canadian [17].

Conformément au code, la première configuration de connexion est utilisée avec succès depuis 1955, tandis que la seconde est basée sur des recherches et développements plus récents des années 1980.

Le code indique la méthode des sections transformées comme la méthode d'analyse qui conduit implicitement à une liaison rigide entre le bois et le béton [17].

6.5. Brésil - Manuel pour la conception des ponts en bois

Au Brésil (voir Magalhães et al en 1997 [23]), les systèmes bois-béton sont étudiés depuis au moins 1974. Des études plus récentes comme celle de Nicolas et al 2001 [24] et Soriano et al [25] indiquent qu'en raison du manque la réglementation bois-béton, les lignes directrices et les connexions bois-béton utilisées au Brésil notamment, sont les mêmes que dans les pays européens, notamment l'Eurocode 5. Malgré cela un code de calcul des

ponts publié en 2006 par Junior et al [22] donnent des indications spécifiques pour l'analyse et la conception des systèmes TCC pour les applications de pont.

L'approche de conception est destinée aux ponts TCC avec des systèmes de tablier en bois, fabriqués avec des éléments ronds en bois. L'approche analytique est basée sur la théorie des coques. Dans cette connexion manuelle, les propriétés mécaniques sont également données pour deux configurations avec X barres collées, en faisant varier le diamètre de la barre d'armature. Les valeurs des propriétés mécaniques sont basées sur des données issues d'essais expérimentaux [17].

7. Démarche pratique pour le dimensionnement et justification des sections mixtes selon la méthode gamma de l'Eurocode 5.

Ceccoti 1995 [6] a mis en pratique l'exploitation de la méthode gamma de l'Eurocode 5 en donnant une démarche de calcul pour le dimensionnement et la justifications des sections mixte basé sur les notations de l'Eurocode 2 et 5.

7.1. Détermination des caractéristique de béton

La classe du béton est définie au préalable et la largeur de la table de compression b_1 est calculé selon EC4 et possède comme valeur $2l / 8$ et ne peut pas être supérieur à l'espacement entre les poutres en bois [6].

La classe du béton et ses caractéristiques sont définie selon l'EC2 comme suit :

Béton

Désignation	Notation	Unité
La résistance caractéristique à la compression à 28 jours pour les éprouvettes cylindriques	f_{ck}	(N/mm ²)
La résistance caractéristique à la compression à 28 jours pour les éprouvettes cubiques	$f_{ck,cube}$	(N/mm ²)
La résistance caractéristique à la traction à 28 jours	f_{ctm}	(N/mm ²)
Le module d'élasticité longitudinal du béton	E_{cm}	(N/mm ²)
Coefficient de fluage, charge permanente	$\phi_{\infty,t0}$	
coefficient de fluage, charge à moyen terme	$\phi_{t,t0}$	

Les contraintes résistantes de calcul sont évaluées selon l'EC2 :

Béton

Désignation	Notation	Unité
La contrainte de calcul en compression à 28 jours	$f_{cd} = \frac{0.83 * 0.85 * f_{ck,cube}}{1.5}$	(N/mm ²)
La contrainte de calcul en traction à 28 jours	$f_{ctmd} = \frac{0.85 * f_{ctm}}{1.5}$	(N/mm ²)
Le module d'élasticité longitudinal du béton	E_{cm}	(N/mm ²)
Coefficient de charge permanente	$\phi_{\infty,t0}$	
Coefficient de charge à moyen terme	$\phi_{t,t0}$	

7.2. Détermination des caractéristique de bois

La classe du bois et les caractéristiques de résistance sont définie selon l'EC5 comme suit:

Bois

Désignation	Notation	Unité
Contrainte résistante caractéristique en flexion	$f_{m,k}$	(N/mm ²)
Contrainte résistante caractéristique de traction axiale	$f_{t,0k}$	(N/mm ²)
Contrainte résistante caractéristique de cisaillement perpendiculaire aux fibres	$f_{v,k}$	(N/mm ²)
Contrainte résistante caractéristique de compression axiale	$f_{h,0k}$	(N/mm ²)
Module d'élasticité moyen axiale	$E_{0,mean}$	(N/mm ²)
Masse volumique	$\rho_{0,k}$	
facteur pour la valeur quasi-permanente de l'action qui génère la plus grande contrainte eu égard à la résistance	k_{def}	
facteur de modification qui tient compte de l'effet de la durée de chargement et de l'humidité	k_{mod}	

Les contraintes résistantes de calcul sont évaluées selon l'EC5 :

Bois

Désignation	Notation	Unité
Contrainte de calcul en flexion	$f_{m,d} = \frac{k_{mod} * f_{m,k}}{1.3}$	(N/mm ²)
Contrainte de calcul de traction axiale	$f_{t,0,d} = \frac{k_{mod} * f_{t,0,k}}{1.3}$	(N/mm ²)
Contrainte de calcul de cisaillement perpendiculaire aux fibres	$f_{v,d} = \frac{k_{mod} * f_{v,k}}{1.3}$	(N/mm ²)
Contrainte résistante caractéristique de compression axiale	$f_{h,0,d} = \frac{k_{mod} * f_{h,0,k}}{1.3}$	(N/mm ²)
Module d'élasticité moyen axiale	$E_{0,mean}$	(N/mm ²)
Masse volumique	$\rho_{0,k}$	

7.3. Les connecteurs

- Si le concepteur décide d'utiliser des connecteurs ponctuels de forme cylindriques, il va définir leurs diamètres ' d ' et aussi ses espacements correspondants ' s '.
- On définit deux zones pour placer les connecteurs :
La 1ere zone : qui sont les deux quarts d'extrémités de la poutre, soit la moitié de la poutre au total. Un espacement minimal s_{min} est adopté pour cette zone.
La 2eme zone : le reste de la poutre, c'est-à-dire la moitié de milieu de la poutre. Un espacement maximal s_{max} est adopté pour cette zone.

L'espacement effectif s_{ef} qui rentre dans les calculs sera calculé comme suit :

$$s_{ef} = 0.75 s_{min} + 0.25 s_{max}$$

Les connecteurs

Désignation	Notation	Unité
Contrainte limite caractéristique de l'acier	$f_{u,k}$	(N/mm ²)
Moment résistant caractéristique du connecteur	$M_{y,k} = k_{mod} * f_{u,k} * d^3 / 3$	(N.mm)
Module de glissement à l'ELS	$K_{ser} = 0.125 * d * E_{0,mean}$	(N/mm)
Module de glissement à l'ELU	$K_u = 2 * K_{ser} / 3$	(N/mm)

7.4. Les caractéristiques géométriques de la section mixte bois/béton

Les démarches pratiques pour l'évaluation des caractéristiques géométriques de la section mixtes sont mentionnées par ordre

Section (1) : section de la dalle en Béton

Désignation	Notation	Unité
Largeur de la section	b_1	(mm)
Epaisseur de la section	h_1	(mm)
Aire de la section	$A_1 = b_1 * h_1$	(mm ²)
Moment d'inertie	$I_1 = \frac{b_1 * h_1^3}{12}$	(mm ⁴)

Section (2) : section de la poutre en bois

Désignation	Notation	Unité
Largeur de la section	b_2	(mm)
Epaisseur de la section	h_2	(mm)
Aire de la section	$A_2 = b_2 * h_2$	(mm ²)
Moment d'inertie	$I_2 = \frac{b_2 * h_2^3}{12}$	(mm ⁴)

Section mixte : bois/béton

Désignation	Notation	Unité
Hauteur total	$h = h_1 + h_2$	(mm)
Coefficient d'équivalence	$n = \frac{E_1}{E_2}$	
Coefficient Gamma	$\gamma = \frac{1}{1 + \frac{\pi^2 E_1 A_1 s_{ef}}{L^2 K}}$	
L'aire effective	$A_{ef} = \gamma n A_1 + A_2$	(mm ²)
Distance entre centre de gravité de la section mixte et le centre de la poutre	$a_2 = \frac{\gamma E_1 A_1 (h_1 + h_2)}{2 * (\gamma E_1 A_1 + E_2 A_2)}$	(mm)
Distance entre centre de gravité de la section mixte et le centre de la dalle	$a_1 = \frac{h_1 + h_2}{2} - a_2$	(mm)
Centre de gravité de la section mixte	$z_G = \frac{1}{A_{ef}} \left[\gamma n A_1 \frac{h_1}{2} + A_2 \left(h_1 + \frac{h_2}{2} \right) \right]$	(mm)
Moment d'inertie effectif	$I_{ef} = n I_1 + I_2 + \gamma n A_1 a_1^2 + A_2 a_2^2$	(mm ⁴)
Rigidité effective	$(EI)_{ef} = E_2 * I_{ef}$ $= E_1 [I_1 + \gamma A_1 a_1^2] + E_2 [I_2 + A_2 a_2^2]$	(N.mm ²)

Les contraintes obtenues pour chaque couche s'écrivent :

$$\sigma_{i,N} = \frac{\gamma E_i e_i M_{max}}{(EI)_{ef}}$$

Les contraintes tangentielles s'écrivent :

$$\sigma_{i,B} = \frac{E_i h_i M_{max}}{2(EI)_{ef}}$$

Les contraintes extrêmes s'obtiennent alors :

$$\sigma_{i,N} = \sigma_{1,B} \pm \sigma_{1,N} = \frac{E_1 h_1 M_{max}}{2(EI)_{ef}} + \frac{\gamma E_1 a_1 M_{max}}{(EI)_{ef}}$$

$$\sigma_{i,N} = \sigma_{2,B} \pm \sigma_{2,N} = \frac{E_2 h_2 M_{max}}{2(EI)_{ef}} + \frac{E_2 a_2 M_{max}}{(EI)_{ef}}$$

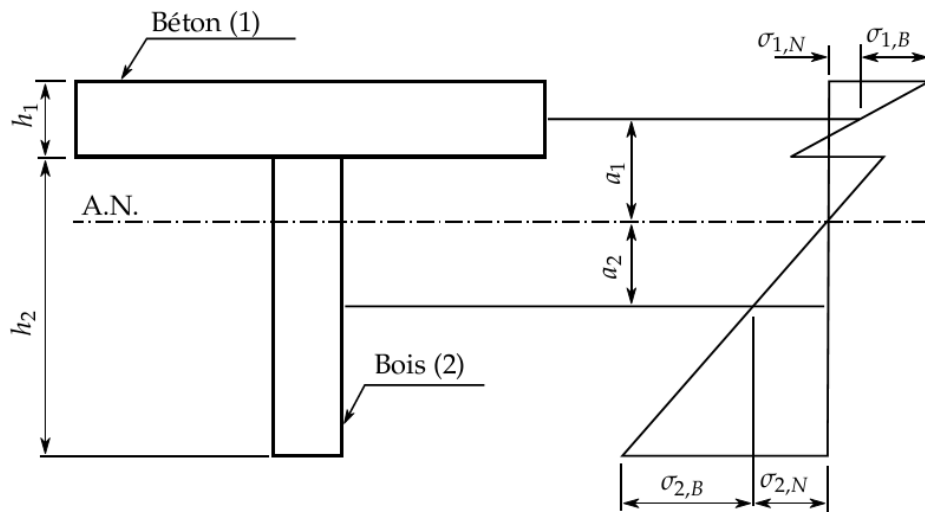


Figure 3.11: Distribution des contraintes selon la méthode Gamma.

8. Conclusion

Ce chapitre a mis en lumière la compréhension et la théorie concernant le concept de l'action composite développé et la contribution des systèmes de connexion au comportement de poutres mixtes en bois-béton.

Il a également fait le tour sur les méthodes et les approches utilisées et les codes et les règlements de calcul à travers le monde. Les systèmes composites en bois-béton ne sont pas exposés explicitement dans la réglementation.

La méthode gamma peut être adoptée. Elle évalue convenablement la flèche et la vérification des contraintes à l'ÉLS et à l'ÉLU en utilisant le module de glissement de connexion. Même si elle ne prend pas en considération le domaine plastique (donc elle ne peut prédire le comportement global). Cette méthode a été retenue à cause de sa facilité. Les résultats obtenus sont semblables aux résultats réels (expérimentaux) et font de cette méthode un choix judicieux.

9. Référence

- [1] Yeoh, D., Fragiaco, M., Deam, B. (2011). Experimental behaviour of LVL-concrete composite floor beams at strength limit state, *Eng. Struct.*, 33(9), pp. 2697-707, Doi: 10.1016/j.engstruct.2011.05.021.
- [2] Gendron, B. (2016). Ponts composites bois-béton en portée simple : théorie , essais et conception, ,,
- [3] Pham, H.S. (2007). Optimisation and fatigue behaviour of interface wood-UHPFRC for new composite bridges, ,,
- [4] Yeoh, D. (2010). Behaviour and Design of Timber-Concrete Composite Floor Sytem, , pp. 189.
- [5] Gelfi, P., Giuriani, E., Asce, M., Marini, A. (2002). Stud Shear Connection Design for Composite Concrete Slab and Wood Beams, , pp. 1544-50.
- [6] Ceccotti, A. (1995). Timber-concrete composite structures, *Timber Eng.*, 2, pp. e13.
- [7] Frangi, A., Fontana, M. (2003). Elasto-Plastic Model for Timber-Concrete Composite, *Struct. Eng. Int.*, 1, pp. 47-57.
- [8] Fragiaco, M., Ceccotti, A. (2006). Long-Term Behavior of Timber - Concrete Composite Beams . I : Finite Element Modeling and Validation, (January), pp. 13-22.
- [9] Fragiaco, M., Schänzlin, J. (2013). Proposal to Account for Concrete Shrinkage and Environmental Strains in Design of Timber-Concrete Composite Beams, *J. Struct. Eng.*, 139(1), pp. 162-7, Doi: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000605.
- [10] Fernández-cabo, J.L., Ph, D., Fernández-lavandera, J., Ávila-jalvo, J.M., Ph, D. (2008). Wood-Concrete and Wood-Wood Mixed Beams : Rational Basis for Selecting Connections 1, (March), pp. 440-7.
- [11] Yeoh, D., Fragiaco, M., De Franceschi, M., Boon, K.H. (2011). State of the Art on Timber-Concrete Composite Structures: Literature Review, *J. Struct. Eng.*, 137(10),.
- [12] Dias, A.M.P.G., Jorge, L.F.C. (2011). The effect of ductile connectors on the behaviour of timber-concrete composite beams, *Eng. Struct.*, 33(11), pp. 3033-42, Doi: 10.1016/j.engstruct.2011.05.014.
- [13] Yeoh, D., Fragiaco, M. (2012). The Design of a Semi-Prefabricated LVL-Concrete Composite Floor, , Doi: 10.1155/2012/626592.
- [14] Cuerrier Auclair, Samuel; Sorelli, Luca; Salenikovich, A. (2014). Structure mixte bois et béton à haute performance : approche semi - analytique pour assurer la ductilité structurelle, , pp. 1-2.
- [15] Zhang, C., Gauvreau, P. (2015). Timber-Concrete Composite Systems with Ductile Connections, , Doi: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001144.
- [16] Jelusic, P., Kravanja, S. (2017). Optimal design of timber-concrete composite floors based on the multi-parametric MINLP optimization, *Compos. Struct.*, , Doi: 10.1016/j.compstruct.2017.07.062.

- [17] Dias, A., Schänzlin, J., Dietsch, P. (2018). Design of timber-concrete composite structures, .
- [18] Lecours, S. (2022). Optimisation multicritère des planchers préfabriqués en bois-béton pour les bâtiments multiétages en considérant la méthode constructive Optimisation multicritère des planchers préfabriqués en bois-béton pour les bâtiments multiétages en considérant la mé, ,.
- [19] ã, U.A.G. (2009). International Journal of Mechanical Sciences A simplified analysis method for composite beams with interlayer slip, *Int. J. Mech. Sci.*, 51(7), pp. 515–30, Doi: 10.1016/j.ijmecsci.2009.05.003.
- [20] Fragiacomio, M. (2006). Long-Term Behavior of Timber – Concrete Composite Beams . II : Numerical Analysis and Simplified Evaluation, 132(1), pp. 23–33.
- [21] Branco, J.M., Cruz, P.J.S., Piazza, M. (2009). Experimental analysis of laterally loaded nailed timber-to-concrete connections, *Constr. Build. Mater.*, 23(1), pp. 400–10, Doi: 10.1016/j.conbuildmat.2007.11.011.
- [22] Júnior, C.C., Dias, A.A., Góes, J.L.N. de., Cheung, A.B. (2006). MANUAL DE PROJETO E CONSTRUÇÃO DE PONTES DE MADEIRA, ,.
- [23] Magalhaes, L.N. (n.d.). Vigas compostas madeira concreto, ,.
- [24] Nicolas, E.A. (2001). Estudo de ligações em estruturas mistas de concreto-madeira, ,.
- [25] Julio, C., Orientador, S., Mascia, N.T. (2001). ESTRUTURAS MISTAS EM CONCRETO E EM MADEIRA: ANÁLISE DE VIGAS E PAINÉIS E APLICAÇÕES NA CONSTRUÇÃO CIVIL, ,.

IV

**Renforcement des entailles
courtes, conception et
évaluation d'un connecteur
novateur**

Chapitre IV:

Renforcement des entailles courtes, Conception et évaluation d'un connecteur novateur

1. Introduction

Les planchers mixtes en bois-béton se composent d'éléments inférieurs en bois, surmontés d'une dalle en béton. Les deux sont collaborés grâce à un système de connexion pour former un seul élément structurel.

Le choix d'une connexion efficace entre la dalle en béton et la poutrelle en bois est la clé pour garantir un profit des caractéristiques de chaque constituant du plancher, ce qui représente une solution viable qui peut rivaliser avec les structures en béton armé et en acier [1].

Selon le matériau, le transfert de l'effort et la disposition le long de la dalle, les connexions peuvent être distinguées et classifiées [2]. Parmi eux, on distingue les connexions entaillées qui peuvent être une alternative efficace et économique par rapport aux autres systèmes de connexion. [3,4]. Ces systèmes sont bien détaillés dans le chapitre 2 de ce mémoire.

2. Problématique et Objectifs

Dans les poutres mixtes en bois béton, l'entaille est généralement équipée par un vis au centre. Son rôle reste limité à fournir une certaine ductilité nécessaire, car le mode de rupture des entailles seules au cisaillement est brutal [5]. L'efficacité de la connexion entaillée en termes de rigidité et de capacité portante est assurée principalement par sa longueur [6], de ce fait, moins de connexions pourraient être installées le long de la poutre et avec un espacement important.

Le facteur principal qui gouverne la meilleure performance de l'entaille est sa longueur [7] de ce fait une entaille longue demande un espacement important en gardant un longueur de bois suffisant entre deux entailles adjacentes ce qui augmente l'espacement de ce type de connexions. Puisque le nombre élevé de connexions est important, cela conduira à la recherche de solutions pour pouvoir installer un nombre élevé de connexions entaillées qui peut être faisable mais avec des entailles courtes [8].

D'autre part, L'entaille elle-même est une coupe dans le bois, si elle possède de grandes dimensions, elle affaiblira la solive en bois et augmentera le risque de rupture par cisaillement longitudinal dans le bois.

Les entailles courtes peuvent être une alternative. Elle nous permet de couper un nombre élevé d'entailles. Cependant, les entailles courtes possèdent une capacité de charge très faible et une rigidité modérée et aussi un mode de rupture brutale. Le renforcement de

ces entailles courtes pour améliorer leur rigidité et leur capacité de charge sera un défi à relever.

La méthode Gamma donne une inspiration sur ce concept. Un rapport entre la rigidité des connexions et leur espacement relatif (k/s) doit être maximale pour atteindre une action composite parfaite traduit par un coefficient de Gamma égal à 1.

Une étude expérimentale a été conduite dans notre laboratoire, mettant en œuvre des tests de cisaillement local, également connus sous le nom de tests « push-out », sur des connexions entaillées qui ont été renforcées à l'aide de trois méthodes distinctes. Parmi ces méthodes, une nouvelle solution a été développée, qui est considérée comme un système de connexion novateur.

L'objectif de cette étude est d'explorer des moyens d'améliorer à la fois la rigidité et la capacité portante des connexions entaillées de courte longueur, afin de renforcer leur résistance aux forces de cisaillement. Ces caractéristiques sont cruciales pour garantir une adhérence maximale entre la poutre en bois et la dalle en béton, ce qui se traduit par une meilleure performance de la poutre mixte. Dans le même contexte, nous cherchons à évaluer l'impact de méthodes de renforcement sur le comportement mécanique local de ces connexions et à les comparer entre elles afin de déterminer laquelle d'entre elles est la plus efficace.

Les conclusions tirées de cette étude joueront un rôle essentiel dans l'élaboration de recommandations futures en matière de conception et de construction des connexions entaillées de courte longueur pour les systèmes de planchers mixtes en bois et en béton. De plus, elles contribueront à faire progresser les méthodes de renforcement à ces connexions.

3. Etude Expérimentale local (Push-out)

Selon la littérature, la meilleure façon de caractériser le comportement des connexions est d'effectuer un essai de cisaillement appelé « Push-Out » qui peut fournir la réponse complète de charge-glissement qui permet d'évaluer la résistance et la rigidité des connexions [9]. Dans cette étude expérimentale, seules les entailles rectangulaires ont été réalisées et testées vu que la forme rectangulaire est la plus simple et la plus efficace [10].

Dans le but d'améliorer les caractéristiques mécaniques des connexions entaillées courtes et évaluer leur comportements au cisaillement, quatre (04) types de connexions entaillées avec un comportement structurel et un processus de construction différents sont choisis, conçus et construits pour les tester au cisaillement. Chaque type présente une configuration spécifique.

Trois types sont constitués d'entailles rectangulaires dont une entaille non renforcée considérée comme connexion de référence. La quatrième connexion est constituée d'entaille trapézoïdale. Les quatre (04) connexions testées sont donc :

- (1) Une entaille rectangulaire de 50 mm de longueur sans aucun renforcement prise comme test de référence. (Abréviée : R 50).
- (2) Une entaille rectangulaire de 50 mm de longueur, renforcée par deux (2) vis inclinées à 60°. (Abréviée : R 50 + 2 vis 60°)
- (3) Une entaille rectangulaire de 50 mm de longueur, équipée d'un connecteur novateur. (Abréviée : INC)
- (4) Une entaille trapézoïdale de 100 mm de longueur, renforcée par quatre vis inclinées. (Abréviée : TRZ)

Pour chaque type de connexion, nous avons construit trois (03) spécimens distincts afin d'effectuer trois répétitions de l'essai de « Push-out ». Donc, un total de douze (12) spécimens ont été fabriqués et testés en cisaillement jusqu'à l'effondrement dans le cadre de cette étude. Le tableau 4.1 et la Fig. 4.1 montrent les quatre types de connexions testées et les abréviations adoptées dans cette étude.

Tableau 4.1: Les systèmes de connexion testés et évalués dans ce programme expérimental.

N°	La connexion	Forme de l'entaille	Dimensions de l'entaille			Renforcement
			Longueur (mm)	hauteur (mm)	Largeur (mm)	
1	R 50	Rectangulaire	50	20	75	(Aucun)
2	R 50 + 2 Vis 60°	Rectangulaire	50	20	75	2 vis à 60°
3	INC	Rectangulaire	50	20	75	Connecteur novateur (IC)
4	TRZ	Trapézoïdale	50 -100	20	60	4 vis à 45°

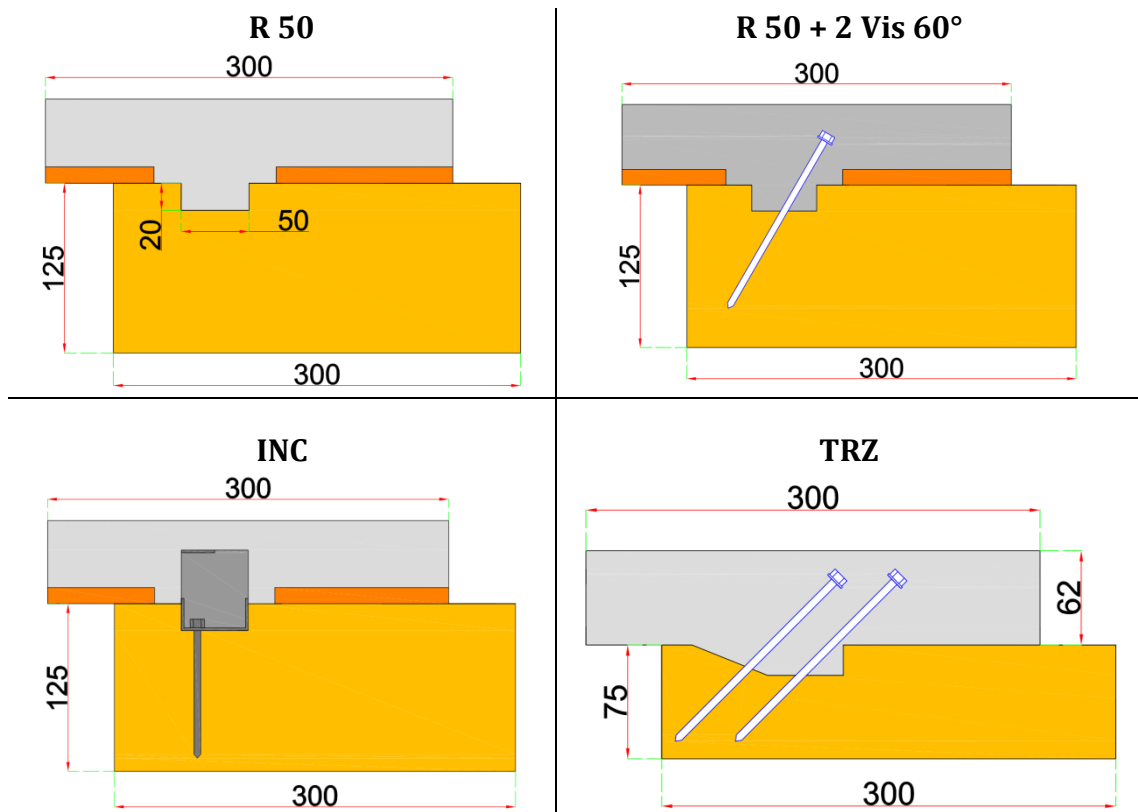


Figure 4.1: les quatre types de connexions conçues pour l'essai de cisaillement "Push-Out".

3.1. Description des spécimens destinés à l'essai « Push-out »

Le spécimen conçu pour le test « push-out » est constitué d'un tronçon d'une poutre en bois qui doit être relié avec la dalle de béton par une connexion entaillée. Le tronçon de bois mesure 300 mm de longueur, 125 mm de hauteur et 75 mm de largeur comme illustré dans la Fig. 4.2.

À une distance de 50 mm des extrémités des tronçons de bois, les entailles ont été découpées à l'aide d'une lame de scie circulaire dans un atelier de menuiserie.

Toutes les différentes configurations ont été faites dans le sens des fibres de bois (appelé longitudinal ou "L") l'axe de connexion aligné dans le sens du fil du bois.

Un contreplaqué de 12 mm d'épaisseur a été interposé sur le tronçon de bois, utilisé comme un coffrage permanent. Ensuite, le béton a été coulé. La dalle en béton mesure 300 mm de longueur et 250 mm de largeur et 50 mm d'épaisseur. Sauf pour les spécimens des connexions TRZ qui ne contiennent aucun élément de séparation entre le bois et le béton, le coffrage en contreplaqué a été retiré pour ce type de connexion.

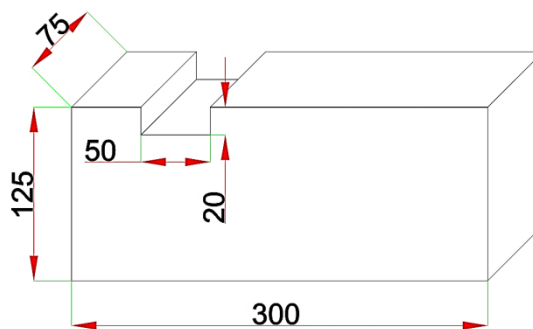


Figure 4.2: le tronçon de bois destiné pour les spécimens de « Push-out ».



Figure 4.3: Tronçons de bois destinés aux spécimens mixtes de la connexion rectangulaire sans renforcement.

Le spécimen mixte en bois béton est présenté à la Fig. 4.4.

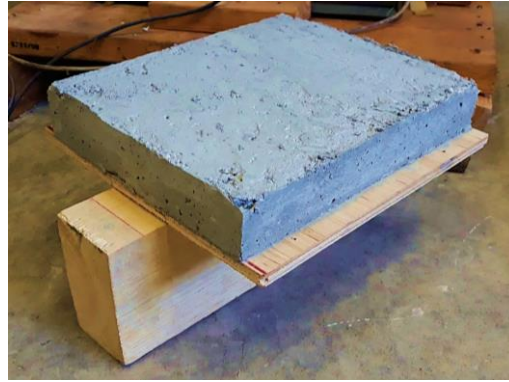


Figure 4.4: Spécimen de push-out prêt pour le test de « Push-out ».

Le spécimen soumis au test de « push-out » est positionné de manière verticale grâce à un support porteur conçu et fabriqué dans notre laboratoire pour la réalisation précise de ces tests. Ce support assure le maintien vertical des spécimens à tester. De plus, il est équipé d'un comparateur digital dont la principale mission est de mesurer le glissement en tout moment du tronçon de bois par rapport à la dalle de béton, comme illustré dans les Fig. 4.5 et 4.6.

Un décalage de 50 mm entre la dalle en béton et le tronçon en bois a été effectué pour permettre au vérin d'appuyer directement sur le tronçon en bois ce qui engendre un effort de cisaillement dans la connexion. Un autre avantage est l'augmentation de la longueur de la partie excitée de bois qui fait face à la connexion entaillée, ce qui diminue le risque d'avoir une rupture par cisaillement longitudinal de bois.

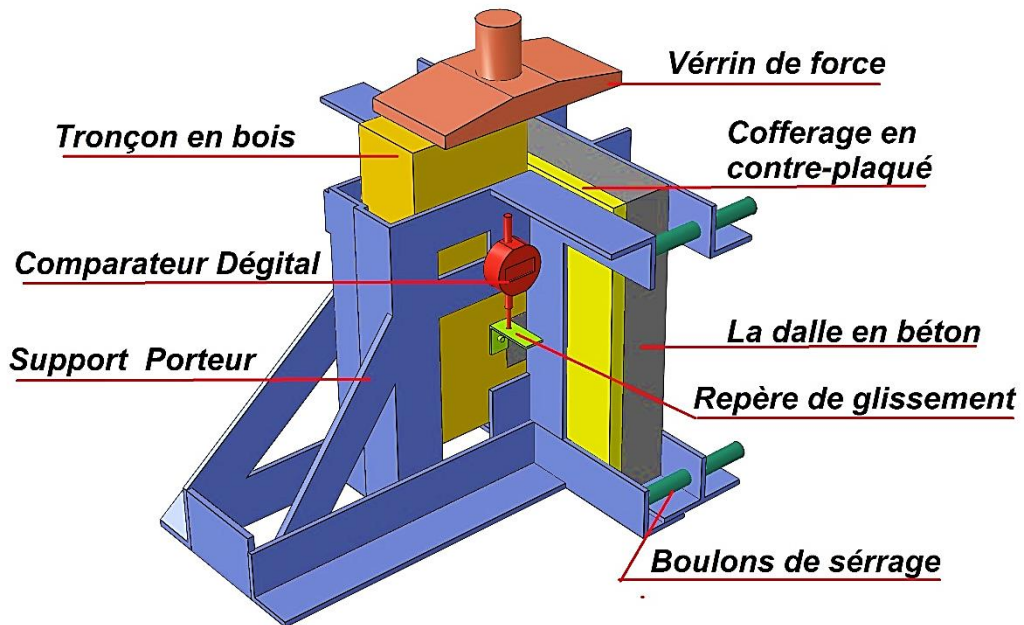


Figure 4.5: Conception de support porteur-Le montage de l'essai de « push-out ».



Figure 4.6: Spécimen composite maintenu dans le support prêt pour le test de « push-out ».

Les mesures de glissement ont été enregistrées pour chaque spécimen à l'aide de potentiomètres montés à côté des connexions. Le glissement à la charge maximale, F_{max} , définie comme la résistance au cisaillement, a été également enregistré.



Figure 4.7: Les spécimens de Push-out avant le coulage de béton.

3.2. Description des connexions

3.2.1. Connexion entaillée rectangulaire renforcée par deux vis inclinées à 60° (R 50 + 2 Vis 60°)

Entre les différentes fixations mécaniques, les vis possèdent un processus d'installation facile et rapide. Elles sont caractérisées par une fabrication facile, et une rigidité modérée par rapport aux connexions entaillées. Pour cela, son rôle reste à fournir une certaine ductilité [9].

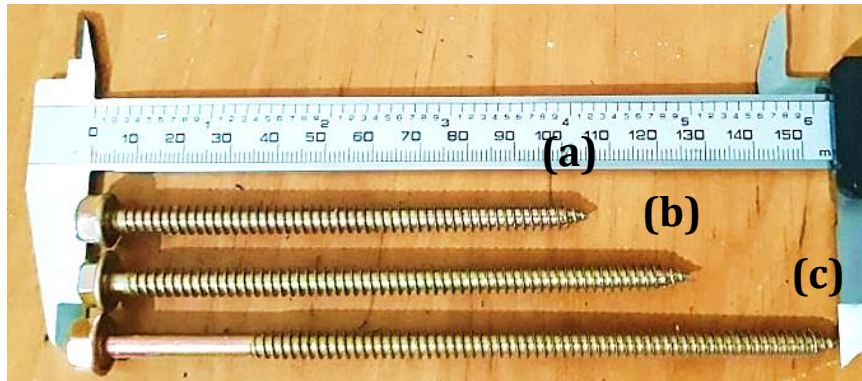


Figure 4.8: les vis utilisées: (a) utilisée pour fixer la base de la connexion INC. (b) n'est pas utilisée. (c) utilisée en paire comme renforcement dans la connexion (R+ 2 vis à 60°).

Afin de bénéficier de la facilité de la mise en place et de sa disponibilité, les vis de 150 mm de longueur présentées dans la Fig. 4.8 (c) ont été sélectionnées comme méthode de renforcement pour la première entaille. Elles sont déposées de manière inclinée à 60° dans la direction de l'effort de glissement, passant par la zone soumise à une concentration des contraintes de traction. Avec cette manière, il est possible de résoudre le problème d'ouverture des fissures et améliorant la performance de cette connexion.

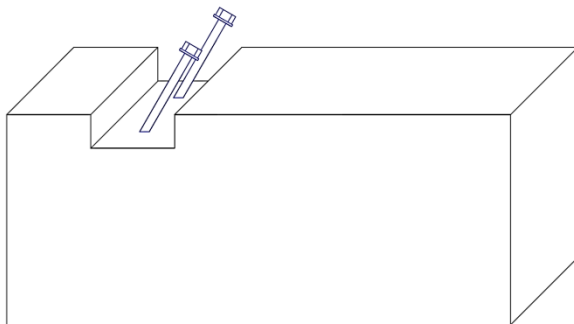


Figure 4.9: Connexion rectangulaire renforcée par 2 vis (R 50+2 vis)

3.2.2. Conception et réalisation d'un connecteur novateur (INC)

Le connecteur novateur présente une configuration rectangulaire, parfaitement assortie à forme de l'entaille. Ses dimensions, soit une longueur de 50 mm de longueur et une largeur de 75 mm, sont identiques à celles de l'entaille, ce qui garantit un ajustement précis et un serrage optimal avec les parois verticales de cette dernière. Une âme verticale est intégrée, alignée dans le sens parallèle à la direction longitudinale de l'entaille. Cette disposition permet d'orienter la plaque du connecteur dans la direction des forces de cisaillement, assurant ainsi une grande rigidité.

La base de ce connecteur novateur est perforée des deux côtés, créant ainsi deux trous destinés à recevoir les vis de fixation. Ces vis servent à maintenir fermement le connecteur en place, stabilisant ainsi sa base pour qu'elle reste en contact avec le fond de l'entaille, prévenant ainsi tout soulèvement ou basculement lors de l'application des charges.

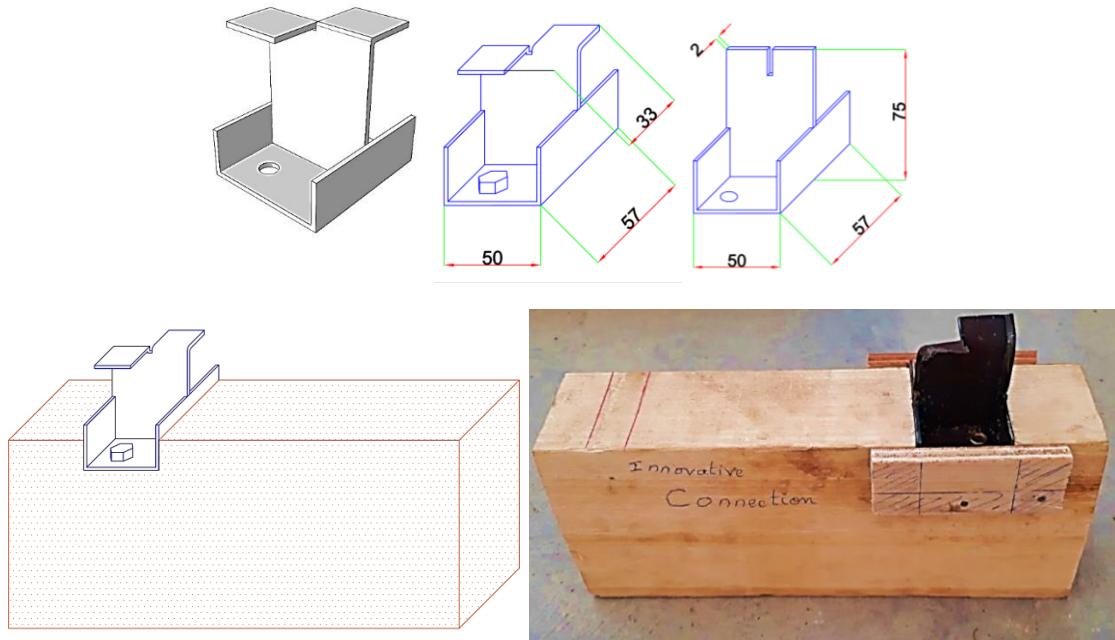


Figure 4.10: Conception et géométrie de connecteur novateur, Connexions rectangulaire entaillée de 50 mm renforcées avec le connecteur novateur.

3.2.3. La connexion Trapézoïdale (TRZ)

Le spécimen TRZ est un cas exceptionnel, il est fabriqué avec un tronçon de bois de 75 mm de hauteur et 300 mm de longueur et sans coffrage perdu. Ces dimensions sont choisies pour qu'elles soient identiques à celles des poutres mixtes de section réduite étudiées et présentées dans le chapitre 5.

La connexion trapézoïdale est le résultat d'un agrandissement (jusqu'à deux fois) du sommet de l'entaille rectangulaire. Elle s'obtient par une variation graduelle de la longueur de l'entaille, de 50 mm à la base jusqu'à 100 mm au sommet de l'entaille. Avec cette manière, la performance de la connexion peut être améliorée considérablement sans affecter ou diminuer la longueur de la partie résistante de bois qui fait face à l'entaille.

Cette entaille est donc caractérisée par une longueur doublée qui produit une surface résistante au cisaillement doublé par rapport aux autres, ce qui demande un renfort additionnel. Pour cela, on a opté pour une deuxième rangée de vis pour la renforcer, soit au total : 04 vis inclinées à 45°.

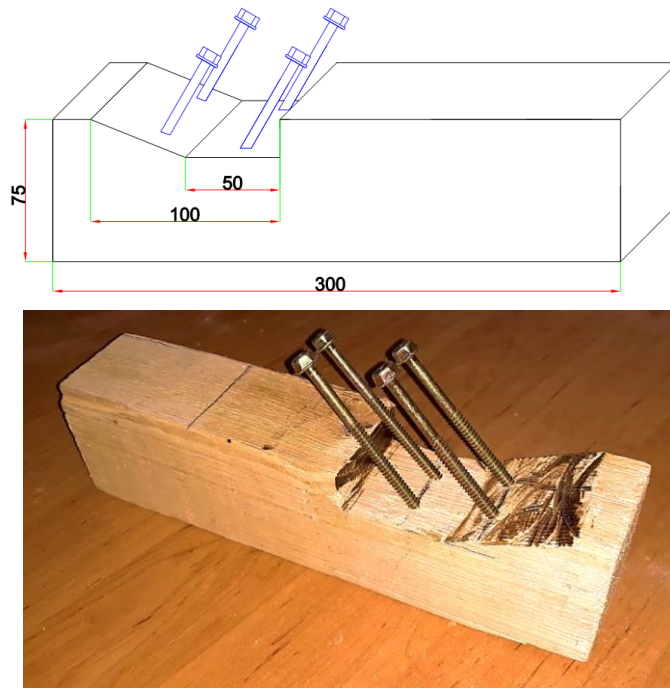


Figure 4.11: Conception et fabrication du tronçon de bois de la connexion entaillée trapézoïdale renforcée par 4 vis inclinées à 45° (TRZ).

3.3. Caractéristiques des matériaux

3.3.1. Le béton

Dans cette étude expérimentale, nous avons délibérément opté pour l'utilisation d'un béton ordinaire. La principale raison derrière ce choix était d'éviter toute influence des caractéristiques mécaniques élevées du béton à la résistance des entailles. Une précaution particulière sur le diamètre maximal des granulats a été respectée pour assurer un bon remplissage des connexions entaillées (Diamètre max des granulats = 15 mm). La formulation du béton était conçue de manière à atteindre une résistance nominale correspondant à la classe C20/25.

Les résultats des tests d'écrasement des différentes éprouvettes sont mentionnés dans le Tableau 4.2.



Figure 4.12: éprouvette cubique après le test d'écrasement

Tableau 4.2: Les résultats de la résistance à la compression obtenus sur les éprouvettes cubiques et cylindriques.

Essais sur les éprouvettes cylindriques			
Numéro d'éprouvettes	Résistance à la compression(MPa)	Moyenne (MPa)	Ecart type
Sp 01	24.60	25.46	1.96
Sp 02	28.18		
Sp 03	23.61		
Essais sur les éprouvettes cubiques			
Numéro d'éprouvettes	Résistance à la compression(MPa)	Moyenne (MPa)	Ecart type
Sp 01	28.79	28.60	1.006
Sp 02	27.79		
Sp 03	28.78		
Sp 04	27.38		
Sp 05	30.29		

3.3.2. Le bois

Pour caractériser la classe de bois résineux utilisé dans le programme expérimental, un essai de flexion en 04 points a été réalisé sur 03 poutrelles en bois.

Les poutrelles mesurent 600 mm de longueur, 74.5 mm de largeur et 39 mm de hauteur. Les poutrelles sont soumises à un essai de flexion à 4 points schématisé dans la Fig. 4.13 :

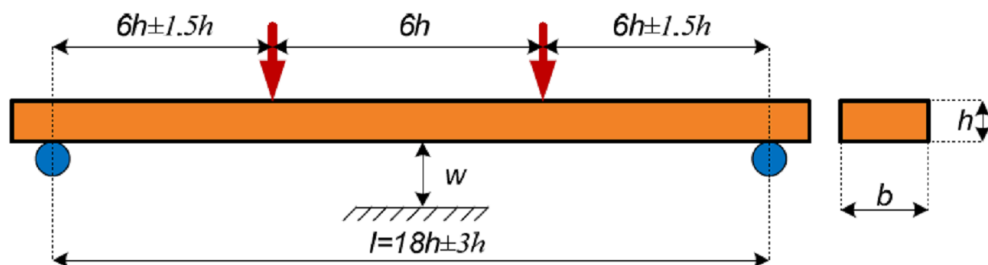


Figure 4.13: l'essai de flexion à 4 points sur les poutrelles en béton [11].



Figure 4.14: Les poutrelles de bois après le test de flexion.

Les courbes force-flèche de l'essai de flexion à quatre points sur trois poutrelles en bois résineux sont illustrées dans la Fig. 4.15 suivante.

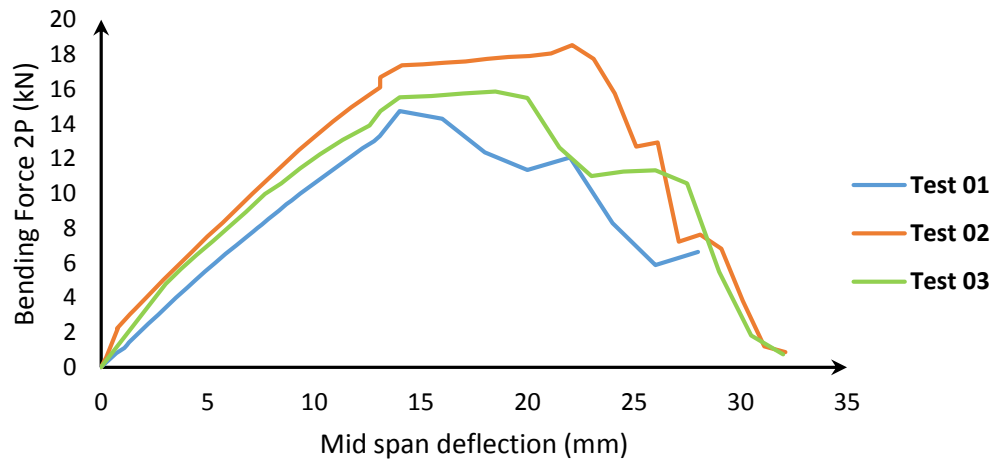


Figure 4.15: Les courbes force-flèche à mi-travée, obtenus du test de flexion des poutrelles en bois.

Le module d'élasticité E_m , global, a été obtenu par un test de flexion quatre points (Fig. 4.13), mené conformément à la norme EN 408 [EN 408 (2010)]. Il est calculé selon la relation suivante :

$$E_m = \frac{3al^2 - 4a^3}{2bh^3 \left(2 \frac{d_2 - d_1}{F_2 - F_1} - \frac{6a}{5Gb} \right)} \quad (Eq. 4.1)$$

Ou :

$(F_2 - F_1)$ est un accroissement de force en Newton sur la ligne de régression avec un coefficient de corrélation de 0.99 ou mieux,

$(w_2 - w_1)$ est l'accroissement de flèche correspondant à $(F_2 - F_1)$ en mm,

G est l'accroissement de flèche correspondant à $(F_2 - F_1)$, en mm,

F_{max} est la force maximale appliquée

a est la distance, en millimètres, entre un point de chargement et l'appui le plus proche dans un essai de flexion,

b, h est la distance, en millimètres, entre un point de chargement et l'appui le plus proche dans un essai de flexion [11].

Tableau 4.3: Evaluation de module d'élasticité longitudinale et de résistance caractéristique à la flexion des poutrelles en bois.

Paramètre	Test 1	Test 2	Test 3	Moyenne
b (mm)	74.43	74.28	74.86	74.52
h (mm)	38.98	38.20	38.55	38.58
L (mm)	600.00	600.00	600.00	
a (mm)	200.00	200.00	200.00	
2P (N)	14740.00	18540.00	15860.00	

F_1 (N)	5010.00	5300.00	5660.00	
d_1 (mm)	4.43	2.82	3.75	
F_2 (N)	10000.00	10000.00	10580.00	
d_2 (mm)	9.34	6.99	8.45	
E_m (N/mm ²)	10606.90	12514.70	11239.95	11453.85
f (MPa)	78.19	102.60	85.54	88.78

Les valeurs moyennes du module d'élasticité longitudinale parallèle aux fibres E_{mean} et de la résistance du bois à la flexion f_{mean} sont :

$$E_{mean} = 11453.85 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{mean} = 88.78 \text{ N/mm}^2$$

4. Résultats

Les courbes des essais de « push-out » qui trace le chargement en fonction de glissement relatif sont illustrées dans les Fig. 4.16 ,4.17, 4.18 et 4.19 suivantes :

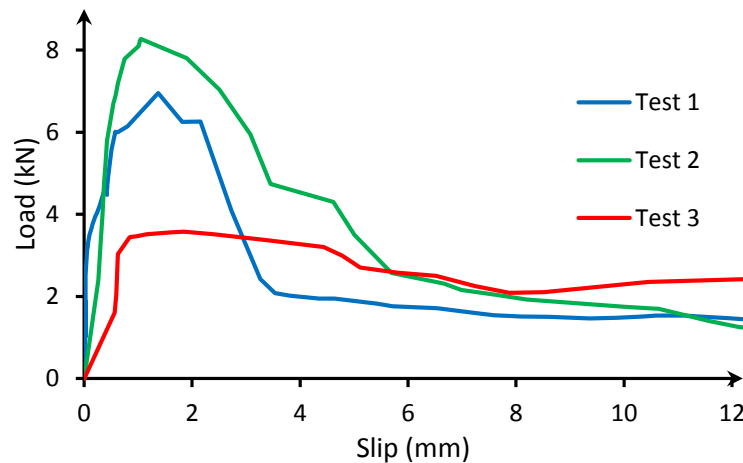


Figure 4.16: Résultats d'essai de « Push-Out » sur 3 connexions entailées sans renforcement.

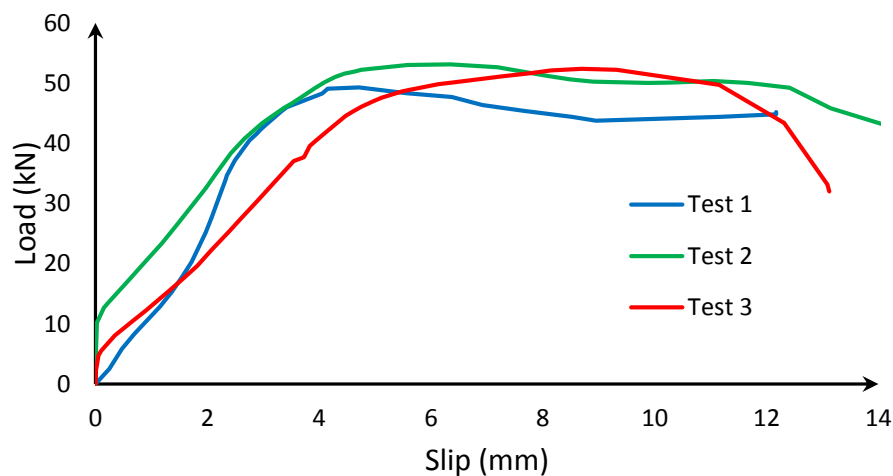


Figure 4.17: Résultats d'essai de « Push-Out » sur 3 spécimens de connexions entailées rectangulaires renforcées avec une double vis inclinée à 60° (R50 + 2 vis à 45°).

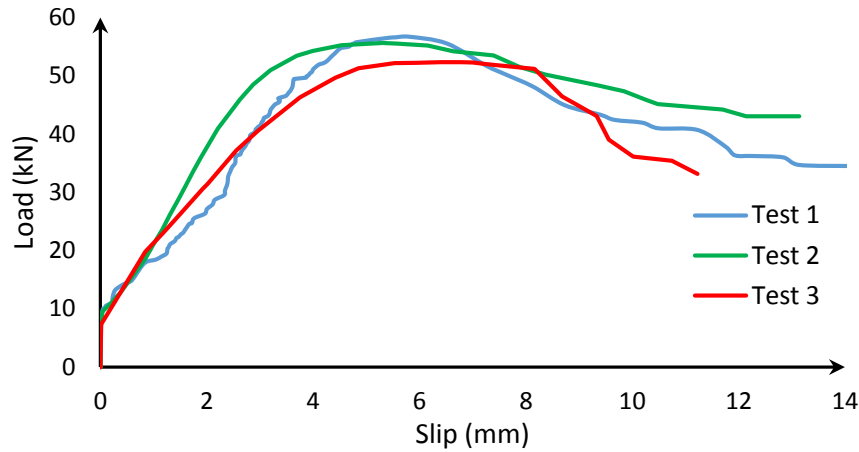


Figure 4.18: Résultats d'essai de «Push-Out» sur 3 spécimens de connexions entailées rectangulaires équipés avec le connecteur novateur (INC).

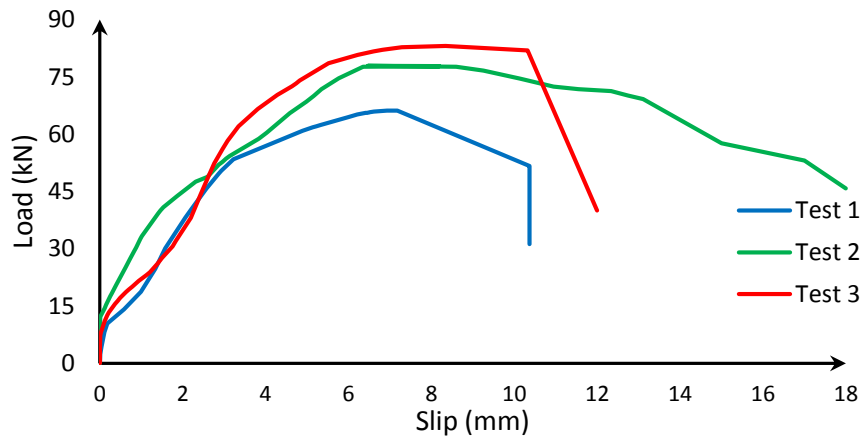


Figure 4.19: Résultats d'essai de «Push-Out» sur 3 connexions entailées trapézoïdales (TRZ) renforcées avec quatre vis inclinées à 60°.

5. Discussion et évaluation des caractéristiques des connexions

Pour une meilleure visualisation de la performance des connexions étudiées la capacité maximale (F_{max}), le glissement correspondant (d_{max}), la rigidité et la ductilité ont été évaluées.

La résistance de la connexion comprend la charge maximale atteinte lors de l'essai, tandis que de la rigidité s'évalue en introduisant les modules de glissement. Trois modules de glissement ont été pris comme la rigidité sécante des courbes charge-glissement: Le module de glissement à l'état limite de service (SLS) noté K_{ser} correspondant à 40 % de la charge maximale, Le module de glissement à l'état ultime (ULT) noté K_{ult} correspond à 60 % de la charge maximale et finalement K_{rupt} pour l'état limite d'effondrement (CLS) correspondant à 80 % telle qu'exprimée par les équations (Eq. 4.2), (Eq. 4.3) et (Eq. 4.4).

$$K_{ser} = K_{0.4} = \frac{0.4F_{max}}{\Delta_{0.4}} \quad (Eq. 4.2)$$

$$K_{Ult} = K_{0.6} = \frac{0.6F_{max}}{\Delta_{0.6}} \quad (Eq. 4.3)$$

$$K_{Rupt} = K_{0.8} = \frac{0.8F_{max}}{\Delta_{0.8}} \quad (Eq. 4.4)$$

Afin d'évaluer le comportement après l'atteinte du pic de résistance et le niveau de ductilité, nous avons introduit le rapport Δ_2/Δ_1 , qui est défini comme la différence entre la résistance à 10 mm de glissement (Δ_2) et la résistance au pic (Δ_1), exprimée en pourcentage de la résistance au pic, comme indiqué dans le tableau 4.2. Plus ce rapport Δ_2/Δ_1 est faible, meilleur est le comportement post-pic et plus la ductilité est élevée. Pour établir une référence, un rapport inférieur à 50 % est considéré comme indiquant une connexion ductile, tandis qu'un rapport supérieur à ce seuil serait caractéristique d'une connexion fragile [12].

Le tableau 4.2 résume les caractéristiques mécaniques des connexions entaillées testées, notamment la résistance de connexion, les modules de glissement et la capacité de déformation indiquée par le coefficient de ductilité.

Tableau 4.4: Caractéristiques des connexions étudiées

N°	Connexion	F _{max} (KN)	d _{max} (mm)	Rigidité (KN/mm)			Δ_2/Δ_1 (%)	Ductilité
				K ₀₄	K ₀₆	K ₀₈		
1	R 50	6.95	1.375	72.21	15.00	10.94	78 %	Fragile
		8.27	1.054	10.89	13.05	12.44	79 %	
		3.58	1.852	2.83	3.58	4.61	34 %	
		6.27	1.427	28.64	10.54	9.33	64 %	
2	R 50 +2 vis 60°	49.3	4.713	11.75	13.73	14.82	11 %	Ductile
		53.11	6.343	21.70	16.59	14.81	6 %	
		52.39	8.711	10.74	10.50	10.16	3 %	
		51.60	6.589	14.73	13.61	13.26	6 %	
3	INC	56.7	5.802	15.13	19.21	13.59	26 %	Ductile
		55.61	5.302	20.69	19.28	17.77	18 %	
		52.33	6.77	21.82	15.65	13.34	31 %	
		54.88	5.96	19.21	18.05	14.90	25 %	
4	TRZ	66.19	6.934	18.71	18.32	16.69	22 % ??	Ductile
		77.91	6.469	34.17	21.32	14.72	4 %	
		83.15	8.345	17.04	16.67	16.13	2 %	
		75.75	7.25	23.31	18.77	15.84	9 %	

Pour une meilleure visualisation et comparaison entre les systèmes de connexion étudiés, les forces maximales obtenues aux pics sont illustrées sous forme de diagrammes dans la Fig. 4.21

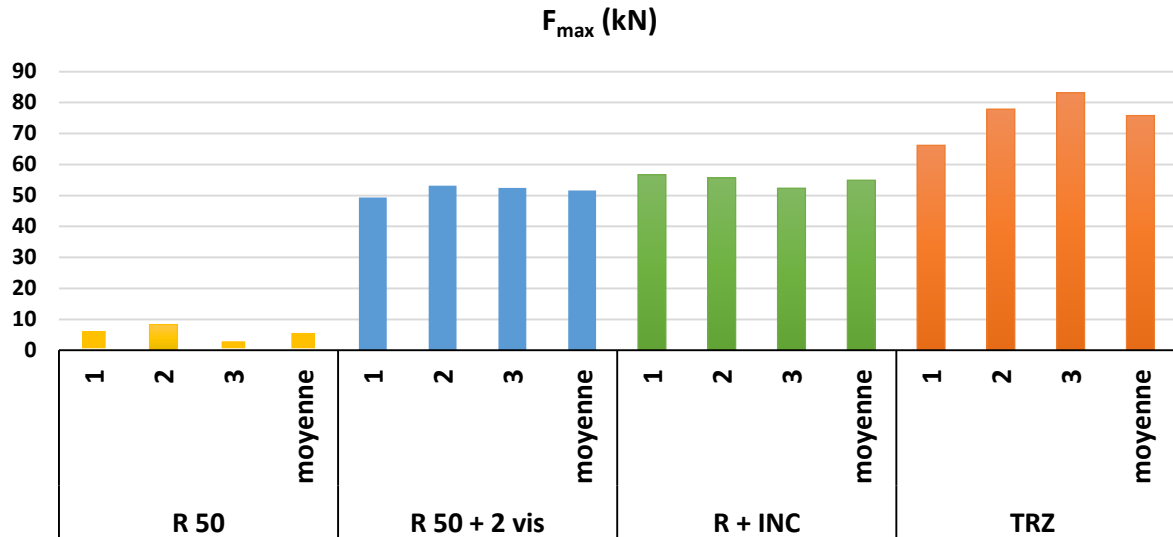


Figure 4.20 : Visualisation de la capacité de charge (force de pic).

6. Effet des méthodes de renforcement sur la performance des connexions entailées courtes

3.4. Effet du renforcement par 02 vis (la connexion R50 + 2 vis 45°)

La force maximale moyenne atteinte par une entaille seule est égale à 6.27 kN tandis que la force maximale moyenne atteinte avec l'ajout de 2 vis inclinées est de 51.60 kN, on peut déduire que l'ajout des vis inclinées améliore la capacité portante de la connexion rectangulaire entailée d'environ huit (8) fois.

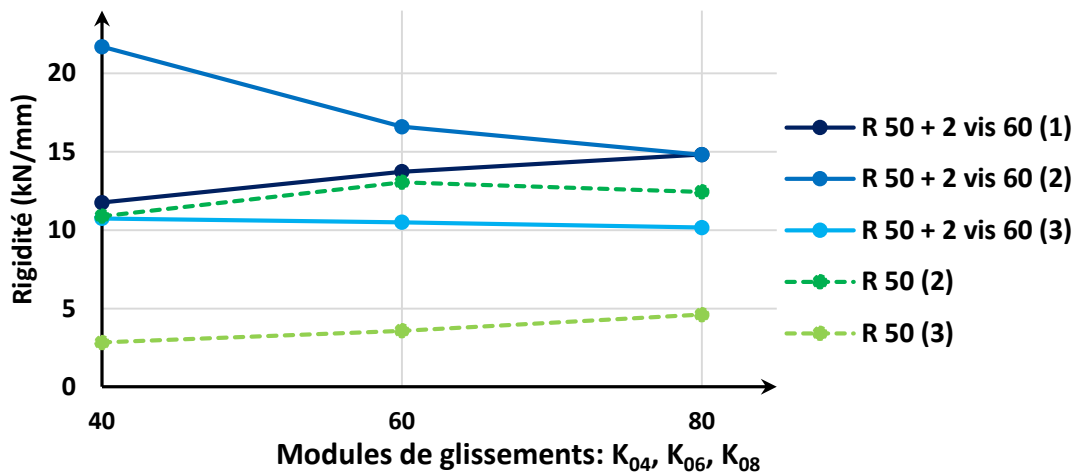


Figure 4.21: Comparaison entre les raideurs des connexions R 50+2 vis 45° et R 50.

En termes de rigidité, l'ajout de deux vis à 60° n'a pas d'effet significatif sur la rigidité de l'entaille rectangulaire. En comparant les raideurs obtenues par la connexion « R 50+2 vis 60° » (Fig. 4.21) aucune différence significative a été remarquée, une entaille rectangulaire sans renforcement présente une raideur K_{ser} moyenne de 6.86 kN/mm en considérant les répétitions validées et en excluant le premier essai qui donne une valeur atypique. Par contre, une amélioration

significative de la ductilité a été remarquée, une valeur moyenne de coefficient Δ_2/Δ_1 a été améliorée de 64 % jusqu'à 6 % ce qui confirme les recommandations trouvées dans la littérature concernant l'ajout des vis pour garantir la ductilité des connexions entailées.

3.5. Effet du renforcement par le connecteur novateur (INC)

La force maximale moyenne atteinte avec le connecteur novateur (INC) est égale à 54.88 kN, ce qui représente environ neuf (8.75) fois la capacité portante d'une entaille sans renforcement.

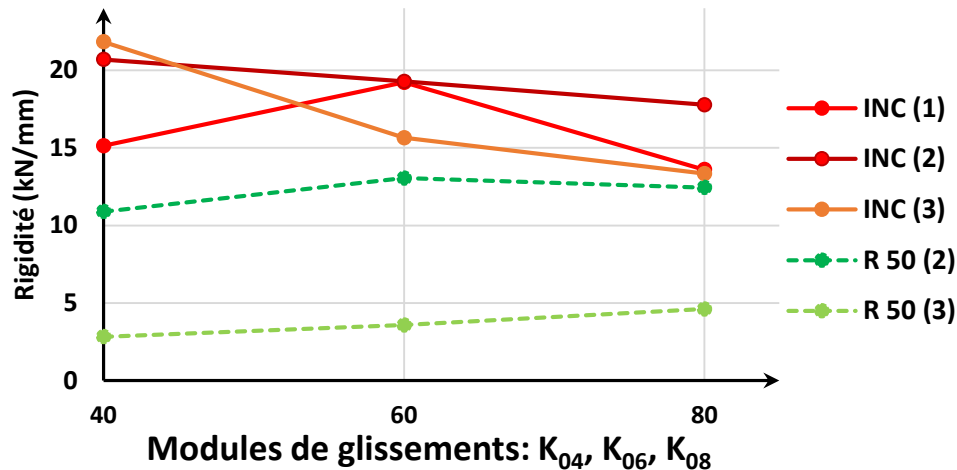


Figure 4.22: Comparaison entre les raideurs des connexions INC et R 50.

En termes de rigidité, le connecteur novateur a entraîné une amélioration de la rigidité. Les raideurs caractérisant la connexion INC ont été augmentées dans tous les cas par rapport à celles de la connexion R 50 (Voir Fig. 4.22). Ceci peut être expliqué par l'emboîtement de ce connecteur novateur aussi la diminution de la partie remplie en béton à cause des épaisseurs de connecteur nécessaire pour l'emboîtement. L'âme verticale de ce connecteur a fourni une rigidité additionnelle à l'entaille, ce qui justifie cette amélioration des raideurs. Cette disposition permet d'orienter la plaque du connecteur dans la direction des forces de cisaillement, assurant ainsi une grande rigidité.

3.6. Effet du changement de la forme de l'entaille (TRZ)

La connexion entailée trapézoïdale (TRZ) a montré de meilleures performances au cisaillement par rapport aux autres connexions. La force maximale atteinte avec la connexion TRZ égale à 75.75 kN, ce qui représente 12 fois la capacité portante d'une entaille rectangulaire sans renforcement.

En termes de ductilité, la connexion TRZ a achevé un rapport moyen de Δ_2/Δ_1 égal à 6 % ce qui montre que cette connexion présente une ductilité bonne par rapport à la connexion R 50 sans renforcement.

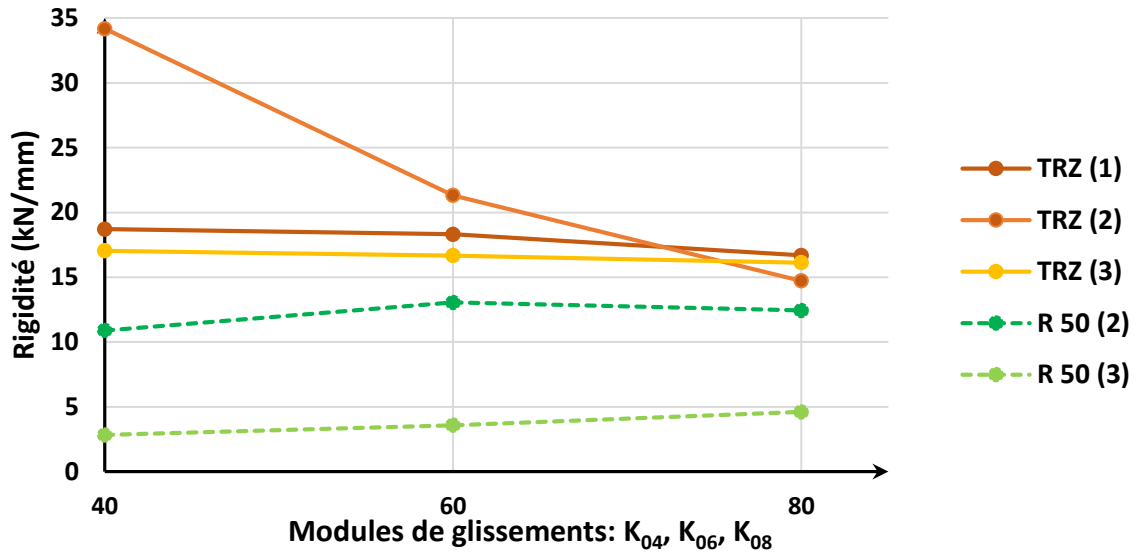


Figure 4.23: Comparaison entre les raideurs des connexions TRZ et R 50.

7. Les mécanismes de rupture

Les modes de ruptures observées durant les essais de cisaillement localisés « push-out » pour tous les connexions testées sont détaillés dans les sous –paragraphes suivants :

3.7. Connexion entaillée R-50 (sans renforcement)

La connexion entaillée de forme rectangulaire a présenté un mode de rupture net et brutal, facile à décrire. Tous les spécimens testés se sont effondrés par une rupture brutale, se manifestant par une rupture par cisaillement le long du plan de cisaillement sollicité. Une séparation rapide du tronçon de bois de la dalle en béton a été observée. (Fig. 4.24)



Figure 4.24: Plan de cisaillement de connexion R-50 sans renforcement.

3.8. Connexion entaillée rectangulaire renforcée par deux vis inclinées

Dans le cas où la connexion rectangulaire est renforcée par deux vis inclinées à 60°, le mode de rupture est compliqué. Nous avons noté les points suivants :

- Rupture par cisaillement le long de l'entaille en béton,
- Déviation du plan de cisaillement autour des vis de renforcement,
- Arrachement des vis de la dalle en béton,
- Deux points de déflexion plastique sont formés sur les deux vis de renforcement (Fig. 4.26),
- Décollage du coffrage contreplaqué de la dalle (Fig. 4.25),
- Séparation totale de la partie inférieure (entaille + les vis + tronçon de bois) de la dalle,
- Formation de deux trous dans la dalle, qui sont les traces des vis après l'arrachement,
- Les têtes des vis sont entourées d'une accumulation de béton (Fig. 4.26),
- Aucune fissure n'a été observée dans la dalle de béton.



Figure 4.25: Arrachement des vis et séparation du bois de la dalle en béton.



Figure 4.26: Formation de deux points de déflexion plastique sur les deux vis de renforcement de la connexion R+2 vis.

3.9. Connexion entaillée rectangulaire équipée par le connecteur novateur

La hiérarchie de l'effondrement de la connexion rectangulaire renforcée par le connecteur novateur (INC) est la suivante :

- Rupture fragile par cisaillement le long du béton de l'entaille,
- Le tronçon en bois et la dalle restent connectés seulement avec le connecteur,

- Une perte considérable de rigidité est remarquée due à la perte de participation de béton avec l'augmentation de l'effort de cisaillement sollicitant, le connecteur novateur (INC) reste le seul qui résiste l'effort de cisaillement. En conséquence, le comportement de connecteur (INC) est similaire à une poutre double encastrée.
- Détérioration du béton de voisinage suit.
- Écrasement par compression des fibres de bois à l'interface de l'entaille (Fig. 4.28),
- Un soulèvement d'environ 6 mm et déflexion de la base du connecteur due à l'arrachement des vis de fixation de la base,
- Fracture du coffrage en contreplaqué.

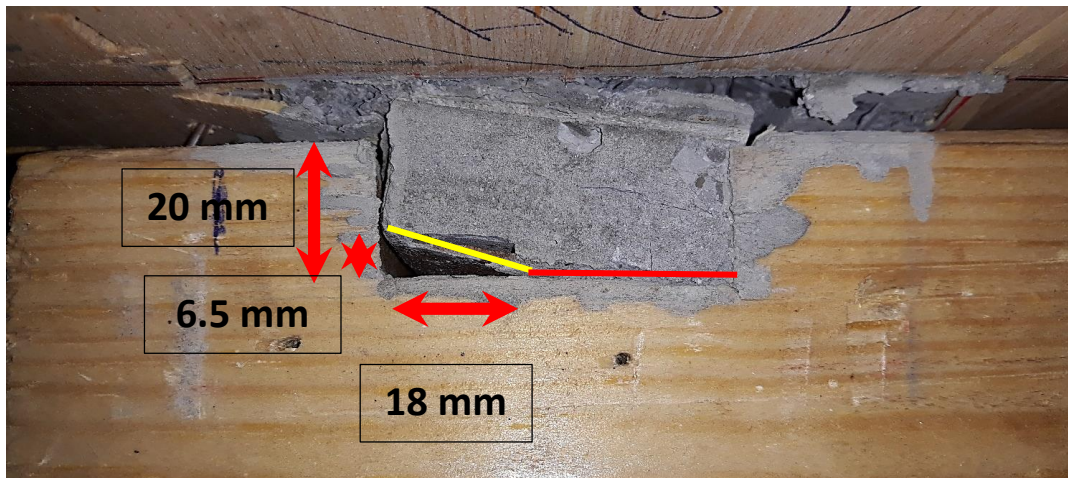


Figure 4.27: Mode de rupture de connexion R+INC - soulèvement d'environ 6.5 mm - arrachement des vis à la base de connecteur novateur



Figure 4.28: Écrasement par compression de bois en contact avec l'entaille renforcée par un INC.

3.10. Connexion entaillée Trapézoïdale renforcée par 4 vis inclinées (TRZ)

La hiérarchie de l'effondrement de la connexion trapézoïdale renforcée par quatre vis inclinées à 45° (TRZ) est la suivante :

- Rupture par cisaillement le long du béton de l'entaille sur deux plans verticaux par rapport à la dalle,
- Cisaillement longitudinal vertical du bois dans la partie inférieure du tronçon de bois (Fig. 4.31)
- Effondrement total de la dalle.



Figure 4.29: béton coincé entre les vis de renforcement de la connexion (TRZ).



Figure 4.30: Arrachement de bloc de béton de la connexion TRZ.

8. Conclusion

Ce chapitre représente une bonne partie de l'étude expérimentale de la recherche. Il rapporte une analyse comparative des résultats des essais de cisaillement « push-out » asymétrique réalisés sur des entailles renforcées par trois (03) différentes méthodes de renforcement, ainsi qu'un renforcement novateur conçu pour les poutres mixtes en bois-béton.

Nous avons procédé à une investigation sur les entailles afin d'identifier les zones vulnérables, suivie d'une synthèse bibliographique examinant diverses méthodes de renforcement pour les connexions entailées. Le but de ce chapitre est de trouver les moyens à apporter aux connexions entailées courtes pour améliorer les caractéristiques mécaniques, notamment la rigidité et la résistance maximale. Cette démarche s'inscrit dans le contexte de l'optimisation des performances des poutres mixtes.

Des courbes de comportement ont été tracées, les mécanismes de rupture des quatre connexions testées sont également discutés. Les conclusions et les recommandations sont les suivantes:

- ✓ Une connexion entaillée de courte longueur ne doit jamais être utilisée seule, sans renforcement approprié. Elle présente une résistance très faible et est sujette à un mécanisme de rupture fragile,
- ✓ Le renforcement par une paire de vis de 5 mm de diamètre, inclinées d'un angle de 60°, améliore considérablement la résistance au cisaillement des connexions entailles courtes,
- ✓ Le connecteur novateur répond à l'exigence de résistance, il présente une résistance meilleure par rapport à l'utilisation de vis inclinées,
- ✓ La comparaison avec les résultats de la connexion TRZ montre que l'agrandissement des dimensions de l'entaille est une manière efficace pour améliorer les caractéristiques mécaniques des connexions entailles,
- ✓ Les ruptures dans les entailles sont principalement dues au cisaillement du béton sur toute la longueur de l'entaille,
- ✓ D'autres études sont nécessaires pour la recherche de moyens pour l'amélioration des rigidités des connexions entailles courtes hormis l'augmentation des dimensions.

9. Références

- [1] Dias, A., Schänzlin, J., Dietsch, P. (2018). Design of timber-concrete composite structures, .
- [2] Jiang, Y., Crocetti, R. (2019). CLT-concrete composite floors with notched shear connectors, *Constr. Build. Mater.*, 195, pp. 127–39, Doi: 10.1016/j.conbuildmat.2018.11.066.
- [3] Zhang, L., Zhou, J., Zhang, S., Chui, Y.H. (2022). Bending stiffness prediction to mass timber panel-concrete composite floors with notched connections, *Eng. Struct.*, 262(April), pp. 114354, Doi: 10.1016/j.engstruct.2022.114354.
- [4] Van Thai, M., Ménard, S., Elachachi, S.M., Galimard, P. (2020). Performance of notched connectors for CLT-concrete composite floors, *Buildings*, 10(10), Doi: 10.3390/BUILDINGS10070122.
- [5] Denouwe, D., Messan, A., Fournely, E., Bouchaïr, A. (2018). Experimental study of the mechanical behavior of timber-concrete shear connections with threaded reinforcing bars, *Eng. Struct.*, 172(December 2017), pp. 997–1010, Doi: 10.1016/j.engstruct.2018.06.084.
- [6] Ling, Z., Zhang, H., Mu, Q., Xiang, Z., Zhang, L., Zheng, W. (2022). Shear performance of assembled shear connectors for timber–concrete composite beams, *Constr. Build. Mater.*, 329(January), pp. 127158, Doi: 10.1016/j.conbuildmat.2022.127158.
- [7] Yeoh, D. (2010). Behaviour and Design of Timber-Concrete Composite Floor

Sytem. University of Canterbury. Department of Civil and Natural Resources, 2010.

- [8] Zhang, L., Zhang, S., Chui, Y.H. (2021). Analytical evaluation to the timber-concrete composite beam connected with notched connections, *Eng. Struct.*, 227(November 2020), pp. 111466, Doi: 10.1016/j.engstruct.2020.111466.
- [9] Khorsandnia, N., Valipour, H.R., Crews, K. (2012). Experimental and analytical investigation of short-term behaviour of LVL-concrete composite connections and beams, *Constr. Build. Mater.*, 37, pp. 229–38, Doi: 10.1016/j.conbuildmat.2012.07.022.
- [10] Dias, A.M.P.G., Kuhlmann, U., Kudla, K., Mönch, S., Dias, A.M.A. (2018). Performance of dowel-type fasteners and notches for hybrid timber structures, *Eng. Struct.*, 171, pp. 40–6, Doi: 10.1016/j.engstruct.2018.05.057.
- [11] Meghlat, E.M. (2016). Développement de modèles numériques par éléments finis pour l'analyse du comportement mécanique des connexions bois/béton, „
- [12] Yeoh, D. (2010). Behaviour and Design of Timber-Concrete Composite Floor Sytem, , pp. 189.

V

Etude des Poutres mixtes à travées courtes

Chapitre V: Etude des poutres mixtes en bois-béton à travées courtes. Etude du comportement mécanique, Evaluation des caractéristiques flexionnelles et des mécanismes de rupture.

1. Introduction

Les poutres TCC sont généralement simplement supportées dans la structure du plancher du bâtiment. Selon la littérature, un essai de flexion à quatre points est l'une des méthodes fiables qui peut être utilisée pour capturer le comportement à court terme des poutres sous charges imposées [3].

L'efficacité et la fiabilité de ces essais dépendent toujours de la stricte observation de certaines conditions, parmi lesquelles la conception des poutres avec des dimensions réelles, souvent avec des sections et des portées à l'échelle réelle. Ce qui nécessite un usage excessif de matériaux, notamment du bois, Ce représente des défis en termes de coûts et de disponibilité de ressources, limitant ainsi le nombre d'essais réalisables. Le recours à des essais de flexion sur des poutres à travées réduites peut résoudre cette problématique et offre la possibilité de réaliser plusieurs tests de flexion en utilisant des quantités de matériaux similaires, permettant ainsi d'effectuer jusqu'à six fois plus d'essais par rapport à ceux réalisés à l'échelle réelle. et qui peut arriver jusqu'à six fois le nombre effectué en échelle réel. Le principal défi réside dans la manière d'harmoniser les résultats obtenus à partir des tests sur des poutres à échelle réduite avec ceux obtenus à partir des poutres à échelle réelle.

Ce chapitre sert d'introduction à l'idée d'étudier des poutres mixtes en bois-béton à échelle réduite, en réduisant la longueur des poutres. Pour cela, quatre poutres mixtes de 1.2 m de longueur et ayant une section en forme de T ont été conçues, puis soumises à des tests de flexion en quatre points jusqu'à la rupture. Les résultats expérimentaux sont discutés de manière critique, suivis du calcul des caractéristiques de flexion une fois les courbes de comportement obtenues, et d'une description détaillée des mécanismes de rupture.

2. Caractéristiques des matériaux

Le béton est un béton de classe 25/30, le même qu'utilisé dans les essais de cisaillement « Push-out » détaillé en chapitre 04. Le module d'élasticité longitudinal du béton est obtenu à l'aide d'une formule empirique en fonction de sa masse volumique et de sa résistance à la compression déterminée avec les essais d'écrasement :

$$E_1 = E_{\text{béton}} = (3320\sqrt{f_c} + 6900) * \left(\frac{\rho}{2300}\right)$$

$$E_1 = E_{\text{béton}} = 23641 \text{ MPa}$$

La valeur moyenne de module d'élasticité longitudinale principale du bois et la résistance à la flexion sont obtenues à l'aide de tests de flexion à 4 points (voir Chapitre 4)

$$E_2 = E_{\text{bois}} = 11454 \text{ MPa Et } f_{\text{mean}} = 89 \text{ MPa}$$

3. Description du test de flexion et conception des poutres mixtes

Quatre poutres mixtes en bois-béton ont été conçues pour avoir une portée de 1.2 m. Ces poutres ont été construites et soumises à des tests de flexion en quatre points jusqu'à ce qu'elles atteignent leur point de rupture. Le chargement a été réalisé au moyen d'un mandrin supérieur équipé de deux rotules espacées d'une distance b égale à $L/6$. Chaque rotule était située à une distance à égale à $5L/12$ loin de son support le plus proche. La longueur de portée de $L=1.2$ m, a été choisie en fonction de la capacité maximale de la machine de flexion disponible. Les détails de ces essais sont illustrés dans la Fig. 5.1.

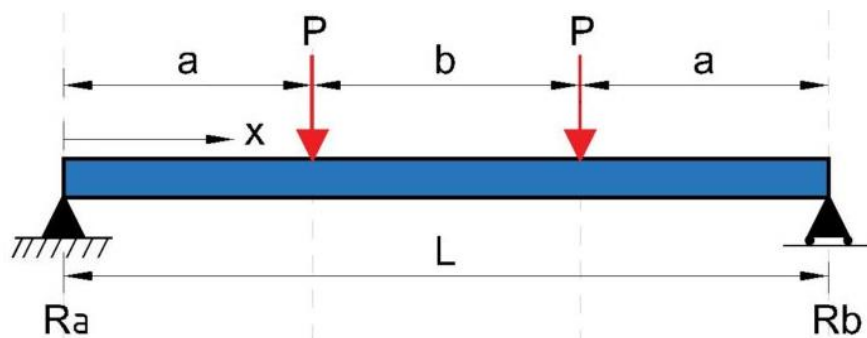


Figure 5.1: Test de Flexion à 4 points.

La charge sur les poutres a été appliquée progressivement jusqu'à ce que la poutre TCC atteigne sa capacité de charge maximale et s'effondre. La procédure de chargement se termine automatiquement dès que la poutre cesse de fournir une réponse en termes de réaction de force. Un comparateur de déplacement est installé à mi-portée pour mesurer la flèche des poutres pendant le chargement. Le chargement et son déplacement correspondant sont enregistrés à chaque instant.

Deux poutres mixtes ont été construites avec une grande section appelée Section B (Fig. 5.2 (a)) constituées d'une solive en bois résineux de 70 mm de largeur et de 120 mm de hauteur, surmontée d'une dalle en béton armé de 50 mm d'épaisseur et de 250 mm de largeur, séparée par un contreplaqué de 12 mm d'épaisseur comme un coffrage perdu ce qui donne une section mixte d'une hauteur totale de 182 mm. (Fig. 5.2).

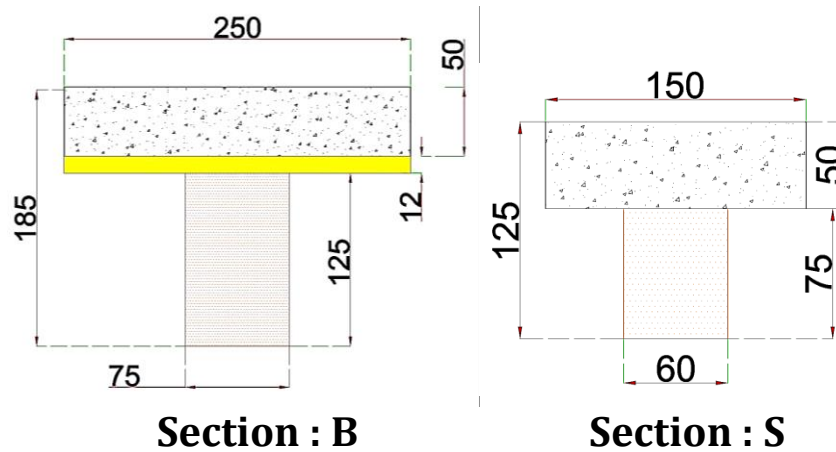


Figure 5.2: Les sections transversales des poutres mixtes étudiées (Section B) et (Section S).

En revanche, les deux autres poutres mixtes ont été construites avec une géométrie de section réduite (section S (Fig. 5.2)). Elles se composent de solives d'une largeur de 60 mm et d'une hauteur de 75 mm, surmontées d'une dalle en béton armé de 50 mm d'épaisseur, mais d'une largeur réduite de 150 mm. Ces deux poutres ont été construites sans l'utilisation de coffrage perdu, ce qui a permis de réduire la hauteur totale de la section transversale mixte à 125 mm, comme illustrée dans la Figure 5.2.

Les connexions dans les poutres mixtes sont assurées avec trois types de connexions :

- ✓ les vis inclinées,
- ✓ les entailles rectangulaires renforcées par un connecteur novateur,
- ✓ les entailles trapézoïdales renforcées par des vis inclinées.

Les vis choisies sont identiques à celles employées dans l'évaluation des performances mécaniques des connexions, comme décrit au chapitre 04. Elles ont été sélectionnées en raison de leur similitude avec les connecteurs couramment utilisés pour les planchers mixtes, et ainsi que de leur disponibilité sur le marché algérien.

Les vis ont un diamètre égal à 5 mm et sont dotées d'une tête hexagonale qui facilite le vissage. Elles ont une longueur de 150 mm, ce qui permet une insertion suffisamment profonde dans la poutre en bois, conforme aux besoins de l'opération (voir Fig. 5.3).



Figure 5.3: Vis connecteur de différentes longueurs.

La connexion de type (R+INC) consiste en une entaille rectangulaire de 50 mm de longueur, 20 mm de profondeur et 75 mm de largeur, spécialement conçue pour accueillir un connecteur innovateur (INC) aux dimensions correspondantes.

La troisième de connexion, de type (TRZ), présente une entaille trapézoïdale dont la longueur au sommet est de 100 mm, réduisant progressivement jusqu'à 50 mm à la base, avec une profondeur de 25 mm et une largeur de 60 mm. Cette entaille est renforcée par quatre vis inclinées, comme précédemment décrit.

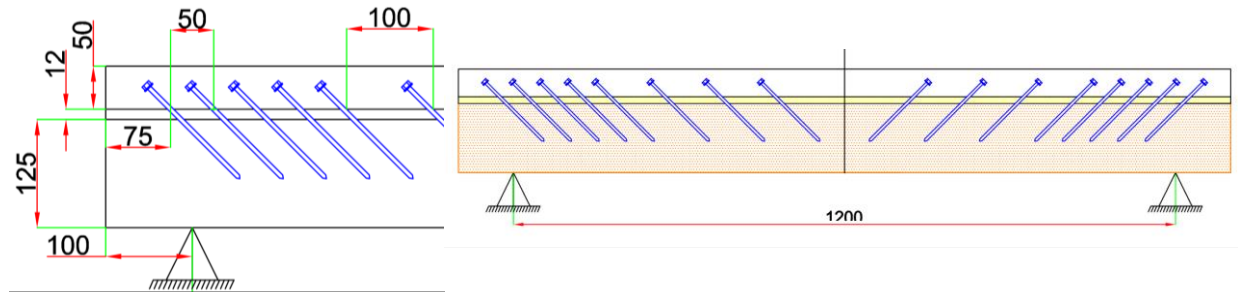
4. Géométrie et configuration des poutres

La conception des poutres mixtes testées, y compris la géométrie, le type et la configuration des connexions, sont présentées dans le tableau 5.1 et illustrées dans la Fig. 5.4:

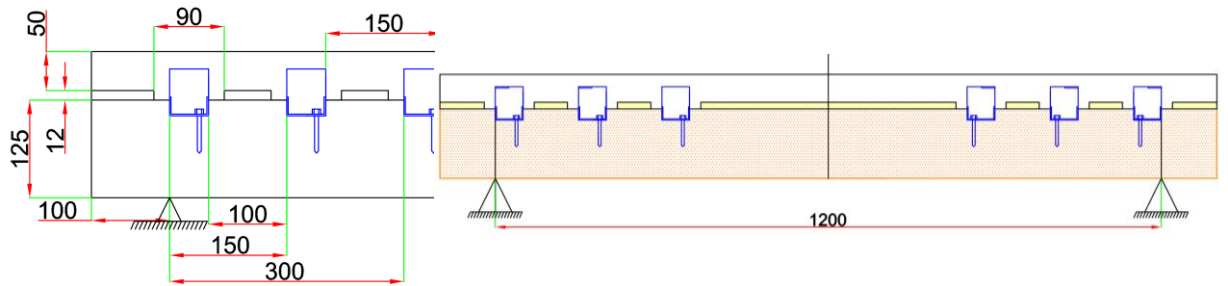
Tableau 5.1: Liste et abréviations des poutres mixtes en bois-béton testés en flexions à quatre points

N	La désignation de la poutre	Longueur Travée (m)	Section	Le type de connexion	Espacement des connecteurs (mm)			
					S_{min}	S_{max}	S_f	S
1	B+S	1.2	B	Vis inclinée	50	100	125	/
2	B+INC	1.2	B	Connecteur innovant	150			
3	S+S	1.2	S	Vis inclinée	50	75	100	165
4	S+TRZ	1.2	S	Entaille Trapézoïdale + 4 vis inclinées (TRZ)	150	150		

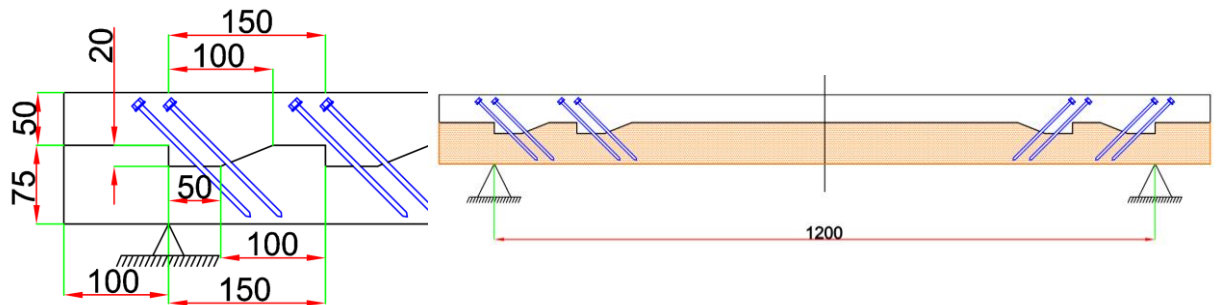
Poutre mixte B1 avec des vis inclinées : B+s



Poutre mixte B2 avec INC: B+INC



Poutre mixte S1 avec TRZ : S+TRZ



Poutre mixte S2 avec des vis inclinées : S+s

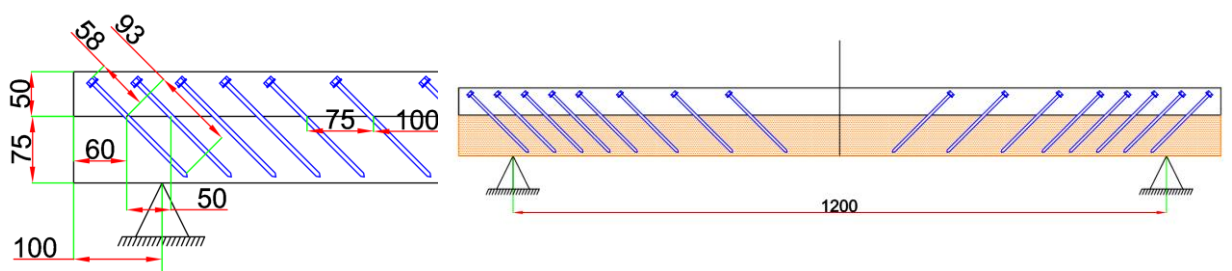


Figure 5.4: Conception et configurations des poutres mixtes bois-béton testées.

5. Les caractéristiques des connexions :

Pour l'évaluation des raideurs spécifiques des connexions vissées, en fonction du diamètre du connecteur et du module d'élasticité du bois, deux formules empiriques de Turrini et Ceccotti [5] sont proposées :

- **Ceccotti**

$$K_s = 0.08 * E * d$$

- **Turrini**

$$K_s = 0.125 * E * d$$

- **Dias**

La rigidité des connecteurs inclinés peut être donnée aussi par la formule proposée par Dias et al comme suit [6]:

$$K_s = 100. l_{s, Timber}$$

Où :

d : Le diamètre de connecteur égale à 5 mm.

E : Le module de Young du bois dans la direction longitudinale, $E = 11453.85 \text{ MPa}$ (voir chapitre 4).

$l_{ef, Timber}$: La longueur de la vis ancrée dans la poutre en bois.

Pour prendre en compte la disparité entre les diamètres, nous introduisons un coefficient de correction égal à (5/8), qui représente le rapport entre le diamètre de la formule de Dias et les diamètres des vis effectivement utilisées dans le programme expérimental.

Tableau 5.2: Evaluation de rigidité de connexions visées avec les différentes approximations.

Méthode and référence	Formule	Rigidité K_s (N/mm)	
		pour 1 vis	Pour 2 vis
Ceccoti	$K_s = 0.08 * E * d$	4581,54	9163.08
Turrini	$K_s = 0.125 * E * d$	7158.65	14317.3
Dias et al	$K_s = 100. l_{s, Timber}$	9300	18600
Dias et al (corrigé)	$K_s = 0.625 * 100. l_{s, Timber}$	5812.5	11625

Les systèmes de connexions INC et TRZ sont choisis sur la base de l'essai push-out. ces propriétés mécaniques ont été déterminés à la base de l'expérimental.

Tableau 5.3: Rigidités des connexions R+INC et TRZ obtenues par des essais de push-out (voir Chapitre 04).

	F_{max} (KN)	d_{max} (mm)	Rigidité (KN/mm)			Ductilité
			K_{04}	K_{06}	K_{08}	
INC	54.88	5.96	19.21	18.05	14.90	Ductile
TRZ	75.75	7.25	23.31	18.77	15.84	Ductile



Figure 5.5: vissage des vis connecteurs dans la poutre S+s.



Figure 5.6: Les poutres mixtes avec la section B avant le coulage de béton.



Figure 5.7: Coulage des poutres mixtes B+s et B+INC et vibration de béton.



Figure 5.8: La poutre mixte B+s prête pour le test de flexion.

6. Résultats

Les courbes charge-flèche des quatre poutres mixtes testées en flexion sont illustrées dans les figures 5-9 et 5-10 suivantes:

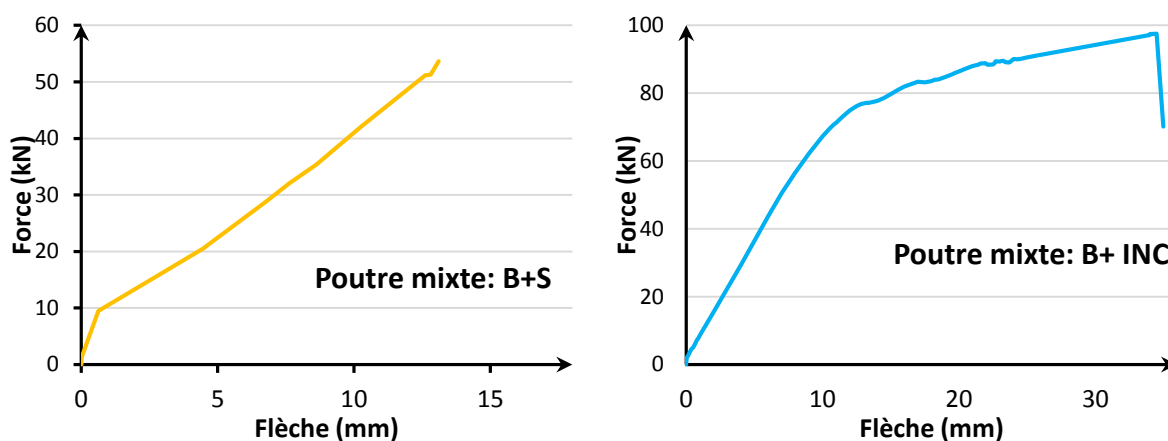


Figure 5.9: Courbes Chargement-flèche des poutres mixtes avec la section B : avec connexions visées (à gauche), avec connecteurs novateurs (à droites).

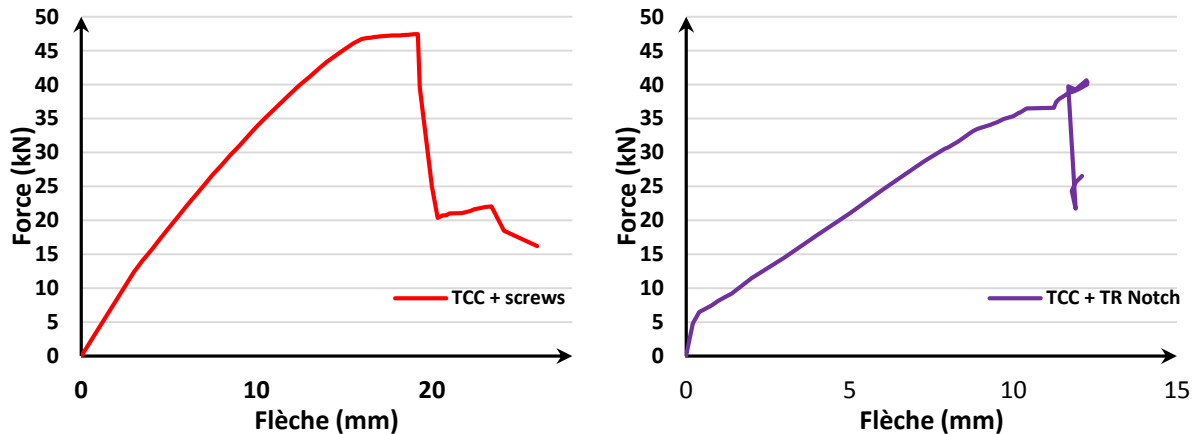


Figure 5.10: Courbes chargement-flèche des poutres mixtes avec la section S : avec connexions visés (à gauche), avec connexions TRZ (à droites).

7. Evaluation des caractéristiques flexionnelles des poutres

Pour une évaluation rationnelle et critique du comportement des poutres mixtes et pour une bonne comparaison entre la performance mécanique des poutres mixtes bois-béton, des caractéristiques flexionnelles caractérisant les poutres sont évaluées et extraites des courbes, et qui sont les suivants :

- La capacité portante (F_{max}): la force maximale atteinte durant l'essai. Elle caractérise la capacité de la poutre à supporter les chargements,
- La rigidité flexionnelle ($KTCC$): elle mesure la capacité de la poutre à résister aux efforts de flexion avec la moindre des déplacements (flèche). Ce paramètre est déterminant dans la conception des poutres mixtes. Les grandes valeurs permettent de franchir des travées importantes avec des flèches admissibles minimales. Elle s'obtient par division de la force obtenue sur le déplacement correspondant.

$$K = \frac{F}{d}$$

- La ductilité (D): la capacité de la poutre mixte à dissiper de l'énergie. La ductilité est un paramètre lié à la sécurité, car une bonne ductilité signifie qu'il y a davantage de temps disponible pour évacuer les habitants avant que l'effondrement ne se produise,
- Le degré de l'action composite (DCA): qui décrit le niveau de collaboration entre la poutre en bois et la dalle en béton. Le degré de l'action composite peut être évalué avec la relation :

$$DCA (\%) = \frac{K_{TCC} - K_0}{K_{\infty} - K_0} * 100$$

Les limites de rigidité flexionnelle sont calculées à l'aide de la méthode Gamma (bien détaillé dans le chapitre 03), elles s'obtiennent en calculant EI_0 et

EI_{∞} correspondant avec des valeurs du coefficient Gamma de 0 et 1, respectivement.

La flèche pour une configuration illustrée dans la Fig. 5.1. Peut être calculé avec :

$$f = \frac{PL^3}{6EI} * \left(\frac{3a}{4L} - \left(\frac{a}{L} \right)^3 \right)$$

Par substitution de ($a=5L/12$) on trouve que :

$$f = \frac{415 PL^3}{10368 EI}$$

$$\frac{F}{2} = \frac{10368 EI}{415 L^3} * d$$

$$F = 2 * \frac{10368 EI}{415 L^3} * d$$

Enfin, la rigidité flexionnelle de la poutre mixte s'écrit :

$$K_{TTC} = \frac{20736 EI}{415 L^3}$$

Et enfin :

$$K_0 = \frac{20736 EI_0}{415 L^3}$$

$$K_{\infty} = \frac{20736 EI_{\infty}}{415 L^3}$$

K_0 : La rigidité flexionnelle qui correspond à une action composite Nulle.

K_{∞} : La rigidité flexionnelle qui correspond à une action composite parfaite.

- La perte de la rigidité flexionnelle : comme la rigidité flexionnelle diminue au cours de l'essai de flexion, de sa valeur initiale K_i jusqu'à une valeur finale qui correspond au moment de la rupture. Donc, il est indispensable d'évaluer cette perte en rigidité qui sera un facteur important dans l'évaluation de l'efficacité du système de connexion.

Cette perte sera évaluée avec la relation :

$$PRF (\%) = \frac{K_i - K_{final}}{K_i} * 100$$

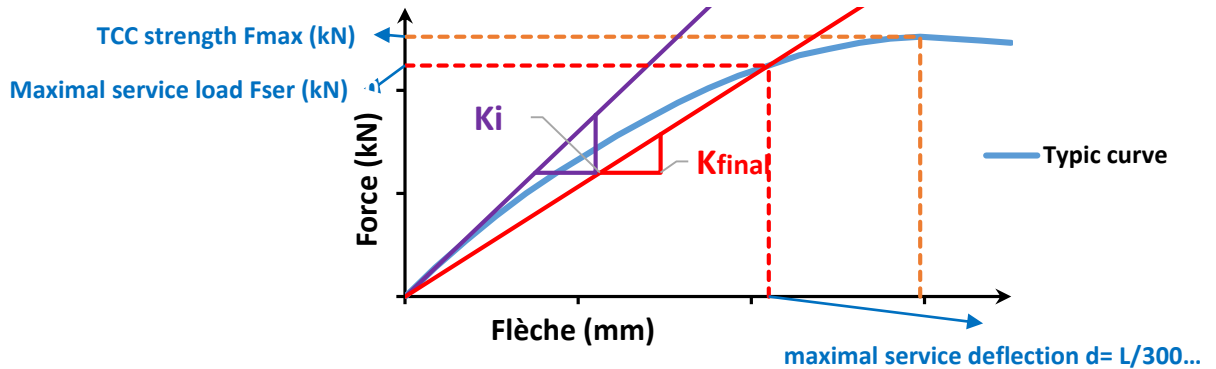


Figure 5.11: Définition graphique de rigidité flexionnelle : initiale et finale.

Ces caractéristiques peuvent être extraites des courbes obtenues de l'essai de flexion, elles sont répertoriées dans le Tab. 5.4

Tableau 5.4: Les caractéristiques flexionnelles des poutres mixtes étudiées.

N	TCC beam	F_{max} (kN)	D_{max} (mm)	$K_{initial}$ (N/mm)	K_{final} (N/mm)	PRF (%)	DCA (%)
1	B+s	53.64	13.107	4148.85	4092.47	73 %	43.08 %
2	B+INC	97.52	34.5	7083.33	2826.66	60 %	8.45 %
3	S+s	47.43	19.2	2921.88	2470.31	15 %	25.61 %
4	S+TRZ	40.66	9.5	3791.76	4280	4.31 %	34.73 %

Où:

$K_{initial}$: La rigidité flexionnelle initiale.

K_{final} : La rigidité flexionnelle finale a la rupture in N/mm.

F_{max} : La force maximale en kN atteinte durant l'essai de flexion.

D_{max} : La flèche maximale atteinte (en mm) à mi- travée qui correspond la force maximale de l'essai.

8. Effet des dimensions de la section mixte : les poutres mixtes : (B+S) vs (S+s)

La poutre (B+s) est caractérisée par la section mixte transversale la plus grande par rapport à celle de la poutre S+s. Les deux dalles de béton ont une épaisseur identique de 50 mm, mais elles diffèrent par leur largeur, avec une largeur de 25 cm pour (B+s), ce qui représente une augmentation de 66 % par rapport à la largeur de la section (S+s).

Les courbes de comportement force-flèche de ces deux poutres sont illustrées dans la Fig. 5.12 :

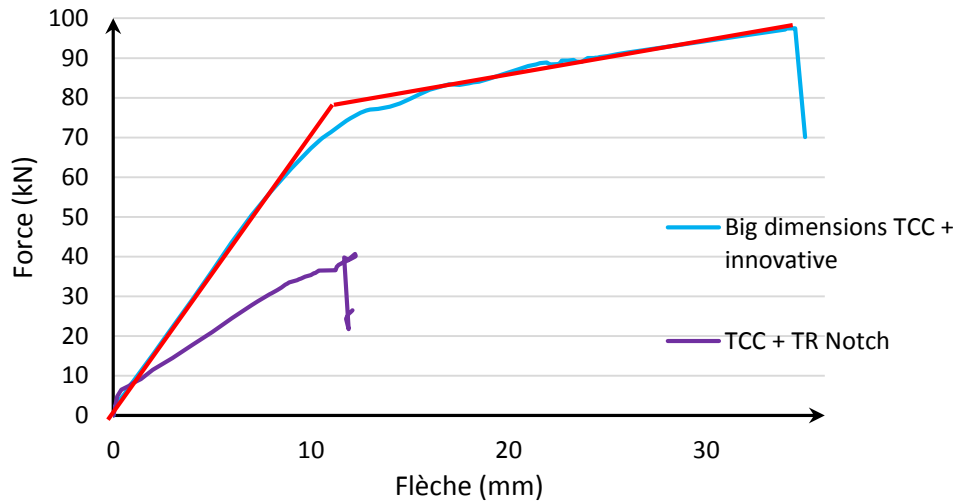


Figure 5.12: Comparaison entre les courbes de comportement des deux poutres.

Les grandes dimensions de la poutre B+INC sont la cause principale pour qu'elle atteigne une force maximale de 97.52 kN.

9. Effet du type de la connexion

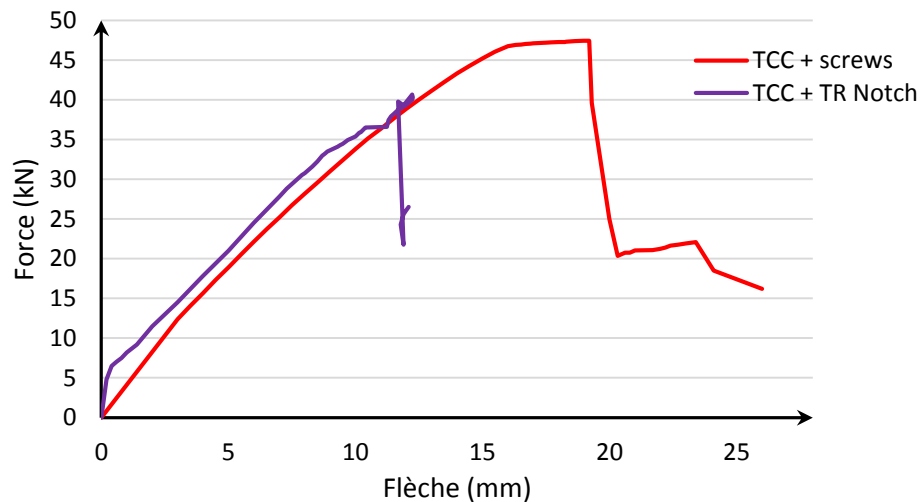


Figure 5.13: Les courbes de comportement flexionnel (force -déplacement) des poutres mixtes S+s et S+TRZ.

La comparaison entre les deux poutres mixtes : (S+s) et (S+TRZ) permet de déterminer le système de connexion le plus efficace. Étant donné que les deux poutres possèdent la même géométrie et construites avec les mêmes matériaux. La seule différence entre elles est le système de connexion adopté pour chacune d'elles.

En ce qui concerne la capacité portante, la poutre S+s a atteint une force de chargement maximale de 47.43 kN, tandis que la poutre S+TRZ a atteint une force maximale de chargement de 40.66 kN. Ainsi, la poutre S+s a une capacité de charge à l'effondrement environ 16.65 % plus élevée que celle de la poutre S+TRZ.

Tableau 5. 5: Comparaison entre la poutre S+s et S+TRZ

N	Poutre mixte	F_{max} (kN)	D_{max} (mm)	$K_{initial}$ (N/mm)	K_{final} (N/mm)	PRF (%)	DCA (%)
3	S+s	47.43	19.2	2921.88	2470.31	15 %	25.61
4	S+TRZ	40.66	9.5	3791.76	4280	4.31 %	34.73

En plus, en termes de rigidité, il est important de noter que la poutre S+TRZ présente une rigidité élevée. Sa valeur minimale finale de 4280 N/mm reste constamment supérieure à celle de la poutre S+s durant l'essai. Cela est attribuable aux connexions entaillées, qui ont la possibilité d'entraver le glissement en transférant la force de cisaillement vers une poussée à l'interface verticale de l'entaille. Cette action engendre une rigidité importante et, simultanément, sollicite davantage le bois et le béton en générant des efforts supplémentaires.

De l'autre côté, les connexions vissées sont réparties le long de la poutre avec un espacement minimal, de cette manière l'effort de cisaillement ne se concentre pas à un endroit comme dans les connexions entaillées, par contre il sera transféré graduellement vers tous les connecteurs, avec l'inclinaison de 45° une partie de l'effort de cisaillement est transféré à un effort de traction dans les vis.

La configuration des vis n'aboutit pas à une rigidité flexionnelle élevée par rapport aux connexions entaillées, mais avec une ductilité élevée qui les caractérise provient essentiellement de l'acier, elles offrent la possibilité de dissiper l'énergie par la déformation à l'interface bois-béton ce qui fournit à retarder la rupture de la poutre mixte et par conséquent offre une capacité de charge élevée.

10. Les mécanismes de rupture des poutres mixtes

10.1. Cas de la poutre B + INC

Les premiers signes de défaillance de cette poutre durant l'essai de flexion se manifestent sous la forme de micro-écrasements dans la dalle de béton, précisément là où les rotules supérieures du vérin entrent en contact avec la dalle (Fig. 5.14). De plus, des fissures latérales apparaissent au niveau des points d'application des forces et se propagent vers les extrémités, s'étendant jusqu'à environ un quart de la dalle (Fig. 5.15). Ces fissures s'élargissent à mesure que la charge augmente. L'une d'entre elles évolue finalement en une fracture latérale inclinée au cours de l'essai, aboutissant à l'effondrement de la poutre mixte.

La première fissure apparaît lorsque la force atteint 89.19 kN. La force continue d'augmenter, ce qui signifie que la poutre conserve encore sa capacité portante. Les fissures dans la dalle de béton s'agrandissent à mesure que la force augmente, se

transformant en de larges fractures. Une rupture brutale survient à 97.52 kN de force, à ce moment-là la poutre perd complètement sa capacité portante (Fig. 5.16 et Fig. 5.17).



Figure 5.14: Les premiers signes de rupture : traces des rotules de vérin aux points d'application des forces sur la dalle en béton.



Figure 5.15: Fracture inclinée de la dalle en béton de la poutre B+INC.



Figure 5.16: Rupture finale : traction par flexion du bois dans la poutre B+INC.



Figure 5.17: Propagation des fractures le long de la poutre de bois après l'effondrement de la poutre mixte B+INC .

Les entailles renforcées montrent des signes légers de dommages (Fig 5.20). Le connecteur novateur prévient la rupture soudaine des entailles, et l'on peut observer quelques fissures longitudinales au niveau des connexions. Ce mode de rupture est similaire à celui obtenu lors des essais de Push-out (Voir Chapitre 04).



Figure 5.18: Fracture inclinée latérale dans la dalle et des micros fissures apparus à la deuxième connexion.



Figure 5.19: Les connexions de la poutre B+ INC après l'essai.



Figure 5.20: Ouverture avant la connexion INC due à la fracture de la poutre en bois.

10.2. La poutre B+s

La poutre B+s se distingue par son comportement exceptionnel, car elle ne s'effondre pas conformément aux prévisions. La poutre présente une rigidité en flexion importante due à ses dimensions par rapport à sa longueur. L'absence d'une plaque épaisse qui joue le rôle d'appareil d'appui conduit à une concentration de contraintes provenant des réactions des supports situés aux extrémités de la poutre en bois, ce qui entraîne une rupture par écrasement transversal du bois (Fig. 5.21). Ainsi, il n'est pas possible de tracer la courbe de flexion pour l'ensemble de l'essai, mais juste la partie qui correspond à la déflexion observée durant l'essai.

Ceci explique pourquoi cette poutre malgré ses grandes dimensions et son système de connexion bien sélectionné, présente une rigidité flexionnelle faible. Ceci revient à deux raisons :

- ✓ La réduction de la hauteur de la poutre de bois due à la destruction de ses appuis, entraîne une diminution du moment d'inertie de la poutre en bois,
- ✓ Les déplacements enregistrés ne se limitent pas à des déformations de flexion pure, mais résultent principalement de déformations combinées, essentiellement des déformations causées par l'écrasement du bois sur les appuis.

Les autres poutres mixtes ont été équipées de plaques épaisses vissées avant de les installer sur les rotules. Ces plaques ont pour fonction d'absorber les réactions des appuis et de répartir les contraintes de compression sur une surface plus étendue, ce qui prévient le type d'effondrement indésirable mentionné précédemment.



Figure 5.21: Rupture par écrasement de bois sur les appuis de la poutre B+s.

10.3. La poutre S+s

La première rupture observée durant l'essai de flexion de cette poutre est la rupture par traction des fibres inférieures de la poutre en bois (Fig. 5.22), suivi rapidement par des fissures qui apparaissent dans la dalle en béton, exactement entre les rotules du vérin, engendrant par la suite un détachement du béton de cette zone (Fig. 5.23).

La première fracture s'est produite lorsque le chargement arrive à 47.43 kN, une chute de force suit vers 24.97 kN, par la suite une perte totale de la capacité portante a été remarquée.

Aucune rupture de cisaillement longitudinal n'a été remarquée. On constate que les vis jouent un rôle de renforcement et empêchent toute rupture de ce genre dans le bois.

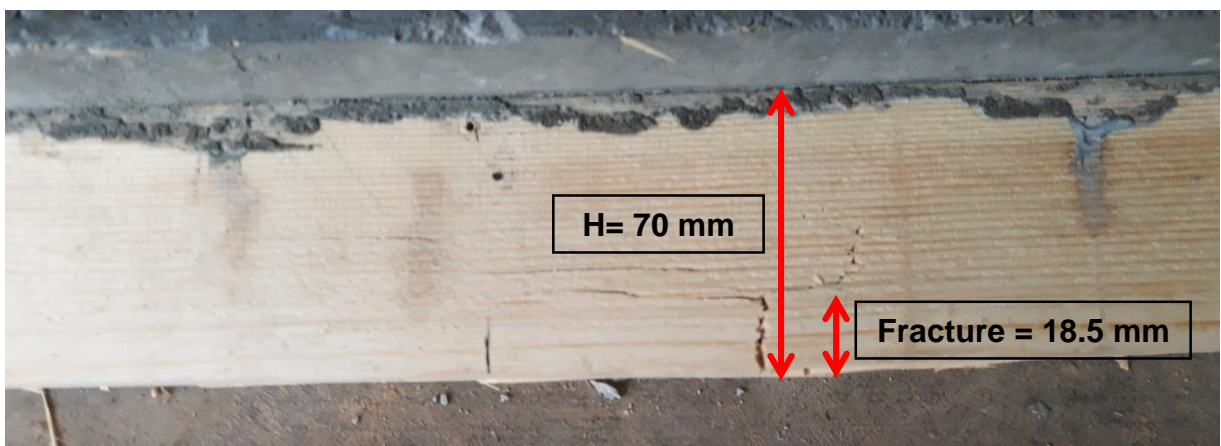


Figure 5.22: Rupture par traction par flexion de la poutre mixte S+s.



Figure 5.23: Détachement de béton entre les rotules de vérin de la zone comprimée à mi-travée de la poutre mixte S+s.



Figure 5.24: Détachement de la zone comprimée entre les rotules de chargement instantanément avec la rupture par traction de la poutre en bois.



Figure 5.25: Détérioration de béton de la dalle à mi-travée de la poutre B+s après détachement.

10.4. La poutre S+ TRZ:

L'effondrement de la poutre S+TRZ commence par la rupture par traction des fibres inférieures de la poutre en bois (Fig. 5.26). Cette rupture se propage horizontalement vers l'extrémité et se transforme à un cisaillement horizontal et longitudinal de la poutre en bois.

La première fracture s'est produite lorsque le chargement arrive à 40.66 kN de force. La réponse capturée se diminue rapidement vers 39.65 kN.

Avec la rupture rapide de la poutre en bois, la dalle en béton reste le seul constituant qui peut donner une réponse. Après quelques moments, des éclatements en béton avec des fissurations qui se propagent rapidement suivent (Fig. 5.26). En même temps, la fracture en bois continue à se propager et transforme en grande ruptures par cisaillement parallèle aux fibres.

On peut constater que deux facteurs présents favorisent ce mode de rupture: la faible résistance au cisaillement parallèle aux fibres qui caractérisent la structure des poutres en bois et la présence de la connexion entaillée.

Les connexions entailles TRZ sur les deux côtés de la poutre mixte ne subissent aucune déformation et ne présentent aucune fissuration (Fig. 5.27 et Fig. 5.28)



Figure 5.26: Première rupture de la poutre B+TRZ : traction par flexion des fibres inférieures et éclatement du béton.

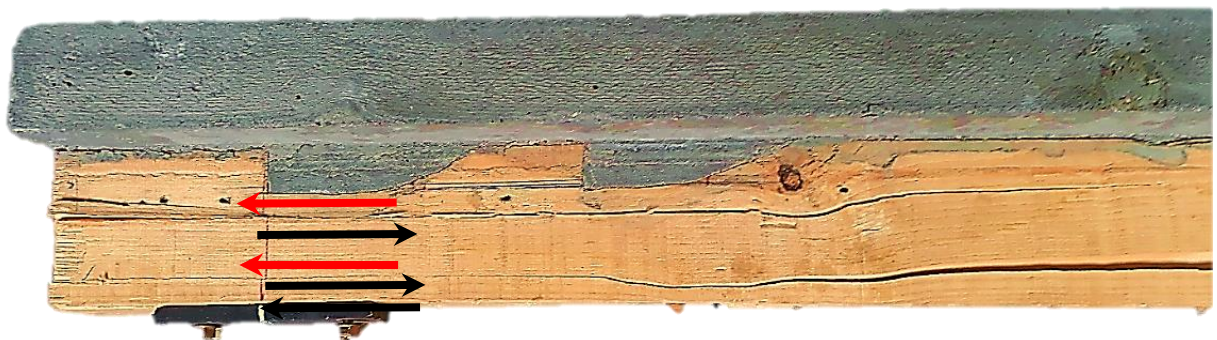


Figure 5.27: Cisaillement longitudinale parallèle aux fibres.



Figure 5.28: La deuxième extrémité de la poutre mixte reste intacte.

10.5. Récapitulation des mécanismes de rupture

Il existe plusieurs modes de défaillance possibles pour la poutre mixte, qui peuvent se manifester sous forme de combinaison de défaillances ou, sous forme de séquences de défaillances successives. Les défaillances ne se sont pas instantanées.

Ces modes de rupture sont classés selon la zone touchée par la défaillance, on peut les noter de la manière suivante :

Zones Béton :

ELB: Ecrasement local aux points de contact des rotules du vérin.

EcB: Eclatement du béton.

DB : Détachement d'une partie du béton à mi- travée.

FisB : Fissuration du béton.

Zones Bois :

TrF : Rupture par traction par flexion.

CLH : Rupture par cisaillement longitudinal horizontal de la poutre en bois.

ETF : Rupture par compression transversale et écrasement des fibres au niveau des appuis.

Tableau 5. 6: Récapitulations des mécanismes de rupture des poutres mixtes en bois-béton

N	TCC beam	F _{max} (kN)	D _{max} (mm)	Succession des ruptures			
				1ere	2 eme	3eme	4 eme
1	B+s	53.64	13.107	ETF			
2	B+INC	97.52	34.5	ELB	FisB	EcB	TrF
3	S+s	47.43	19.2	TrF	FisB	EcB	DB
4	S+TRZ	34.47	9.5	TrF	EcB	CLH	DB

En observant la succession des modes de rupture dans les poutres mixtes étudiées, les poutres S+s et S+TRZ partagent le premier mode qui est la rupture par traction des fibres inférieures de bois. La poutre S+TRZ présente un éclatement de la zone comprimée en béton contrairement à la poutre S+s qui manifeste des signes d'avertissement (les fissures) avant l'écrasement de béton, puis le détachement de la partie comprimée. La différence majeure entre ces deux poutres est que la poutre S+TRZ présente un mode de rupture défavorable qui est le cisaillement longitudinal parallèle aux fibres que la poutre S+s a évité.

11. Conclusion

Dans ce chapitre quatre poutres mixtes en bois-béton avec trois types de connexions ont été conçues, construites et testées en flexion à 4 points jusqu'à leur effondrement. Les courbes de comportement flexionnel de ces poutres ont été tracées et les caractéristiques flexionnelles ont été calculées.

Les connexions entaillées ont la possibilité de freiner le glissement d'une manière significative. Elles transfèrent l'effort de cisaillement directement basées sur les caractéristique intrinsèque des matériaux sans avoir besoin d'éléments intermédiaires, ce qui explique la rigidité flexionnelle initiale élevée des poutres mixtes équipées avec ces connexions.

On se base sur cette étude, les poutres mixtes équipées avec des connexions entaillées adjacentes peuvent produire une rupture par cisaillement longitudinal parallèle aux fibres, ce mode défavorable revient aux deux facteurs essentiels: la faible résistance au cisaillement parallèle aux fibres qui caractérisent la structure des éléments en bois et la présence de la connexion entaillée de grandes dimensions avec une longueur de bois résistant insuffisant.

La répartition des connexions vissées le long de la poutre mixte avec un espacement minimal et gradué, empêche l'effort de cisaillement de se concentrer à un seul endroit comme dans les connexions entaillées, par contre chaque vis participe à prendre une portion de l'effort. En plus, l'inclinaison de 45° sert à transférer l'effort de cisaillement à un effort axial ce qui permet de faire travailler les vis connecteurs au mieux.

La configuration précédente des vis n'aboutit pas à freiner le glissement entièrement à cause de la capacité limitée d'une seule vis, mais elles permettent des micro-glissements dissipant l'énergie et ne subissent aucune rupture soit par cisaillement ou par traction, le contraire de ce qui se passe avec les connexions entaillées. Par conséquent, cette configuration des vis n'aboutit pas à une rigidité flexionnelle élevée par rapport aux connexions entaillées, mais elle fournit une ductilité à la poutre mixte, elles offrent également la possibilité de dissiper l'énergie à l'interface bois-béton. Dans ce cas, la poutre mixte continue à se déformer sous un chargement supérieur et fait retarder la rupture, et par conséquent atteint une capacité de charge élevée.

12. Références

- [1] Ceccotti, A. (1995). Timber Engineering STEP 2: Timber-concrete composite structures, STEP 2, Timber Eng., .
- [2] Yeoh, D. (2010). Behaviour and Design of Timber-Concrete Composite Floor Sytem, , pp. 189.
- [3] Khorsandnia, N., Valipour, H.R., Crews, K. (2012). Experimental and analytical investigation of short-term behaviour of LVL-concrete composite connections and beams, Constr. Build. Mater., 37, pp. 229–38, Doi: 10.1016/j.conbuildmat.2012.07.022.
- [4] Bao, Y., Lu, W., Yue, K., Zhou, H., Lu, B., Chen, Z. (2022). Structural performance of cross-laminated timber-concrete composite floors with inclined self-tapping screws bearing unidirectional tension-shear loads, J. Build. Eng., 55(April), pp. 104653, Doi: 10.1016/j.job.2022.104653.
- [5] Ceccotti, A. (1995). Timber-concrete composite structures, Timber Eng., 2, pp. e13.
- [6] Dias, A., Schänzlin, J., Dietsch, P. (2018). Design of timber-concrete composite structures, .
- [7] LeBorgne, M.R., Gutkowski, R. (2010). Effects of various admixtures and shear keys in wood-concrete composite beams, , Doi: 10.1016/J.CONBUILDMAT.2010.02.016.
- [8] Frangi, A., Fontana, M. (2003). Elasto-Plastic Model for Timber-Concrete Composite, Struct. Eng. Int., 1, pp. 47–57.

VI

**Modélisation du
comportement à court terme
des poutres mixtes. Recherche
des emplacements optimaux.**

Chapitre VI

Modélisation du comportement à court terme des poutres et recherche des emplacements optimaux.

1. Introduction

L'étude des poutres mixtes, aux dimensions réelles basées sur des essais en laboratoire, est souvent coûteuse et prend du temps, surtout dans les grandes études incluant de multiples nombres de paramètres, alors que le recours à des études numériques en utilisant la méthode des éléments finis donne un outil alternatif pour étudier ces systèmes.

La pratique courante de la conception des poutres BBC est de placer les connexions au point le plus extrême possible. Cela empêche le glissement entre la poutre en bois et la dalle de béton. Leur espacement augmente progressivement jusqu'au centre de la poutre au fur et à mesure que l'effort tranchant diminue [1]. Cependant, cette idée ne tient pas compte de la capacité de la connexion. Cela expose l'entaille à cet endroit extrême à des forces de cisaillement croissantes, qui peuvent dépasser la capacité de l'entaille à un endroit donné et entraîner la perte complète de l'action composite.

2. Description du programme expérimental de référence

L'objectif de cette partie de la recherche consiste à développer un modèle à éléments finis à l'aide du logiciel ABAQUS afin de prédire le comportement de flexion à mi-portée à court terme des poutres composites bois-béton comportant des connexions entaillées. Ensuite, une analyse numérique a été réalisée à l'aide du modèle validé pour examiner l'influence de l'emplacement des entailles et de déterminer un emplacement optimal qui garantira une rigidité et une résistance maximales pour la poutre composite bois-béton (BBC).

À cet effet, nous avons tiré parti des recherches antérieures, un ensemble de onze poutres composites bois-béton (BBC) a été conçu pour des portées de 8 et 10 mètres, puis construit et soumis à des essais de flexion en quatre points, comme illustré dans la Fig. 6.1. Chaque poutre est composée d'une poutre en bois lamellé-collé (LVL) d'une largeur de 63 mm et d'une hauteur de 400 mm, surmontée d'une dalle en béton de 65 mm d'épaisseur et de 600 mm de largeur. Les deux éléments sont séparés par un contreplaqué (OSB) utilisé comme coffrage perdu, conformément aux normes [2-4].

Les poutres A1, B2, C1, E1, F1 et G1 (voir Fig. 6.4) sont testées jusqu'à l'effondrement alors que les poutres B1, C2 et D1 n'ont pas été testées en complète destruction [2-4].

Les poutres F1 et G1 sont construites avec une section complète (Fig. 6.2 (a)) constituée de deux poutres LVL et une dalle en béton de 1200 mm de largeur puisque les connexions des plaques métalliques installées dans la poutre F1 nécessitent une section complète et la poutre G1 est considérée comme une poutre de référence avec laquelle les autres poutres avec section réduite seront comparées. De l'autre côté, les restes des poutres ont

été construites avec une géométrie de section réduite (Fig. 6.2 (b)) constituée d'une seule poutre LVL de 63 mm de largeur et d'une dalle en béton de 600 mm de largeur. [2-4].

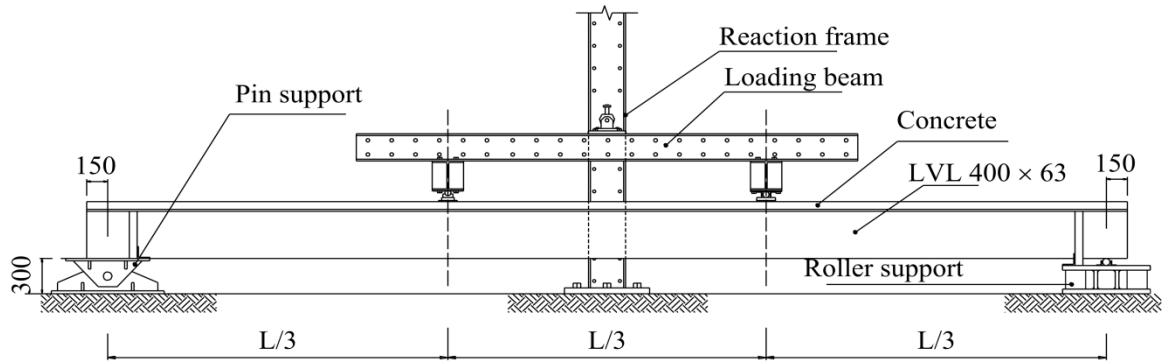


Figure 6.1: Essai de flexion à quatre points d'une poutre BBC (dimensions en mm) [4].

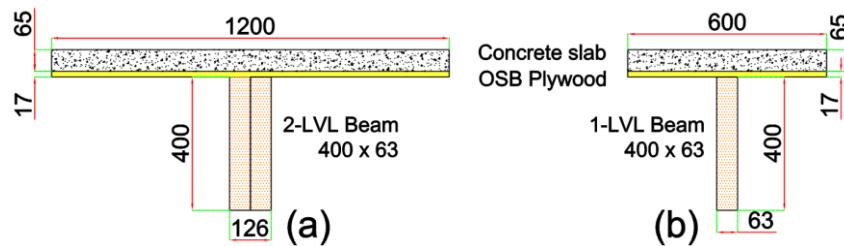


Figure 6.2: La section des poutres BBC testées : (a) F1 et G1, (b) la section réduite du reste (dimensions en mm) [4].

Les connexions utilisées dans ce cas incluent des entailles pratiquées dans le bois et renforcées à l'aide de tire-fond de 16 mm de diamètre. Il existe deux types d'entailles rectangulaires, l'une mesurant 150 mm de long et l'autre de 300 mm de long, ainsi qu'une entaille de forme triangulaire. De plus, des plaques métalliques dentées modifiées sont fixées sur le côté des poutrelles en bois (LVL) pour former les connexions R150, R300, T et P, comme illustré dans la Fig. 6.3.

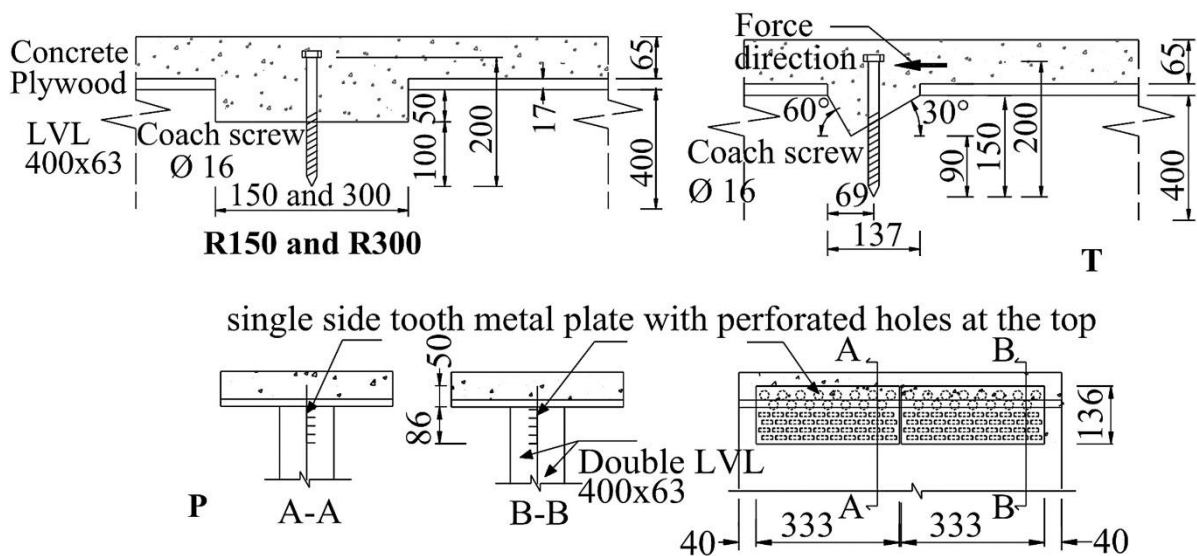


Figure 6.3: différentes connexions : R150, T, R300 et P adoptées dans le programme expérimental de Yeoh [4].

Les résistances à la compression du béton des poutres BBC testées sont mentionnées dans le Tab. 6.1:

Tableau 6.1: Résistance à la compression du béton des poutres BBC testées [4].

N°	Poutre	Résistance à la compression f_c (MPa)
1	A1,B1,C2	58
2	C1, D1,F1	54.4
3	G1	48.2
4	B2	38.8

La conception des poutres BBC testées, y compris la géométrie, le type et la configuration des connexions, est illustrée à la Fig. 6.4.

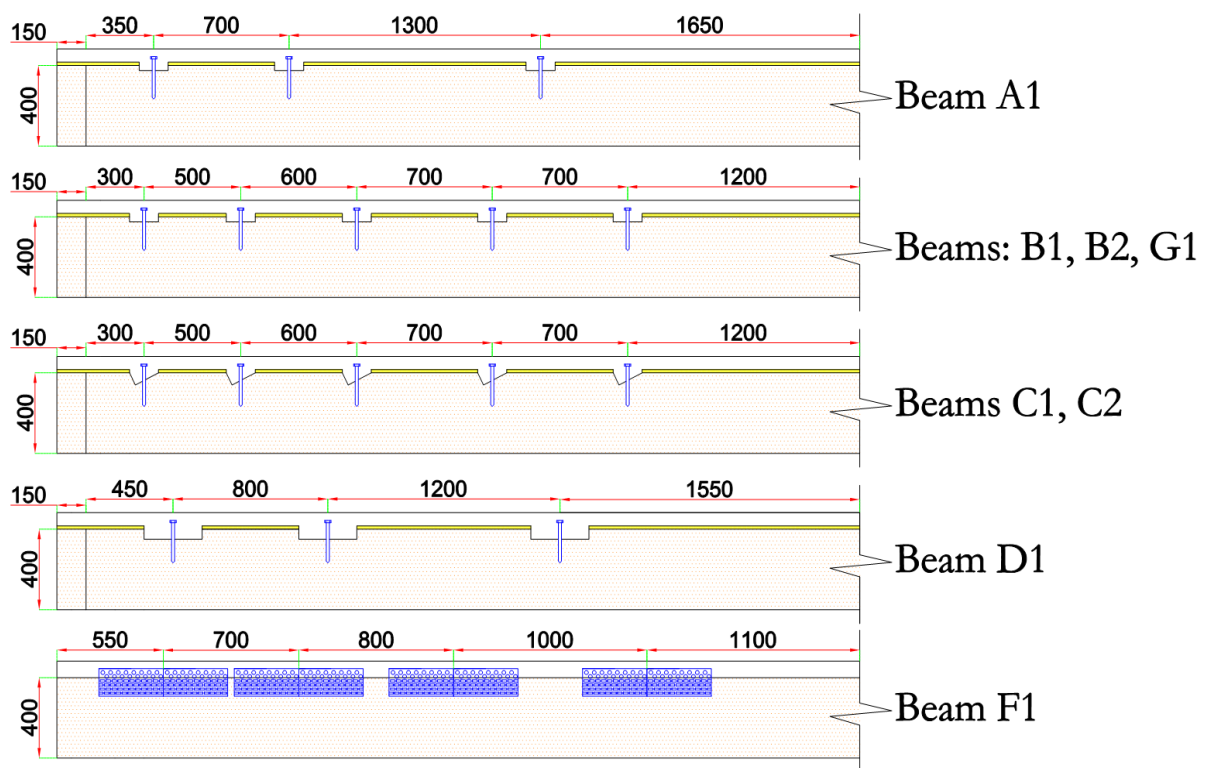


Figure 6.4: The design of the tested BBC beams (dimensions in mm) [5].

3. Etablissement du modèle en éléments finis

3.1. Géométrie

Nous avons élaboré un modèle tridimensionnel (3D) dans le logiciel ABAQUS pour les huit poutres BBC représentées dans la Fig. 6.4. Le choix de ce logiciel pour notre étude de recherche s'explique par ses excellentes modélisations et sa précision. Abaqus est capable de modéliser de manière précise les matériaux non métalliques ainsi que le béton armé, en prenant en compte des réponses non linéaires. De plus, il offre la possibilité de prédire et de visualiser des schémas de fissuration et d'écrasement [6].

La géométrie, les caractéristiques des matériaux, le chargement et les conditions aux limites des modèles éléments finis sont similaires à ceux des poutres testées précédemment décrites dans la partie expérimentale (Fig. 6.4).

En raison de la symétrie de la géométrie, du chargement et des conditions aux limites, seule la moitié des poutres BBC ont été modélisées avec un plan de symétrie (OX) considéré à mi- portée de la poutre mixte, sauf pour la poutre F1 qui est modélisée avec deux plans de symétrie en raison de la connexion plaque métallique dentée installée en paire et qui nécessite deux poutres d'LVL de 48 mm.

Les modèles numériques de la poutre BBC se composent de cinq composants, qui sont :

- ✓ la moitié de la dalle de béton,
- ✓ la moitié de la poutre en bois LVL,
- ✓ la moitié du contreplaqué OSB,
- ✓ les barres d'armature,
- ✓ Le support roulant.

Les éléments de construction, tels que la poutrelle LVL et la dalle en béton, sont modélisés sous forme d'objets 3D solides distincts en raison de leur complexité géométrique et des découpes dans les poutres en bois. De plus, l'intercalaire en contreplaqué OSB, utilisé comme une barrière entre la dalle en béton et la poutre en LVL pour former une ossature temporaire, est également représenté en tant qu'objet 3D solide d'une épaisseur de 17 mm. Les éléments d'armature et les connexions vissées sont intégrés à la dalle en béton, justifiant ainsi le choix de l'option « Embedded Region ». Toutes les parties des modèles de poutres BBC ont été assemblées à leur emplacement approprié.

Tous les contacts entre les composants sont définis comme "Normal Contacts", qui est défini par l'option "Hard Contact", tandis que "Penalty" a été sélectionnée pour un comportement tangentiel avec différents coefficients de frottement.

Un chargement par déplacement a été imposé à la surface d'application de la charge sur la dalle à la troisième travée de la poutre BBC (Fig. 6.5). Alors que la force de chargement est obtenue en mesurant la force de réaction au même point. Cette procédure permet au modèle de capturer la force maximale enregistrée dans le processus de flexion. La flèche à mi- portée a été extraite d'un point de référence défini à mi- portée, comme illustré dans la Fig. 6.5.

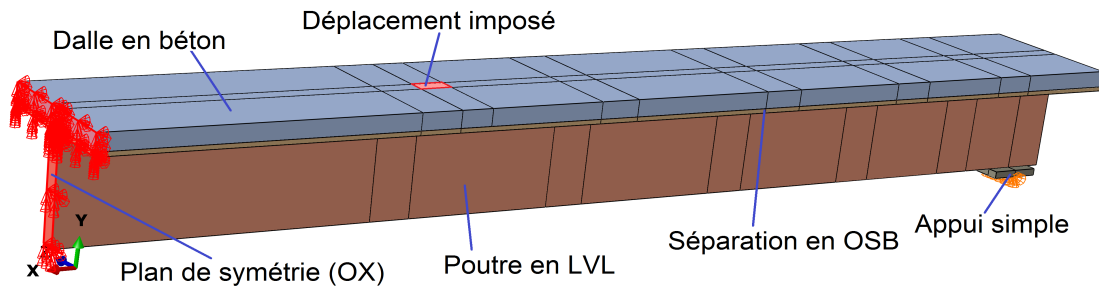


Figure 6.5: La poutre BBC modélisée avec différentes composantes et conditions aux limites.

3.2. Mesh

La dalle béton, la poutre LVL, la plaque OSB et les connecteurs vissés ont été modélisés à l'aide de l'élément brique linéaire à 8 nœuds à intégration réduite « C3D8R ». L'élément a le potentiel d'être utilisé dans un large éventail d'analyses non linéaires, y compris la plasticité, le contact, les grands déplacements et la rupture [7]. L'armature a été modélisée à l'aide de l'élément de ferme T3D2, qui est un élément linéaire à deux nœuds.

Dans le but de simplifier les calculs, une grille de maillage plus fine a été employée pour la zone de la connexion entaille-LVL. Pour les autres parties du modèle, une grille de maillage raisonnable a été mise en place.

La vue générale du maillage par éléments finis des poutres BBC simulées est présentée dans les Fig. 6.6 et 6.7. Une vue précise des connecteurs où un maillage plus fin est appliqué est illustrée dans la Figure 6.8.

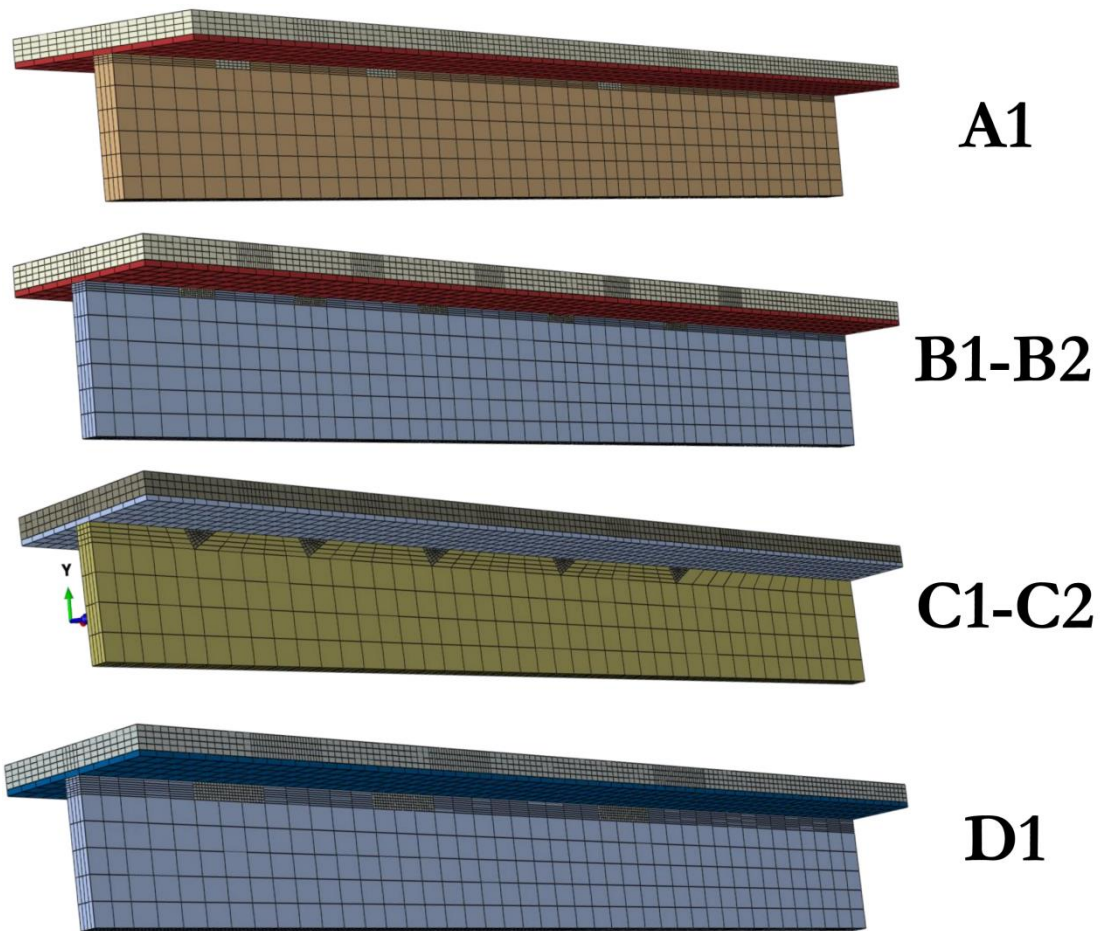


Figure 6.6: Maillage des poutres BBC simulées avec section réduite : A1, B1, B2, C1 et C2.

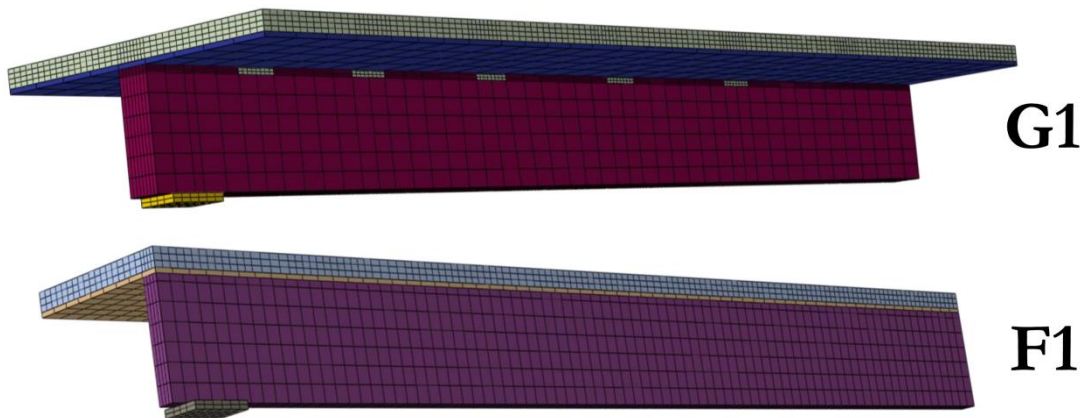


Figure 6.7: Maillage des poutres BBC simulées avec la section (a): G1 et F1.

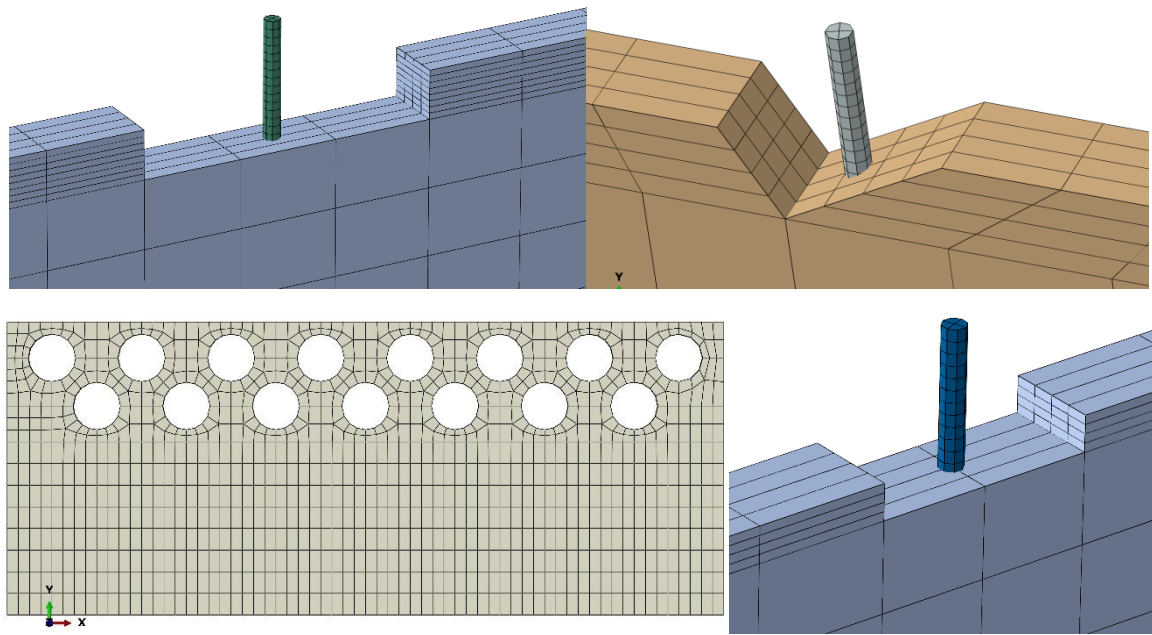


Figure 6.8: Modélisation des connexions: Entaille rectangulaire R300, entaille rectangulaire R150 et Entaille triangulaire avec vis encastrée de diamètre 16 mm et liaison plaque métallique dentée

3.3. Modèles constitutifs des matériaux.

Le bois LVL est représenté dans la simulation comme étant orthotrope, avec la relation constitutive pour l'élasticité linéaire tridimensionnelle orthotrope exprimée par l'équation. 1:

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_{11} \\ \varepsilon_{22} \\ \varepsilon_{33} \\ 2\varepsilon_{12} \\ 2\varepsilon_{13} \\ 2\varepsilon_{23} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_{11}} & \frac{-\nu_{21}}{E_{22}} & \frac{-\nu_{31}}{E_{33}} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{-\nu_{12}}{E_{22}} & \frac{1}{E_{22}} & \frac{-\nu_{32}}{E_{33}} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{-\nu_{13}}{E_{33}} & \frac{-\nu_{23}}{E_{33}} & \frac{1}{E_{33}} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{23}} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{13}} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{12}} \end{bmatrix} * \begin{Bmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{22} \\ \sigma_{33} \\ \tau_{12} \\ \tau_{13} \\ \tau_{23} \end{Bmatrix} \quad (\text{Eq. 6.1})$$

Avec :

- ✓ E_{ii} est le module d'élasticité dans la direction i ,
- ✓ ν_{ij} est le rapport de poisson du matériau orthotrope,
- ✓ G_{ij} est le module de cisaillement dans le plan avec la normale de i et dans la direction j ,
- ✓ σ_{ij} est la contrainte normale dans la direction i ,
- ✓ τ_{ij} est la contrainte de cisaillement dans le plan à la normale de i et dans la direction de j ,

✓ ε_{ij} est le vecteur de déformation.

Pour cette étude numérique, des paramètres réalistes du comportement orthotrope du bois LVL sont adoptés et mentionnés dans le Tab 6.2 [5].

Tableau 6.2: Paramètres orthotropes élastiques du bois LVL [5].

E_{11}	E_{22}	E_{33}	ν_{12}	ν_{13}	ν_{23}	G_{12}	G_{13}	G_{23}
12000	485	280	0.0464	0.365	0.309	600	600	24

La résistance à la traction est de 33,4 MPa et la résistance au cisaillement est de 5,3 MPa [22]. Pour le comportement plastique, l'option « potentiel » a été ajoutée avec les paramètres suivants :

$$R_{11} = \frac{\sigma_0}{\sigma_{eq}} \quad (Eq. 6.2)$$

$$R_{22} = R_{33} = \frac{\sigma_{90}}{\sigma_{eq}} \quad (Eq. 6.3)$$

$$R_{12} = R_{13} = R_{23} = \frac{\sqrt{3}\sigma_v}{\sigma_{eq}} \quad (Eq. 6.4)$$

Tandis que

σ_0 est la limite d'élasticité dans la direction parallèle au fil.

σ_{90} est la limite d'élasticité dans la direction perpendiculaire au fil.

σ_{eq} est la limite d'élasticité équivalente pour un comportement isotrope, et σ_{eq} est pris égal à 33,4 MPa dans le présent chapitre et c'est le rendement de référence. Dans ce cas, il vaut σ_0 [8].

La plaque OSB est simulée comme un matériau isotrope avec un module élastique égal à 3253 MPa [9].

La classe du béton retenue est identique à celle du programme expérimental avec une masse volumique moyenne (ρ) de 3405 Kg/m³.

Le module d'élasticité est calculé à partir de la résistance à la compression du béton (f_c) et est donné par l'équation 5 [2]

$$E_c = (3320\sqrt{f_c} + 6900) * \left(\frac{\rho}{2300}\right) \quad (Eq. 6.5)$$

Les valeurs de module d'élasticité pour chaque poutre BBC sont répertoriées dans le Tab. 6.3.

Tableau 6.3: Le module élastique du béton calculé pour chaque poutre BBC.

N°	poutre	f'_c (Mpa)	E_c (Mpa)
1	A1,B1,C2	58	34413.26
2	C1, D1,F1	54.4	33560.79
3	G1	48.2	32023.63
4	B2	38.8	29490.20

Le modèle « Concrete Damaged Plasticity »(CDP) disponible dans la bibliothèque de matériaux ABAQUS a été utilisée [10]. L'angle de dilatation du matériau (Ψ), l'excentricité (ϵ), le rapport de la résistance à la compression bi-axiale à la résistance à la compression uni-axiale (f_{b0}/f_{c0}) et le rapport méridien traction/compression (K) sont mentionnés dans le tab. 4.

Tableau 6.4: Paramètres de « Concrete damage plasticity » (CDP) adoptés dans la simulation.

L'angle de dilatation	Excentricité	F_{b0}/f_{c0}	K	Le paramètre de viscosité
35	0.1	1.16	0.667	0.01

Un exemple du comportement en compression et en traction d'un béton de classe 38 MPa est illustré dans la Fig. 6.9 :

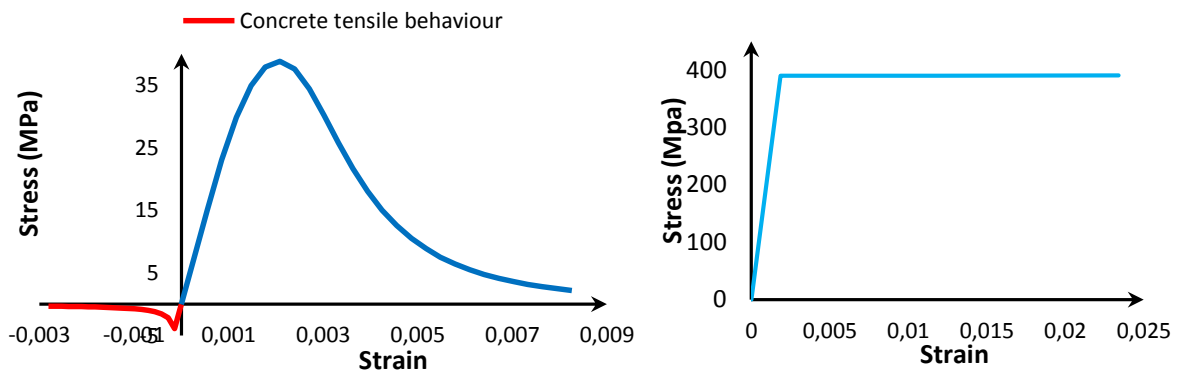


Figure 6.9: Exemple de courbes de comportement du béton de 38 MPa et de la courbe contrainte-déformation de l'acier.

Afin de modéliser l'acier, une loi de comportement élastoplastique bilinéaire a été employée. La courbe contrainte-déformation de l'acier adoptée dans la simulation est donnée dans la Fig. 6.9 (à droite) avec un module de Young de 210 000 MPa, un coefficient de Poisson $\nu = 0,3$ et une limite d'élasticité de 400 MPa.

3.4. Validation du modèle

Les courbes charge-déformation à mi-portée des poutres BBC, obtenues par l'analyse numérique et aussi celles obtenues par les essais de flexion établis par Yeoh et al [3] sont tracées dans les Fig. 6.10 à 6.12. Les limites pour une action composite complète et nulle sont également incluses.

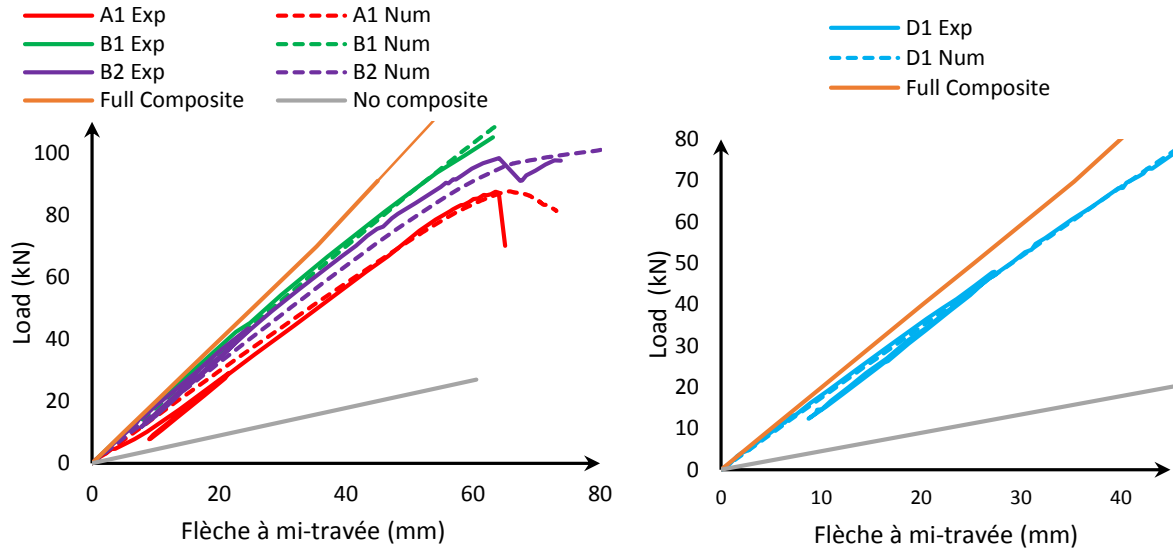


Figure 6.10: Les courbes de comportement flexionnel (Force -flèche) des poutres BBC équipées avec des connexions entaillées rectangulaires.

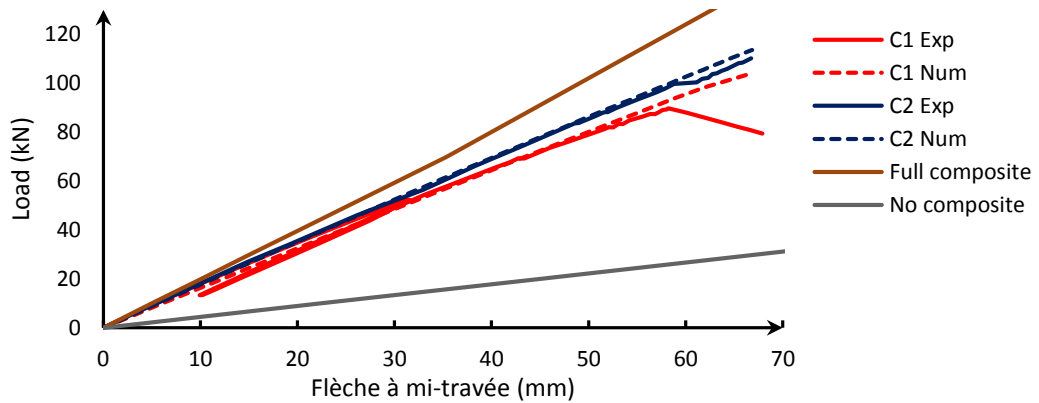


Figure 6.11: Les courbes de comportement flexionnel (Force -flèche) des poutres BBC C1 et C2 avec des connexions entaillées triangulaires.

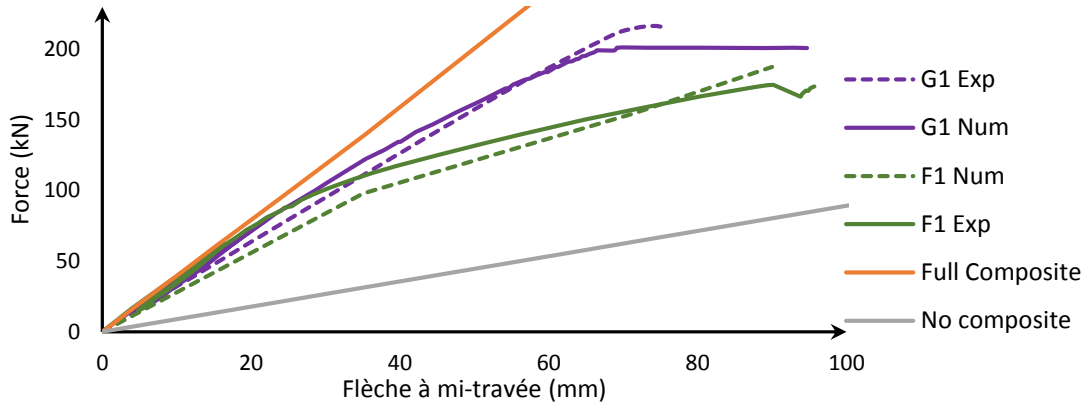


Figure 6.12: Les courbes Force-Flèche à mi-travée des poutres BBC F1 et G1 comparées aux courbes expérimentales.

Une comparaison générale entre les valeurs numériques et expérimentales de la rigidité flexionnelle K_{BBC} et de la charge maximale est indiquée dans le Tab. 6.5.

Tableau 6.5: Validation des principaux résultats : résistance et rigidité obtenues par analyse numérique et expérimentale [4].

N°	Poutre	F_{max} (kN)		Erreur (%)	K_{BBC} (N/mm)			Erreur (%)	
		EXP	FEM	FEM/EXP	EXP	FEM	Ana	FEM	Ana
1	A1	87.3	87.64	0.39	1363.25	1336.30	1498.92	-3%	15%
2	B1	105	109.37	4.16	1664.48	1705.59	1642.05	3%	-2%
3	B2	97.5	103.76	6.42	1520.54	1449.89	1609.72	-7%	8%
4	C1	89.7	120.54	34.38	1541.39	1592.81	1791.40	5%	23%
5	C2	110	113.42	3.11	1647.80	1696.77	1797.61	4%	13%
6	D1	80.8	81.82	1.26	1745.52	1701.12	1787.36	-3%	3%
7	F1	174	187.4	7.70	1929.34	2082.22	3492.13	15%	154%
8	G1	201	216.51	7.72	2875.43	3043.10	3254.37	9%	19%

Plus précisément, les résultats de la simulation des poutres ont révélé une grande précision en termes de rigidité, comme en témoignent les Fig. 6.10 à 6.12, où toutes les courbes charge-déformation sont très proches des courbes d'essai. La force maximale obtenue pour les poutres simulées à section réduite était presque identique à celle obtenue lors des essais, sans différence significative de résistance pour les poutres A1, B1, B2, C2 et D1. Pour les poutres F1 et G1 à pleine section, ainsi que les poutres C1 et D1, une légère différence peut être observée, avec une variation allant jusqu'à 34 % dans le cas de la poutre C1. Néanmoins, la méthode des éléments finis (FEM) a produit des résultats précis pour la majorité des poutres simulées, se montrant ainsi plus fiable que la méthode analytique.

En ce qui concerne la détection de la défaillance, le modèle est capable de représenter les deux types de mécanismes de défaillance. Le premier mécanisme implique la rupture en traction de la poutrelle LVL au tiers de la portée sous les points de charge, sans qu'il y ait de signe évident de rupture au niveau des connexions, comme le montre clairement la Fig. 6.13 pour des poutres correctement conçues.

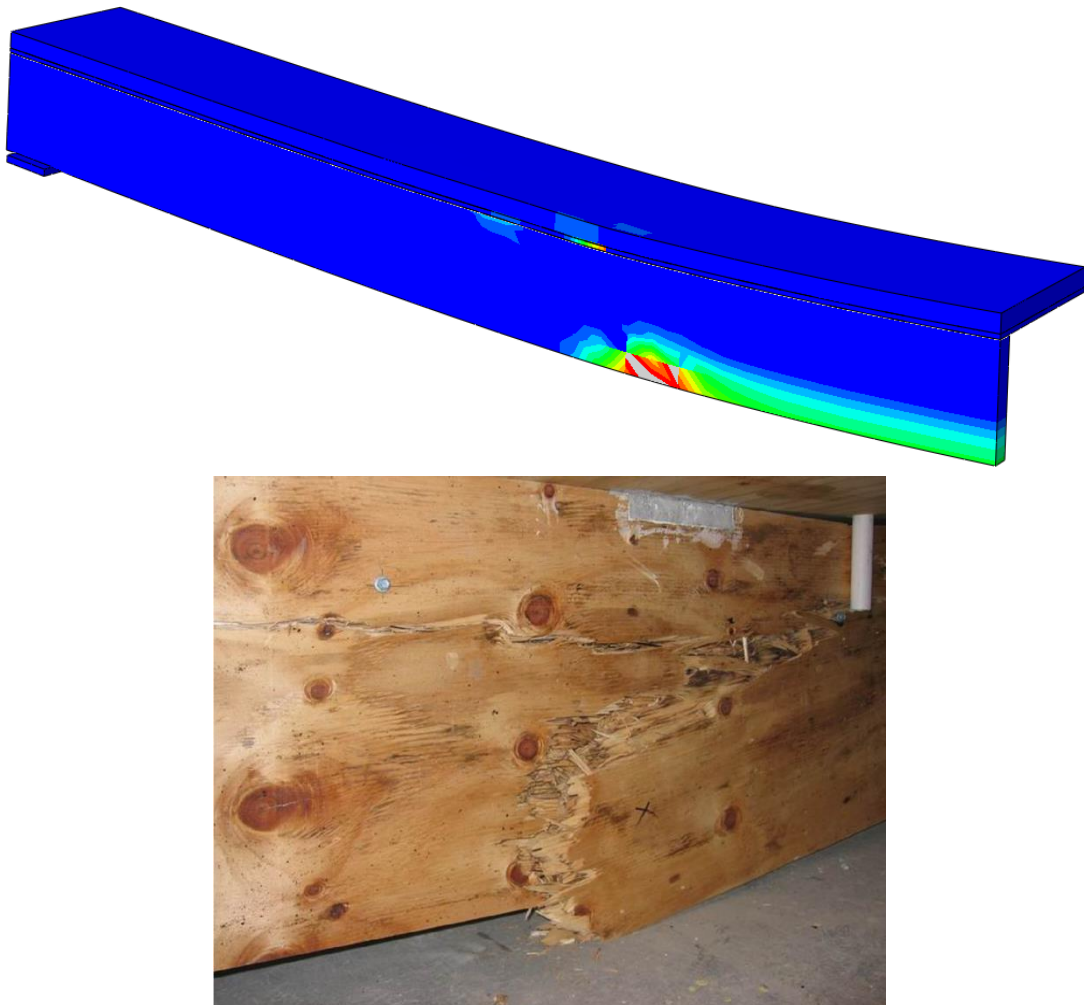


Figure 6.13: Répartition des déformations plastiques affichées dans la simulation par rapport à la rupture par traction en flexion de la poutre LVL obtenue à un tiers de la portée de la poutre G1 [2].

Le deuxième type est la rupture par cisaillement de l'assemblage dans les poutres sous-conçues où moins de connexions sont installées.

L'apparition d'une déformation plastique dans le modèle est une indication de fissures. La déformation plastique se propage le long de l'entaille (voir Fig. 6.14) jusqu'à ce qu'elle se sépare complètement de la dalle, provoquant la rupture de la connexion et la détérioration du béton entourant la vis tire-fond

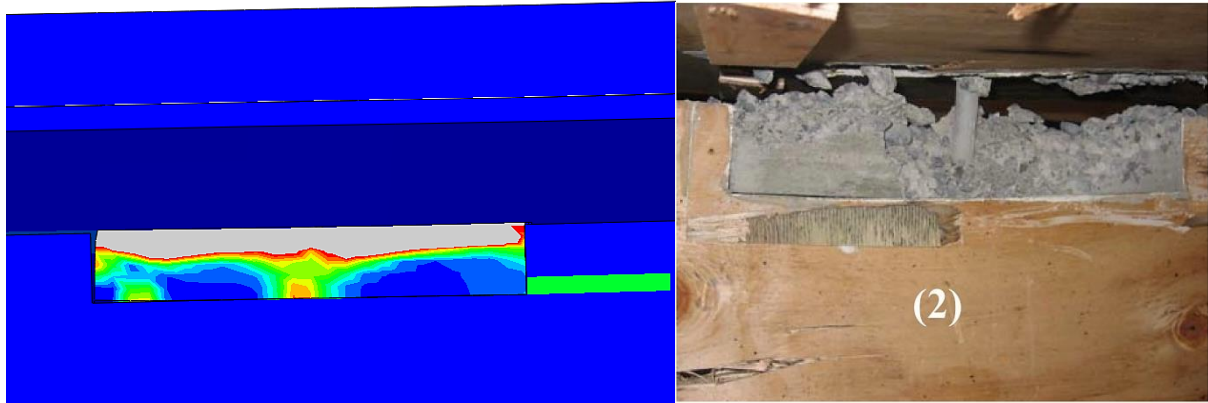


Figure 6.14 : Répartition des déformations plastiques affichées au niveau de l'entaille par rapport au mode de rupture obtenu lors du test.

Ce mode de rupture de la connexion à entaille est similaire à ce qui a été observé lors des essais de « Push-out », où il a été constaté que la résistance du béton avait une influence significative sur la résistance au cisaillement de la connexion, et donc sur la capacité portante de la poutre composite [3].

En conclusion, le modèle établi peut prédire de manière satisfaisante le comportement à court terme des poutres composites bois-béton avec des connexions entaillées, et prédire spécifiquement la rigidité et la capacité de charge maximale soit dans les poutres ayant un nombre suffisant de connexions, soit dans les poutres équipées avec un nombre insuffisant et avec les différentes configurations possibles et avec une variété des connexions qui impliquaient la validation du modèle.

4. Optimisation des connexions entaillées

Cette partie de l'étude vise à améliorer les performances de la poutre BBC en maximisant sa résistance et sa rigidité. En utilisant le modèle en éléments finis que nous avons élaboré précédemment, notre objectif est d'étudier le comportement à court terme de la déflexion (déformation) à mi-portée de la poutre BBC sous la charge maximale, ainsi que sa rigidité. Ce sont les deux principales caractéristiques requises pour la poutre BBC, et elles sont considérablement influencées par l'emplacement et la longueur de l'entaille. En d'autres termes, nous cherchons à déterminer l'emplacement optimal pour une entaille de connexion afin d'optimiser à la fois la rigidité et la résistance.

Méthode

Pour trouver l'emplacement optimal, une seule entaille a été installée à la fois dans la poutre composite, et ce à un endroit précis.

Nous avons choisi six emplacements différents pour les entailles (voir Tab. 6.6), à savoir: P2500, P3000, P3250, P3500, P3750 et P4000. Par la suite, nous avons ajouté un autre emplacement P2000, afin d'étudier les variations de la raideur autour de l'emplacement P3000. Nous avons opté pour quatre entailles rectangulaires, toutes ont la même profondeur de 25 mm et la même largeur de 63 mm. Chacune des entailles présente une longueur différente, à savoir 50, 100, 150 et 200 mm.

Il est essentiel de modifier la longueur de l'entaille afin de s'assurer que sa longueur n'influence pas la position optimale. Le choix du paramètre: longueur de l'entaille s'explique par son effet significatif sur les performances de la connexion et, par extension, sur le comportement de la poutre BBC. L'entaille est équipée d'une vis de 16 mm de diamètre.

Vingt-quatre (24) courbes de charge à mi- portée sont tracées pour représenter vingt-quatre (24) cas distincts. Ces courbes sont regroupées par emplacement. La poutre BBC étudiée est illustrée dans la Fig. 6.13.

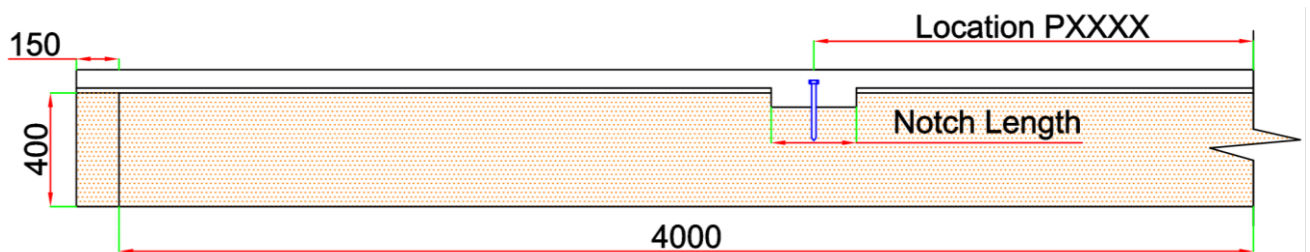


Figure 6.15 : Les paramètres de cette étude optimale.

Les abréviations suivantes répertoriées dans le Tab. 6.6 ont été prises en compte pour faciliter l'interprétation des résultats:

Tableau 6.6 : Les abréviations adoptées

Abréviation	désignation
R 50	Entaille rectangulaire de 50 mm de longueur, 63 mm de largeur et 25 mm de profondeur.
R 100	Entaille rectangulaire de 100 mm de longueur, 63 mm de largeur et 25 mm de profondeur.
R 150	Entaille rectangulaire de 150 mm de longueur, 63 mm de largeur et 25 mm de profondeur.
R 200	Entaille rectangulaire de 200 mm de longueur, 63 mm de largeur et 25 mm de profondeur.
P 2500	Le centre de l'entaille est situé à 2,5 m de la mi- portée.
P 3000	Le centre de l'entaille est situé à 3 m de la mi- portée.
P 3250	Le centre de l'entaille est situé à 3.25 m de la mi- portée.

P 3500	Le centre de l'entaille est situé à 3.5 m de la mi- portée.
P 3750	Le centre de l'entaille est situé à 3.75 m de la mi- portée.
P 4000	Le centre de l'entaille est situé à 4 m de la mi- portée.

5. Résultats et Discussion

La Fig. 6.16 illustre les courbes de Force- Flèche à mi- travée des vingt-quatre cas étudiés.

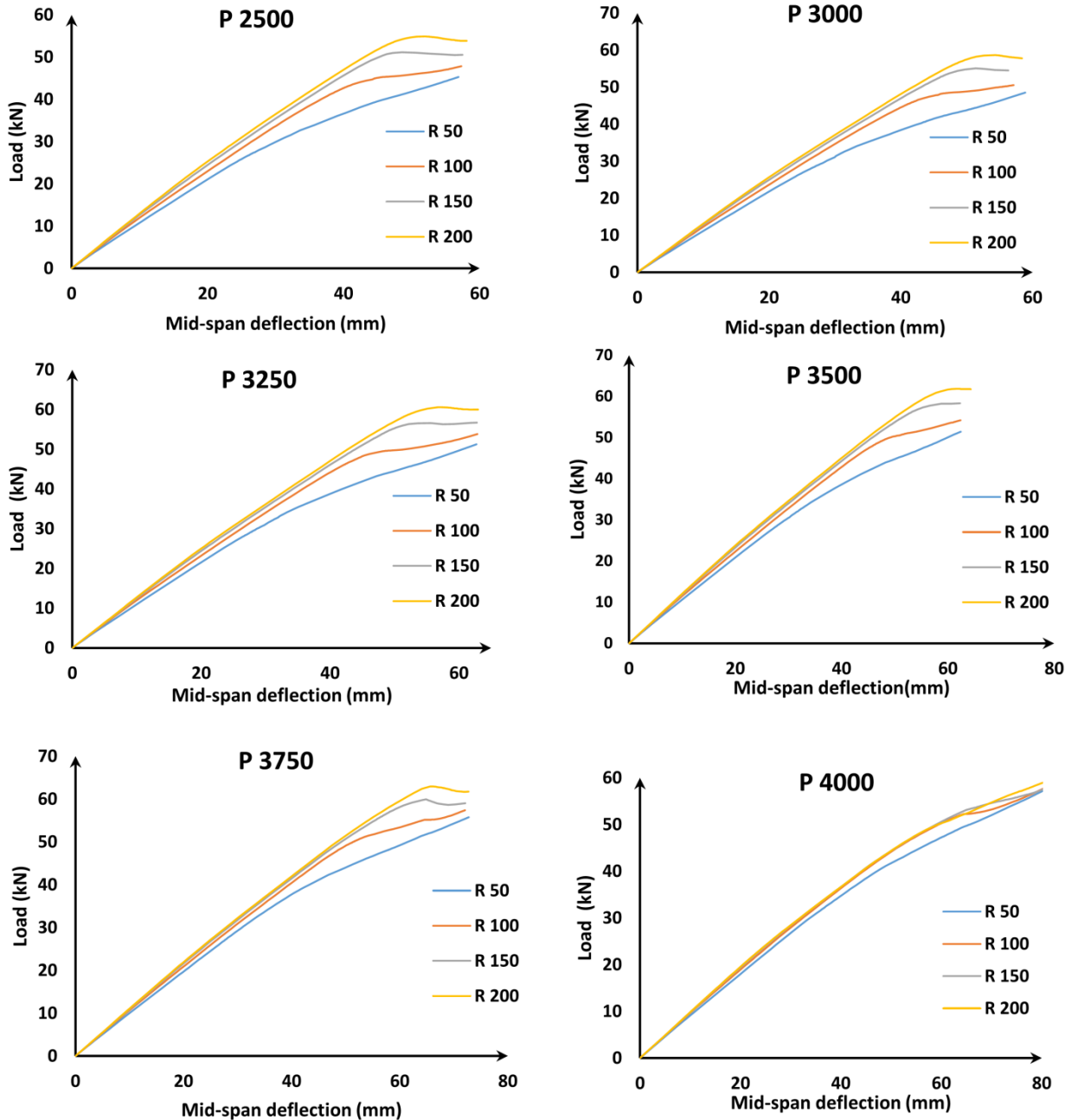


Figure 6.16 : Courbes force-flèche à mi-portée de tous les cas de flexion de R50, R100, R150 et R200 à différents endroits.

5.1. Modes de Rupture

Généralement, avec une seule connexion, toutes les poutres sont sous-dimensionnées, et elles se comportent de manière similaire, car le nombre insuffisant de connexions conduit à perdre l'action composite avant toute rupture dans les parties les plus sollicitées. La dalle reste intacte.

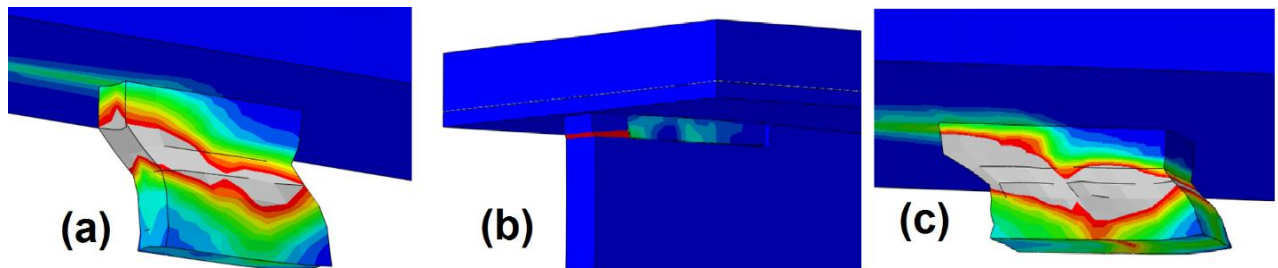


Figure 6.17 : La distribution des déformations plastiques montre la rupture par cisaillement des connexions: (a) R 50 à la position 2 m, (b) dans le bois pour R200 situé à 04 m et (c) rupture par cisaillement de R100 situé à 3 m.

Par cette analyse numérique, nous avons identifié trois modes distincts de rupture par cisaillement, et ce, par la visualisation de la distribution des déformations plastiques. Ces trois modes de rupture à l'interface entre le bois et le béton peuvent être expliqués de la manière suivante :

➤ **Rupture par cisaillement de l'entaille sans effet notable sur l'action composite de la poutre BBC. (Fig. 6.17 (a))**

Les courbes Force-flèche des poutres BBC équipées de la connexion (R50) dans tous les endroits ne montrent pas une limite claire de résistance ni de perte remarquable de l'action composite.

La connexion R50 présente une petite longueur, ce qui se traduit par une capacité limitée à résister à la force de cisaillement. Par conséquent, cette petite entaille n'a pas d'effet notable sur le comportement global de la structure. La poutre BBC est moins performante que d'autres équipées de connexions de plus grandes dimensions en raison de la courte longueur du R50, ce qui entraîne une réduction de la force et de la rigidité par rapport aux autres.

➤ **Rupture par cisaillement longitudinal du bois LVL (Fig. 6.17 (b))**

Ce genre de défaillance est observé dans le cas de la connexion R200 située à proximité du support d'appui, plus précisément à l'emplacement P4000. La connexion R200, en raison de sa grande longueur, présente une résistance suffisante pour causer ce type d'endommagement au niveau de la petite section gauche du LVL qui ne peut pas supporter les forces de cisaillement résultantes. Ainsi, une rupture due à un cisaillement longitudinal de la poutrelle LVL a été observée dans cette situation particulière.

Il convient de noter que l'emplacement P4000 présente une exception, car toutes les connexions de longueurs différentes situées à cet emplacement ne montrent aucune disparité en termes de rigidité ou de résistance.

➤ **Rupture par cisaillement de la connexion entaillée accompagnée par la perte de l'action composite (Fig. 6.17 (c))**

Le premier signe de rupture des poutres est l'apparition des déformations plastiques dans la connexion, qui se produit à cause de la faible résistance du béton lorsqu'elle subit des forces de cisaillement.

La déformation plastique se propage le long de la connexion sous forme d'une fissure en expansion jusqu'à ce qu'elle se la sépare complètement de la dalle, provoquant ainsi la rupture de la connexion. Les deux composants principaux, à savoir la poutrelle en bois et la dalle en béton se glissent librement entre eux. Elles sont connectées uniquement par la vis tire-fond, et en raison de la dégradation du béton environnant, la vis seule subit des contraintes de cisaillement et de flexion entraînant sa plastification. Les poutres en bois glissent librement sous la dalle de béton sans résistance du système de connexion. La flèche à mi-portée augmente sans aucune variation de la charge de flexion. A ce stade, la poutre BBC a perdu son action composite.

Après cela, la poutre LVL est le seul élément structural résistant à la charge de flexion.

5.2. Evaluation de la rigidité flexionnelle et de la capacité portante

La Fig. 6.18 illustre la courbe typique d'une poutre BBC sous-dimensionnée, la rigidité initiale K_i , la rigidité de service extraite K_{ser} et la force de flexion maximale F_{max} .

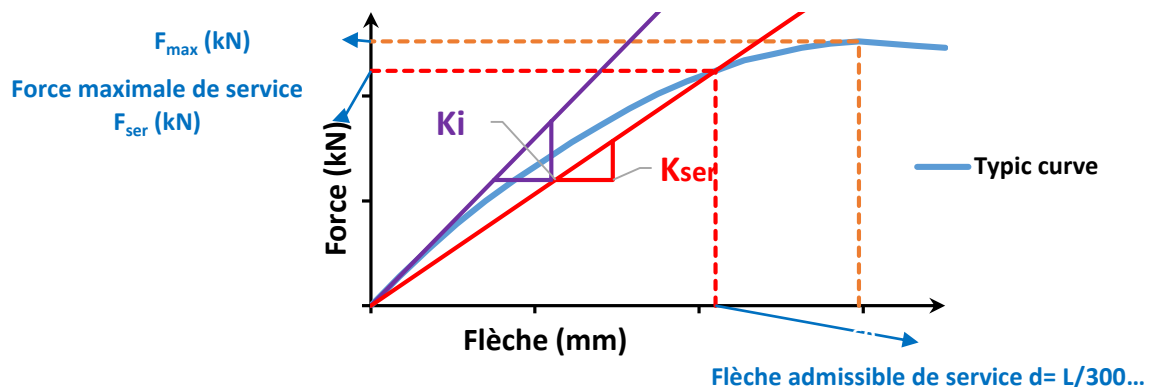


Figure 6.18 : courbe typique Force - flèche de la poutre BBC.

À partir des courbes charge-déformation au milieu de la portée (Fig. 6.16), on calcule les valeurs de la rigidité flexionnelle initiale K_i , la rigidité flexionnelle de service K_{ser} , et la résistance maximale de la poutre BBC F_{max} . La rigidité flexionnelle initiale K_i correspond à la rigidité calculée lors de la première réponse observée de la poutre BBC. La rigidité flexionnelle de service K_{ser} , est la rigidité qui correspond à la flèche en service autorisée à mi- portée, laquelle est égale à $L/300$. La résistance maximale de la poutre BBC, F_{max} , représente la force de flexion maximale atteinte au cours de la simulation. À ce stade, la force de cisaillement résultante a atteint la capacité de l'entaille.

La rigidité flexionnelle initiale, la rigidité flexionnelle de service, la résistance BBC de toutes les poutres ont été calculées à partir des courbes et présentées dans le Tab. 6.7. Une comparaison générale est faite dans les Fig. 6. 19-21.

La perte en rigidité est évaluée comme la diminution en rigidité par rapport à la rigidité flexionnelle initiale. Elle se calcule par la formule (Eq. 6.6)

$$PRF = \frac{K_i - K_{ser}}{K_i} * 100 (\%) \quad (Eq. 6.6)$$

Tableau 6.7 : Les valeurs extraites de la rigidité flexionnelle initiale et de service et de force maximale.

Connexion	Emplacement (mm)	K _i (N/m)	K _{ser} (N/m)	F _{max} (kN)	PRF (%)	Catégorie de rupture
R50	2000	1007	942		6%	A
	2500	1147	1024	38.1	11%	A
	3000	1172	1062	42.3	9%	A
	3250	1143	1057	43.2	8%	A
	3500	1090	1029	44.8	6%	A
	3750	1021	981	49.5	4%	A
	4000	917	896	47.5	2%	A
R100	2000	1098	1023		7%	C
	2500	1210	1133	45.3	6%	C
	3000	1252	1167	48.5	7%	C
	3250	1214	1143	49.8	6%	C
	3500	1152	1099	50.5	5%	C
	3750	1066	1035	55.2	3%	C
	4000	954	937	52.3	2%	C
R150	2000	1138	1065		6%	C
	2500	1278	1196	51.1	6%	C
	3000	1288	1220	55.1	5%	C
	3250	1245	1193	56.6	4%	C
	3500	1177	1144	58.6	3%	C
	3750	1085	1067	60.0	2%	C
	4000	966	957	54.9	1%	C
R200	2000	1165	1099		6%	C
	2500	1308	1232	54.8	6%	C
	3000	1314	1249	58.6	5%	C
	3250	1267	1219	60.6	4%	C
	3500	1193	1165	61.8	2%	C
	3750	1098	1082	63.0	1%	C
	4000	975	960	50.3	2%	B

5.3. Rigidité flexionnelle initial et rigidité flexionnelle de service

Pour les connexions entaillées placées dans les mêmes endroits, les poutres BBC équipées avec les connexions R200 possèdent une rigidité flexionnelle initiale maximale K_i et une rigidité de service maximale K_{ser} meilleures par rapport aux poutres équipées des entailles de longueurs moindre. En raison de leur grande longueur, les connexions R200 fournissent aux poutres BBC la rigidité et la résistance la plus élevées.

En général, et dans tous les cas, les poutres BBC équipées avec des entailles longues positionnées dans le même endroit présentent toujours une rigidité flexionnelle initiale K_i et de service K_{ser} plus élevée par rapport aux poutres avec des entailles courtes. Par conséquent, les poutres BBC équipées des entailles longues sont les plus performantes en termes de rigidité.

Toutes les poutres BBC équipées avec des connexions entaillées de différentes longueurs situées à l'emplacement P3000 offrent la meilleure performance en termes de rigidité par rapport aux autres emplacements Fig 19-20. La rigidité flexionnelle initiale et au service de toutes les poutres ont atteint leurs valeurs maximales à cet endroit. En conséquence, il s'est avéré que l'emplacement P3000 est le plus approprié, comme le montrent les Fig. 19-20.

5.4. L'amélioration totale en rigidité initiale

Par l'augmentation de la longueur de l'entaille de 50 mm à 200 mm, une amélioration totale de 14 % de la rigidité flexionnelle initiale K_i est enregistrée à l'emplacement P2500 (de 1147 à 1308 N/m).

Par le changement de la connexion R200 de l'emplacement P4000 vers P3000, une augmentation de 35 % de la rigidité flexionnelle initiale K_i de la poutre mixte a été enregistrée (de 975 à 1313.6 N/m).

5.5. Amélioration totale de la rigidité flexionnelle de service

Pour les entailles situées à l'emplacement P2500, l'augmentation de sa longueur de 50 mm à 200 mm, une amélioration totale de 20 % de la rigidité flexionnelle de service K_{ser} est enregistrée (de 1024 à 1232 N/m)

La meilleure amélioration de la rigidité flexionnelle de service K_{ser} est obtenue en changeant l'emplacement de la connexion R200 de l'emplacement P4000 vers P3000 (une augmentation de K_{ser} de 975 à 1313,6 N/m), ce qui représente une amélioration de 35 % par rapport à l'emplacement ancien.

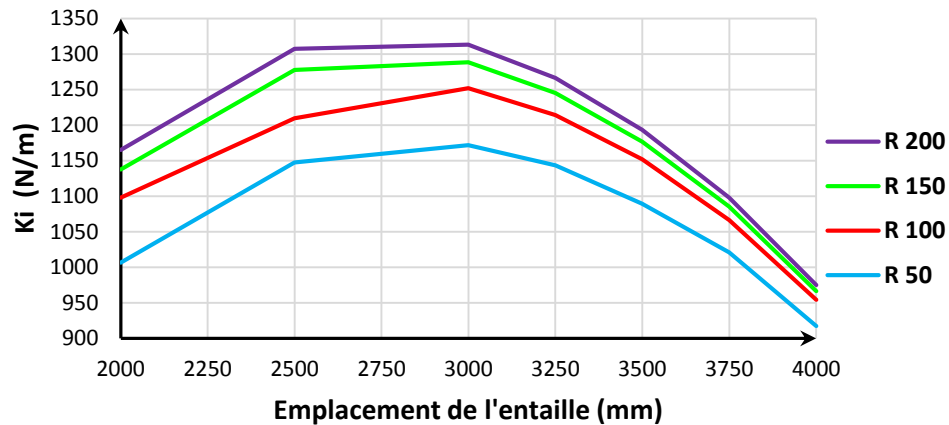


Figure 6.19: l'effet de la longueur de l'entaille et de son emplacement sur la rigidité flexionnelle initiale.

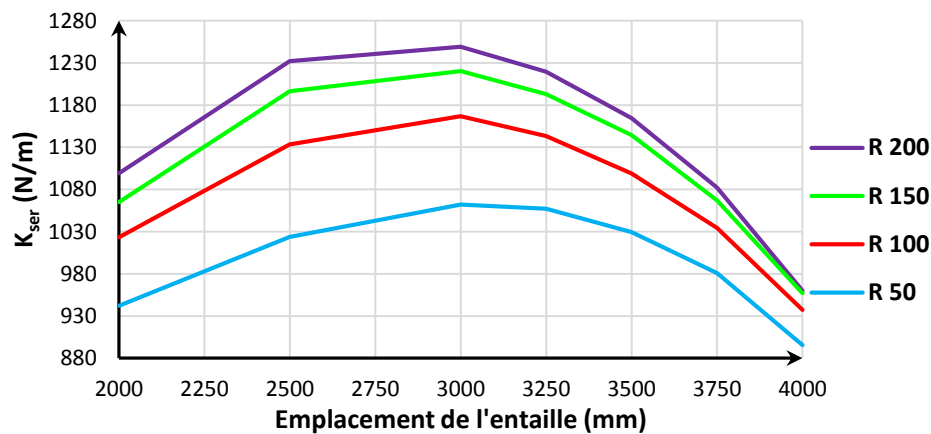


Figure 6.20: L'effet de la longueur de l'entaille et de son emplacement sur la rigidité en flexion de service.

5.6. Résistance des poutres BBC

La résistance maximale des poutres mixtes est obtenue lorsqu'elles sont équipées avec la connexion R200. La grande longueur de l'entaille fournit à la poutre une capacité meilleure.

Les poutres BBC à entailles longues dans tous les cas, quel que soit l'emplacement, démontrent une résistance supérieure par rapport aux poutres à entailles courtes sauf pour P4000, où la longueur de l'entaille près des appuis représente un paramètre défavorable, provoquant l'affaiblissement de la portion du LVL réservée pour résister aux efforts tranchants générés à l'interface entre les deux composants principaux, la poutrelle LVL et la dalle béton. Malgré ça, cela suggère que plus l'entaille est longue au bon endroit, plus la résistance des poutres BBC est élevée.

Toutes les poutres BBC ont achevé leur résistance maximale à l'emplacement P3750. Les courbes illustrées dans la Fig. 6.21 indiquent un optimum à cet endroit.

5.7. Amélioration de la résistance

Par l'augmentation de la longueur de l'entaille de 50 mm à 200 mm, une amélioration totale de 43 % de la force maximale F_{max} est enregistrée à l'emplacement P2500 (de 38.1 à 54.8 kN).

Par le changement de la connexion R50 de l'emplacement P2500 vers P3750, une augmentation de 30 % de la force maximale F_{max} de la poutre mixte a été enregistrée (de 38.1 à 49.5 kN). Cela confirme que la résistance de la poutre BBC peut être améliorée de 30 % simplement en déplaçant la connexion vers cet emplacement approprié.

La figure 6.21 présente la variation de force maximale des poutres mixtes pour les différents emplacements étudiés.

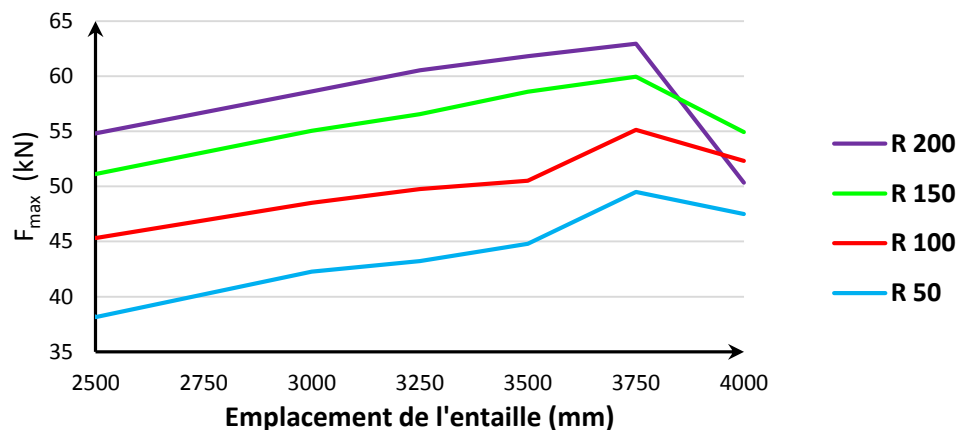


Figure 6.21: L'effet de la longueur de l'entaille et de son emplacement sur la résistance de la poutre BBC.

6. Conclusion

Ce chapitre étudie le comportement à court terme des poutres composites bois-béton. Cette étude englobe des poutres présentant diverses longueurs d'entailles réparties le long de la poutre composite. Elle repose sur l'utilisation de la méthode des éléments finis, par le biais d'un modèle simple pris en charge par le logiciel ABAQUS. Une fois les résultats ont été validés et que le modèle a démontré une précision satisfaisante par rapport aux données expérimentales, une étude numérique plus approfondie a été entreprise.

L'étude qui se voulait optimale visait à déterminer l'effet de l'emplacement et de la longueur de l'entaille sur le comportement à court terme des poutres composites bois-béton, en particulier sur la rigidité flexionnelle et la résistance de ces poutres.

Les conclusions de cette étude sont classées en deux catégories principales : l'effet de l'emplacement et l'effet de la longueur de l'entaille.

Effet de l'emplacement de l'entaille :

- Cette étude a révélé que l'emplacement de l'entaille a un effet significatif sur le comportement à court terme de la poutre BBC;

- Les poutres BBC fonctionnent mieux avec une petite entaille au bon endroit plutôt qu'une grande entaille mal située. Précisément, dans ce cas, la poutre BBC présente une rigidité et une capacité de charge plus élevées;
- En termes de rigidité, l'emplacement P3000 s'est avéré être l'emplacement optimal pour la poutre BBC afin d'assurer une grande rigidité en flexion. Prévoir l'entaille à cette position peut entraîner une augmentation de la rigidité pouvant aller jusqu'à 35 %;
- P3750 est l'emplacement le plus approprié pour installer une connexion entaillée afin d'obtenir une plus grande résistance. Mettre l'entaille à cet emplacement peut augmenter la résistance à la flexion de 30 %.
- La longueur de l'entaille n'a aucune incidence sur les emplacements des entailles de cette étude.
- Finalement, cette étude confirme que l'emplacement de l'entaille doit être bien étudié dans toute conception de poutre composite bois-béton.

Effet de la longueur de l'entaille :

- Cette étude a révélé que la longueur de l'entaille a un effet significatif sur le comportement à court terme des poutres BBC.
- Dans tous les cas, l'augmentation de la longueur de l'entaille augmente la rigidité flexionnelle des poutres BBC. La longue entaille confère à la poutre BBC la rigidité et la résistance à la flexion les plus élevées, à l'exception d'un emplacement extrême près des supports.
- L'augmentation de la longueur de l'entaille de 50 mm à 200 mm peut améliorer la rigidité flexionnelle de 20 % et la capacité de charge de 43 %.

7. REFERENCES

- [1] Yeoh, D., Fragiacomio, M., De Franceschi, M., Heng Boon, K. (2011). State of the Art on Timber-Concrete Composite Structures: Literature Review, *J. Struct. Eng.*, 137(10), pp. 1085–95, Doi: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000353.
- [2] Yeoh, D. (2010). Behaviour and Design of Timber-Concrete Composite Floor System. University of Canterbury. Department of Civil and Natural Resources, 2010.
- [3] Yeoh, D., Fragiacomio, M., Buchanan, A., Deam, B. (n.d.). Experimental Performance of LVL-Concrete Composite Floor Beams, „
- [4] Yeoh, D., Fragiacomio, M., Deam, B. (2011). Experimental behaviour of LVL-concrete composite floor beams at strength limit state, *Eng. Struct.*, 33(9), pp. 2697–707, Doi: 10.1016/j.engstruct.2011.05.021.
- [5] Dias, A.M.P.G., Jorge, L.F.C. (2011). The effect of ductile connectors on the behaviour of timber-concrete composite beams, *Eng. Struct.*, 33(11), pp. 3033–42, Doi: 10.1016/j.engstruct.2011.05.014.
- [6] Madqour, M., Hassan, H., Fawzy, K. (2021). Finite element modeling of flexural behavior of reinforced concrete beams externally strengthened with CFRP sheets, *Frat. Ed Integrita Strutt.*, 15(59), pp. 62–77, Doi: 10.3221/IGF-ESIS.59.05.

- [7] Boursas, F., Boutagouga, D. (2021). Parametric study of I-shaped shear connectors with different orientations in push-out test, *Frat. Ed Integrita Strutt.*, 15(57), pp. 24–39, Doi: 10.3221/IGF-ESIS.57.03.
- [8] Jiang, Y., Crocetti, R. (2019). CLT-concrete composite floors with notched shear connectors, *Constr. Build. Mater.*, 195, pp. 127–39, Doi: 10.1016/j.conbuildmat.2018.11.066.
- [9] Chen, G., He, B. (2017). Stress-strain Constitutive Relation of OSB under Axial Loading : An Experimental Investigation, 12(2000), pp. 6142–56.
- [10] Oudjene, M., Meghlat, E.M., Ait-Aider, H., Lardeur, P., Khelifa, M., Batoz, J.-L. (2018). Finite element modelling of the nonlinear load-slip behaviour of full-scale timber-to-concrete composite T-shaped beams, *Compos. Struct.*, 196, pp. 117–26, Doi: 10.1016/j.compstruct.2018.04.079.

VII

Conclusion Générale

Conclusion Générale

Ce projet de recherche est intitulé :

Comportement des planchers mixtes bois-béton. Etude de comportement mécanique et recherche de meilleurs connecteurs. Optimisation de la dalle mixte.

L'objectif principal de ce projet de doctorat est d'établir une contribution aux connaissances actuelles dans le domaine des planchers mixtes bois-béton en étudiant quelques aspects qui ne sont pas entamés dans les travaux de recherche précédents à travers le monde.

Dans le but d'atteindre ce grand objectif, des sous-objectifs ont été soulignés dans l'introduction de ce mémoire de thèse.

La présente conclusion permet de mesurer à quel point ce projet de recherche a réussi à répondre à la problématique posée et atteindre les objectifs soulignés.

La recherche de meilleurs connecteurs

La recherche de meilleurs connecteurs est un sujet divergent et représente un axe de recherche lui-même. La majorité des chercheurs sont intéressés à développer des connecteurs plus performants en termes de capacité portante, de rigidité et en termes de ductilité.

Le choix du type de connexion à étudier

Comme le thème de mémoire n'a pas identifié le type de système de connexion à étudier, on se trouve dans la situation d'établir une recherche bibliographique sur tous les systèmes disponibles. En basant sur la bibliographie, les connexions entaillées sont sélectionnées.

Les entailles sont des connexions efficaces grâce à sa grande rigidité, l'entaille est une moyenne pour transmettre les efforts de cisaillement directement sans besoin d'une liaison intermédiaire entre le bois et le béton.

Malgré l'efficacité des connexions entaillées, elles représentent un sujet divergent. Les entailles peuvent être découpées en plusieurs formes et dimensions. En plus, elles peuvent être associées avec plusieurs types de connecteurs ou de renforcement. Ce qui fait rentrer pas mal de paramètres qui gouvernent leur comportement. De l'autre côté et à travers la revue bibliographique, ces systèmes n'ont été exploitées que dans des planchers de grandes portées (6 à 8 m). Ces points essentiels nous orientent vers l'étude des connexions entaillées qui seront l'objet de ce mémoire de recherche.

Entamer et étudier un nouvel aspect dans le domaine des planchers mixtes :

Les entailles courtes peuvent s'imposer comme une solution alternative. Elles présentent des inconvénients majeurs. Elles ne sont pas exploitées à cause de leurs faibles

caractéristiques mécaniques. Dans ce mémoire, un nouveau concept, qui est le renforcement des entailles courtes, a été annoncé.

Dans ce mémoire, trois méthodes de renforcement des entailles courtes ont été proposées. La première consiste à rajouter des vis inclinées dans le sens de cisaillement passant par la zone ou l'entaille subissant une concentration des contraintes de traction, la deuxième méthode est d'équiper l'entaille courte par un connecteur novateur et la troisième méthode consiste à agrandir le sommet de l'entaille de telle sorte d'avoir une forme trapézoïdale de longueur supérieure importante.

L'augmentation de la longueur de l'entaille sans toucher la base de telle façon de transformer l'entaille rectangulaire à une trapézoïdale présente des améliorations très remarquables sur la capacité portante de l'entaille et sur sa rigidité.

Dans le cadre de renforcer l'entaille courte, un connecteur innovant est conçu et réalisé via à vis des exigences souhaitées, le connecteur novateur est prouvé par les études expérimentales qu'il est capable d'améliorer la capacité de l'entaille courte en plus il présente une rigidité meilleure et fournit en même temps la ductilité nécessaire souhaitée.

Les travaux expérimentaux de ce projet prouvent que les faibles caractéristiques mécaniques des entailles courtes notamment la capacité portante et la rigidité peuvent être améliorées considérablement, en adoptant le renforcement adéquat. D'où la possibilité de l'exploiter avec un nombre élevé en respectant un certain espacement minimal. Par conséquent, un autre axe de recherche s'ouvre, qui peut s'intituler « le renforcement des entailles courtes ».

Développement d'un outil de calcul numérique pour étudier le comportement des poutres mixtes et pour la recherche des emplacements meilleurs des connexions entaillées

Cette partie de la thèse vise à compléter le travail par le développement d'un modèle en éléments finis pour étudier les poutres mixtes en bois-béton équipées avec des connexions entaillées. Le modèle établi considère les interactions réalistes entre les différents composants. La comparaison avec les résultats expérimentaux confirme que cet outil numérique peut prédire de manière satisfaisante les courbes de déflexion en pleine portée Force-flèche et les mécanismes de défaillance. Les prédictions concordent très bien avec les résultats expérimentaux rapportés dans la littérature, notamment la rigidité et la capacité de charge.

Après la validation, une étude numérique a été fondée, elle visait à rechercher les emplacements optimaux des connexions entaillées entre les différents emplacements proposés, afin de déterminer le meilleur endroit d'une connexion entaillée pour assurer la haute performance des poutres mixtes en bois béton. À la suite de cette étude, l'entaille installée à l'emplacement P3000 s'est avérée être l'emplacement optimal pour assurer la plus grande rigidité en flexion. Alors que la capacité de charge maximale a été atteinte à l'emplacement P3750.

VII

L'Annexe

Annexes : l'Arrière-plan de la thèse.

Le but de cette partie est de présenter un album de quelques photos des travaux de thèse qui sont :

- La conception et la réalisation du support porteur destiné à l'essai de push-out.
- La préparation des échantillons,

1) Conception et fabrication du support porteur destiné à l'essai de push-out

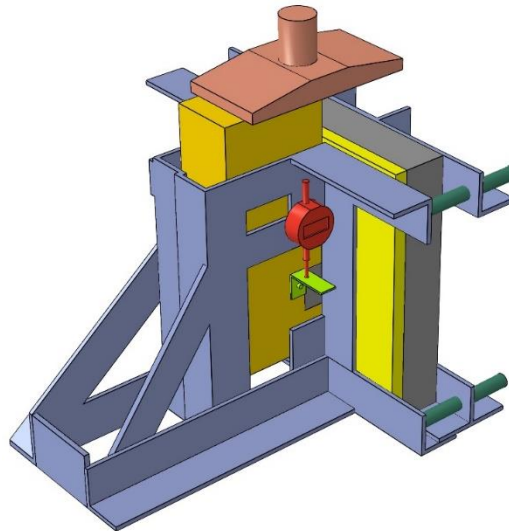


Figure A.1: La conception en 3D final de support porteur



Figure A.2: mesure des cornières en acier avant découpage – début de fabrication



Figure A.3: Découpage des cornières.

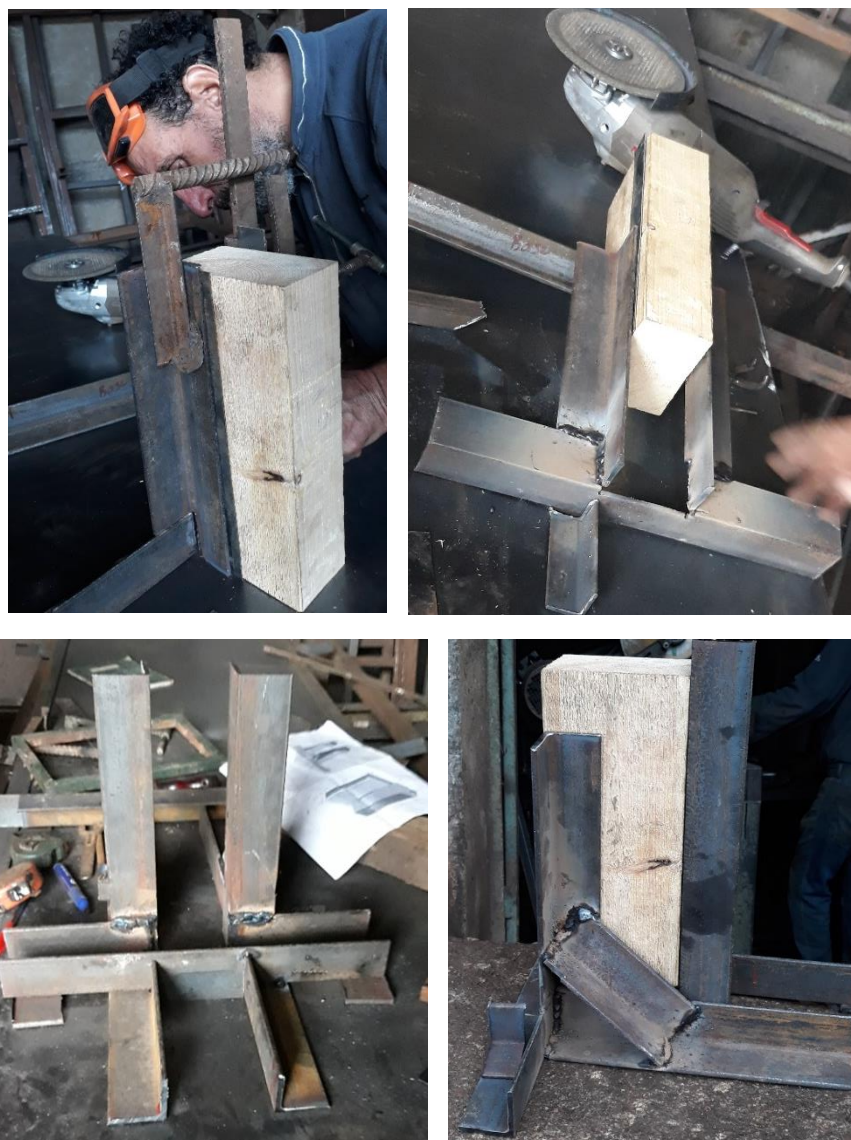


Figure A.4: Vérification et ajustement par rapport au tronçon de bois avant soudage



Figure A.5: Montage de la partie supérieure du support.



Figure A.6: Ajustement de la rotule roulante.



Figure A.7: Espace de mesure de glissement et installation de capteur digital de déplacement.



Figure A.8: support porteur avant le placement sous vérin de la machine.

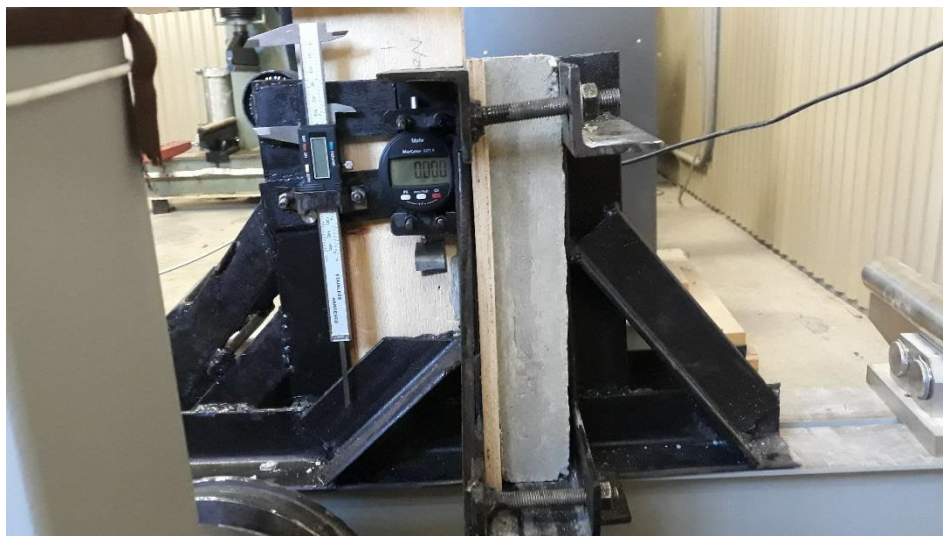


Figure A.9: Spécimen mixte en bois béton maintenu dans le support prêt pour le test de « push-out »

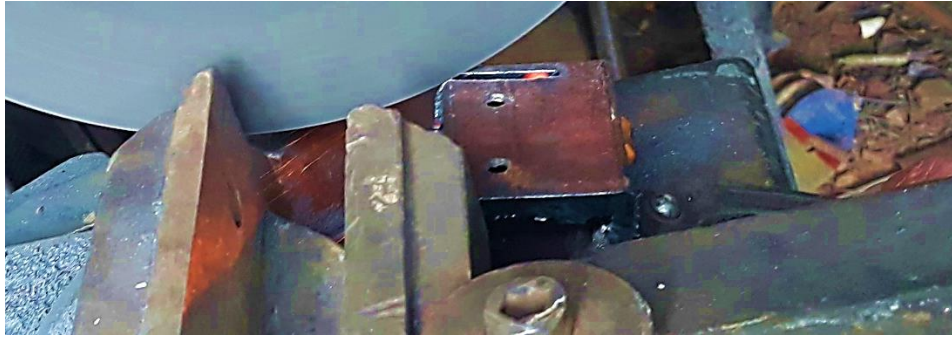


Figure A.10: Fabrication de connecteur novateur

2) Préparation des échantillons.



Figure A.11: Sciage des poutres pour former les tronçons en bois pour les spécimens composites de push-out.



Figure A.12: Les tronçons en bois après sciage.



Figure A.13: poutres en bois pour les poutres mixtes



Figure A.14: contreplaqué pour le coffrage des poutres mixtes

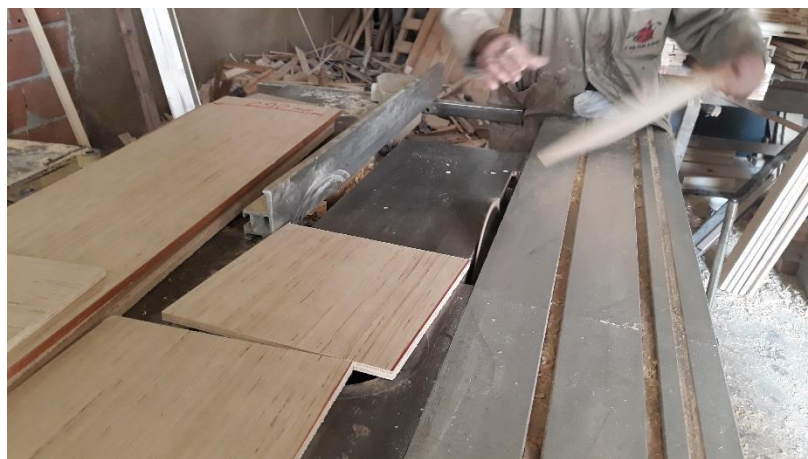


Figure A.15: Sciage de contreplaqué pour les spécimens mixtes de «push-out»



Figure A.16: préparation du coffrage des spécimens mixtes



Figure A.17: Coffrage de béton de spécimen mixte avant découper l'entaille



Figure A.18: Insertion des vis connecteurs dans la poutre mixte.



Figure A.19: Coulage de béton pour les poutres mixtes



Figure A.20: Les spécimens mixtes avant décoffrage.



Figure A.21: Décoffrage de spécimen mixte avant les placer dans le support porteur pour le test de push-out

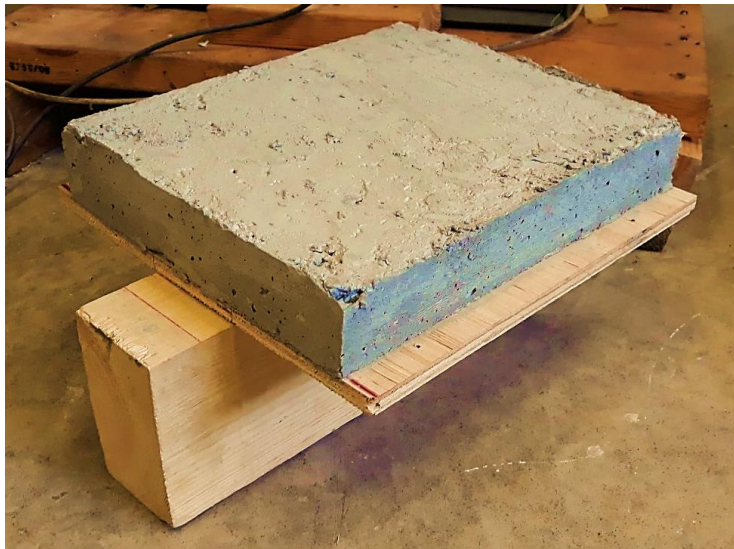


Figure A.22: spécimen mixte après décoffrage