



Analyse du comportement mécanique des connexions par tige d'acier pour les structures mixtes bois-béton

MEMOIRE POUR L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR 2IE AVEC GRADE DE MASTER

SPECIALITE : Génie Civil et Hydraulique
OPTION : Routes et Ouvrages d'Art

Présenté et soutenu publiquement le 01/07/2020 par

Carole NGAKO TCHATCHEU (20170471)

Directeur de mémoire : Pr. Adamah MESSAN, Enseignant-chercheur à 2iE

Maître de stage : Dr. Decroly DJOUBISSIE D., Enseignant-chercheur à 2iE
Djidoula TAKO, Doctorant à 2iE

Structure d'accueil du stage : Laboratoire Eco Matériaux et Habitats Durables (LEMHaD-2iE)

Jury d'évaluation du stage :

Président : **Pr. Abdou LAWANE**

Membres et correcteurs : **M. Célestin OVONO MEZUI**

M. Christian RAMADJI

Promotion [2019/2020]

DÉDICACE

À toute ma famille

CITATION

*« Je lève les yeux vers le mont... D'où me viendra le
secours ?*

*Le secours me vient de l'Éternel, qui a fait le ciel et la
terre »*

Psaumes 121 verset 1-2

REMERCIEMENTS

Il y'a un dicton en Afrique qui dit que, si le baobab a pu résister au vent et au tonnerre ce n'est ni par sa force, ni par sa robustesse mais plutôt à la terre mère qui lui a apporté son soutien. Alors, j'aimerais exprimer ma gratitude envers toutes ces personnes qui, de près ou de loin, ont contribué à l'élaboration de ce mémoire. Je tiens à remercier :

- ❖ D'abord et avant tout, le Dieu tout puissant pour toutes les grâces. Son amour dure éternellement.
- ❖ Vivement la bourse panafricaine BAD-NMI pour le soutien financier dans le cadre de ma formation ;
- ❖ L'ensemble du corps professoral et administratif de 2iE, pour la formation reçue ;
- ❖ Mon Directeur de mémoire à 2iE, Pr. Adamah MESSAN, Enseignant chercheur à 2iE pour sa disponibilité, le partage de ses connaissances dans le domaine des matériaux et ses nombreux conseils tout au long du processus d'élaboration de ce mémoire ;
- ❖ Dr Decroly DJOUBISSIÉ, Enseignant-chercheur à 2iE et Djidoula TAKO, Doctorant à 2iE, pour l'encadrement reçu, leur gentillesse, le partage de leur connaissance et les remarques qui ont contribué fortement à l'élaboration de ce travail ;
- ❖ Tout le personnel du Laboratoire Eco Matériaux et Habitats Durables pour l'accueil et leur gentillesse qui ont facilité notre intégration durant le stage ;
- ❖ M. Salif KABORE pour son encadrement dans les essais réalisés au laboratoire ;
- ❖ Mes Parents pour leur précieux conseil, leur soutien moral, spirituel, affectif et financier ;
- ❖ Ma grand-mère, mes tantes, mes oncles mes sœurs, mes neveux et cousins pour leur encouragement et leur amour portés en mon égard ;
- ❖ Mes ami-e-s et connaissance pour leur assistance. Plus particulièrement mes camarades de stage et la promotion miracle ;

RESUME

Les structures mixtes bois- béton se sont de plus en plus répandues dans le monde. La popularité de ces structures est due à leur performance mécanique et à l'utilisation des matériaux écologiquement durables. Le LEMHaD - 2iE, lancé dans une dynamique de développement durable en Afrique a opté pour l'étude des structures mixtes en utilisant des matériaux localement disponibles. Ce mémoire présente l'étude du comportement mécanique des connexions par tige d'acier pour les structures mixtes bois-béton. Des essais de cisaillement sont réalisés sur les systèmes de connexions dans le but de déterminer leur capacité de résistance, leur rigidité et leur mode de ruine. Sept systèmes de connexion sont testés : deux connexions par tige d'acier simple de diamètre 12 mm (HA12S) et de diamètre 14 mm (HA14S) ; deux connexions par tige d'acier filetée sans crochet de diamètre 12 mm (HA12F) et de diamètre 14 mm (HA14F) ; deux connexions par tige d'acier filetée avec crochet de diamètre 12 mm (HA12FC) et de diamètre 14 mm (HA14FC) ; et une connexion combinant une tige d'acier simple de 12 mm de diamètre et un profilé en U (HA12U). Les résultats ont montré que la connexion HA12F est la moins résistante, la moins rigide malgré qu'il ait une rupture ductile. La connexion HA12U est la plus résistante, la plus rigide et présente un mode de rupture ductile. Il est possible d'atteindre de bonnes performances de mixité en utilisant le système de connexion HA12U.

Mots Clés :

-
- 1 - Béton**
 - 2 - Bois**
 - 3 – Structures mixtes**
 - 4 - Connexion mixte bois-béton**
 - 5 – Essai push-out**

ABSTRACT

Timber-concrete composite structures have become more and more widespread throughout the world. The popularity of these structures is due to their mechanical performance and the use of ecologically sustainable materials. The LEMHaD - 2iE, launched in a dynamic of sustainable development in Africa, has opted for the study of mixed structures using locally available materials. This thesis presents the study of the mechanical behavior of steel rod connections for mixed wood-concrete structures. Shear tests are carried out on these connection systems in order to determine their resistance capacity, stiffness and mode of failure. Seven connection systems are tested: two connections per simple steel rod of 12 mm diameter (HA12S) and 14 mm diameter (HA14S); two connections per threaded steel rod without hook of 12 mm diameter (HA12F) and 14 mm diameter (HA14F); two connections per threaded steel rod with hook of 12 mm diameter (HA12FC) and 14 mm diameter (HA14FC); and a connection combining a simple steel rod of 12 mm diameter and a U-profile (HA12U). The results showed that the HA12F connection is the least resistant, the least rigid despite having a ductile fracture. The HA12U connection is the strongest, stiffest and has a ductile failure mode. Good mixing performance can be achieved using the HA12U connection system.

Key words:

- 1 - Concrete**
- 2 - Timber**
- 3 – Composite structure**
- 4 – Timber-concrete connection**
- 5 – Push-out test**

LISTE DES ABREVIATIONS

2iE	:	Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement
LEMHaD	:	Laboratoire Eco Matériaux et Habitats Durables
ELS	:	État Limite de Service
ELU	:	État Limite Ultime
EN	:	Norme Européenne
CEN	:	Comité Européen de Normalisation

TABLE DES MATIERES

DÉDICACE	i
CITATION	ii
REMERCIEMENTS	iii
RESUME	iv
ABSTRACT.....	v
LISTE DES ABREVIATIONS	vi
LISTE DES TABLEAUX.....	ix
LISTE DES FIGURES	x
INTRODUCTION GÉNÉRALE	1
CHAPITRE I : SYNTHÈSE BIBLIOGRAPHIQUE.....	3
Introduction	3
I. Généralités sur les structures mixtes bois-béton.....	3
II. Avantages et inconvénients de la mixité bois-béton	6
III. Propriétés des matériaux	7
1. Le bois	7
2. Béton	9
3. Acier	10
4. Systèmes de connections	10
IV. Dispositif expérimental	23
1. Protocole de chargement	24
2. Paramètre d'analyse	25
Conclusion partielle.....	26
CHAPITRE II : MATÉRIAUX, MATÉRIELS ET MÉTHODES.....	28
Introduction	28
I. Caractéristiques des matériaux.....	28
1. Bois.....	28
2. Béton	29

3. Description des connexions testées	31
II. Matériels et méthodes de l'essai push-out.....	34
1. Dispositif expérimental	34
2. Méthodes d'analyse.....	35
Conclusion partielle.....	36
CHAPITRE III : RÉSULTATS ET DISCUSSIONS.....	37
Introduction	37
I. Comportement et mode de ruine de chaque connexion.....	37
1. Comportement des différentes connexions	37
2. Mode de ruine des systèmes de connexion	42
II. Comparaison des différents systèmes de connexion.....	44
1. Capacité de résistance des systèmes de connexion	44
2. Module de glissement.....	46
Conclusion partielle.....	48
CONCLUSION ET PERSPECTIVES	49
RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES	51
ANNEXES.....	I

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 : Quelques caractéristiques des essences de bois (Benoit, 2011).	9
Tableau 2 : Description des connexions par Djoubissie (2018).	15
Tableau 3 : Description des connexions testées par Zhu (2019).	16
Tableau 4 : Récapitulatif des caractéristiques des connecteurs discrets étudiés	18
Tableau 5 : Récapitulatif des caractéristiques des connecteurs continus étudiés	20
Tableau 6 : Caractéristiques de quelques connecteurs spécifiques	22
Tableau 7 : Masse volumique du bois	29
Tableau 8 : Dosage des constituants pour 1m ³ de béton	29
Tableau 9 : Résultats des essais de compression et de pesée	31
Tableau 10 : Récapitulatif des différents paramètres des connexions testées	41

LISTE DES FIGURES

Figure 1 : Quelques réalisations de mixité bois -béton (a) Pont de Merle en France ; (b) Pont de Vihantasalmi en Finlande.....	3
Figure 2 : Description du plancher mixte bois béton (Ceccotti, 2002)	5
Figure 3 : comportement d'une poutre composite en flexion ;(a) action composite parfaite ;(b) action composite partielle ; (c) action composite nulle (Yeoh, 2010)	6
Figure 4 : Directions longitudinale L, radiale R et tangentielle T du bois.....	8
Figure 5 : Comportement du bois en traction et compression dans la direction longitudinale (Laplanche, 2006).....	9
Figure 6 : Comportement du béton en compression et en traction (Luu, 2019).	10
Figure 7 : Exemples de systèmes de connexions bois-béton. (a1) Pointes ; (a2) Fers à béton collés ; (a3) Vis; (a4) Vis inclinés ; (b1) Assemblages par anneaux ; (b2) Assemblages par crampons ; (b3) Tubes d'acier ; (b4) Connecteurs métalliques ; (c1) Trous ronds dans le bois et anti soulèvements ; (c2) entailles droites et organe d'assemblage ; (c3) barre d'acier précontrainte ; (c4) platelage en planches cloué et plaques de cisaillement entailées dans l'épaisseur des planches ; (d1) treillis en acier collé sur le bois ; (d2) Plaques métalliques collées sur le bois.(Ceccotti, 1995).	12
Figure 8 : (a) Goujons ; (b) Clous ;	13
Figure 9 : (a) Entaille circulaire; (b) Entaille circulaire et Tirefond ;(c) Entaille rectangulaire et tirefond ; (d) Tube; (e)-1)vis de 12mm de diamètre, 165mm de longueur, 115mm de longueur d'encastrement ; (Deam et al., 2008).	14
Figure 10 : (a) Connexion par entaille rectangulaire avec ou sans tire-fond ; (b) Connexion par entaille triangulaire avec ou sans tire-fond ; (Yeoh, 2010).	15
Figure 11 : (a) Système STRI ; (b) Système STRW ; (c) Système XTTRI ; (d) Système XTTRW (Djoubissie et al., 2018)	16
Figure 12 : (a) Type A ; (b) Type B (Zhu et al., 2019)	17
Figure 13 : Trois types de connecteurs testés pour la première fois pour un plancher composite bois-béton préfabriqué en Suède : (a) SST+S : (b) ST+S+N ; (c) SP + N.....	17
Figure 14 : (a) Plaque métallique dentée ; (b) Collage; (c) Bande métallique déployée (Werner et al., 2016).....	19
Figure 15 : Exemple de systèmes continus : (a) Grille métallique collée ; (b) Plaque métallique perforée ; (c) Grille métallique collée à l'époxy (SM) : -1- sous forme de moulage, -2- avec	

connecteur incorporé dans la dalle préfabriquée en béton	20
Figure 16 : Connecteur vis SFS (Oudjene et al., 2013) (dimensions en mm).....	21
Figure 17 : Vis SFS VB en disposition inclinée dans le sens longitudinal	21
Figure 18 : (a) connecteur SBB ; (b) connecteur HSB ; (c) connecteur Tecnarria ; (d) Connecteur Hilti.....	22
Figure 19 : Éprouvettes pour essai push-out symétrique	24
Figure 20 : Configurations d'essai push-out asymétrique.....	24
Figure 21 : Mode opératoire de chargement suivant la norme (CEN, 1991)	25
Figure 22 : Comportement de connexion ductile et fragile.....	26
Figure 23 : Dimensions des éprouvettes de bois	28
Figure 24 : Processus de détermination de la masse volumique du bois ; (a) Éprouvettes de bois à l'étuve ; (b) Pesée des éprouvettes de bois ;.....	29
Figure 25 : Affaissement du béton au cône d'Abrams.....	30
Figure 26 : Connexion par tige d'acier simple de diamètre 12 mm (HA12S)	31
Figure 27 : Connexion par tige d'acier fileté sans crochet de diamètre 12 mm (HA12F)	32
Figure 28 : Connexion par tige d'acier fileté avec crochet de diamètre 12 mm (HA12FC)....	32
Figure 29 : Connexion par tige d'acier simple de diamètre 14 mm (HA14S)	32
Figure 30 : Connexion par tige d'acier fileté sans crochet de diamètre 14 mm (HA14F)	33
Figure 31 : Connexion par tige d'acier fileté avec crochet de diamètre 14 mm (HA14FC)....	33
Figure 32 : Connexion combinant tige d'acier simple de 12 mm de diamètre et un profilé U (HA12U).....	33
Figure 33 : Dispositif expérimental de l'essai push-out : (1) Béton 50×300×350mm ³ ; (2) Bois 50×160×350mm ³ ; (3) Capteur LVDT ; (4) Supports latéraux ;.....	34
Figure 34 : Définition des modules de glissement	35
Figure 35 : Courbe force-glissement du système HA12S	37
Figure 36 : Courbe force glissement du système HA12F	38
Figure 37 : Courbe force-glissement du système HA12FC	38
Figure 38 : Courbe force-glissement du système HA12U	39
Figure 39 : Courbe force-glissement du système HA14S	39
Figure 40 : Courbe force-glissement du système HA14F	40
Figure 41 : Courbe force-glissement du système HA14FC	40
Figure 42 : Mode de ruine du système HA12S	42
Figure 43 : Mode de ruine du système HA14S	43

Figure 44 : Mode de ruine du système HA12F	43
Figure 45 : Mode de ruine du système HA14F	43
Figure 46 : Mode de ruine du système HA12FC	43
Figure 47 : Mode de ruine du système HA14FC	44
Figure 48 : Mode de ruine du système HA12U	44
Figure 49 : Comparaison des capacités de résistance des différentes connexions.....	45
Figure 50 : Comparaison des rigidités moyennes des différentes connexions.....	46

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Dans le domaine de la construction, de nouveaux matériaux ont fait leur apparition pour répondre aux préoccupations actuelles visant à réduire l'empreinte écologique. Le bois est l'un des éco matériaux utilisés dans les constructions neuves. Les structures mixtes bois-béton sont de plus en plus utilisées dans le domaine de la construction aussi bien en rénovation qu'en construction neuve. La technique de mixité bois-béton constitue une alternative pertinente de valorisation du bois, la préservation des ressources en granulats et l'optimisation des performances mécaniques des structures (Djoubissie et al., 2016). Le matériau bois, puits de carbone, contribue à éliminer le dioxyde de carbone (CO_2) de l'atmosphère et joue un rôle primordial dans la lutte contre l'effet de serre. De plus, le bois consomme peu d'énergie pour sa production (Guardigli et al., 2011) et sa transformation tout en ayant une excellente performance mécanique.

Le béton, matériau de construction le plus utilisé dans le monde, apporte de nombreux avantages comme une résistance mécanique élevée en compression, sa contribution au confort acoustique, sa résistance au feu, une grande disponibilité et sa facilité de mise en œuvre. Néanmoins, le béton présente d'inconvénients surtout au niveau écologique vu que la production d'une tonne de ciment équivaut à une tonne de dioxyde de carbone rejetée (Sore et al., 2016). Puisqu'il est nécessaire de repenser à notre façon de construire en limitant le plus possible son impact environnemental, le béton est de plus en plus mixé à d'autres matériaux. Pour favoriser l'utilisation des matériaux localement disponible notamment le bois, nous allons le coupler au béton afin d'utiliser au mieux les propriétés mécaniques de chaque matériau (Ceccotti, 2002) ceci dans l'objectif de faire travailler le béton en compression et le bois en traction.

La réussite d'une telle mixité dépend de la liaison entre la poutre en bois et la dalle en béton. C'est pour cela qu'il est capital de trouver une connexion parfaite entre les deux matériaux afin de rendre la structure homogène donc beaucoup plus rigide et résistante. Le rôle principal des connecteurs est d'empêcher, ou au moins de limiter, le glissement pouvant se produire entre le bois et le béton, c'est-à-dire le déplacement relatif entre les deux matériaux parallèlement à leur interface. En outre, le transfert des charges de la dalle en béton et de la poutre en bois doit passer par les connecteurs. Il existe différents types de connecteurs adaptés pour cela et les informations sur les propriétés de résistance de ces systèmes de connexions sont données grâce

aux essais expérimentaux de cisaillement.

Plusieurs travaux sur divers systèmes de connections tels que les goujons, les tirefonds, les tubes, les entailles et les plaques métalliques perforées..., ont été effectués et présentés dans les revues bibliographiques par (Branco et al., 2009) ; (Kavaliauskas et al., 2007) ; (Gutkowski et al., 2004) et très peu de travaux ont été menés sur les connecteurs localement disponible en Afrique subsahariennes (Djoubissie et al., 2016).

L'objectif général du projet commencé depuis quelques années au LEMHaD est de trouver des connecteurs plus efficaces et plus fiables pour les structures mixtes bois-béton. Ainsi, notre étude s'inscrit dans la continuité des travaux effectués par Djoubissie (2018) sur les connecteurs localement disponibles plus précisément les connecteurs par tige d'acier. L'objectif principal de cette étude est l'analyse du comportement mécanique des connecteurs par tige d'acier pour les structures mixtes bois- béton. Plus spécifiquement, il s'agira de caractériser mécaniquement les connexions en termes de résistance, de rigidité et de mode de ruine à travers un programme expérimental d'essais de cisaillement et de faire une comparaison sur les connexions testées.

Le contenu de ce mémoire se décline en 3 chapitres. Le chapitre 1 consacré à la synthèse bibliographique, présente de façon brève l'historique des structures mixtes bois-béton, son principe de fonctionnement, ses avantages et ses inconvénients, ainsi que le comportement des matériaux et les matériels utilisés dans la structure mixte bois béton. Le chapitre 2, présente les matériaux et matériels utilisés dans notre étude et le programme expérimental. Le chapitre 3 s'intéresse à la présentation et l'analyse des résultats obtenues et une comparaison des différents connecteurs.

CHAPITRE I : SYNTHÈSE BIBLIOGRAPHIQUE

INTRODUCTION

Afin de s'accoutumer avec la notion de mixité bois-béton, nous présentons dans ce chapitre l'historique, le principe de fonctionnement et les caractéristiques des structures mixtes bois-béton. Les propriétés des matériaux (bois, béton et acier) et les types de connecteurs étudiés sont abordés. Nous présentons aussi les différents dispositifs expérimentaux issus de la bibliographie permettant de déterminer les caractéristiques des connecteurs et les méthodes d'analyse des résultats.

I. GENERALITES SUR LES STRUCTURES MIXTES BOIS-BETON

1. Historique

Après les deux guerres mondiales, il y a eu une pénurie d'acier pour le renforcement du béton. Cela a entraîné le développement des structures mixtes bois-béton en Europe. Un système de clous et de contreventements en acier pour former la connexion entre la dalle en béton et les poutres en bois a été breveté par Muller (1922). Yeoh (2010) cite un brevet de Schaub en Suisse en 1939, dans lequel de profilés en acier (Z et I) ont été utilisés comme systèmes de connexion. L'application de la mixité bois-béton était principalement une technique de rénovation de vieux bâtiments historiques dans différentes villes européennes comme Leipzig en Allemagne (Holschemacher et al., 2002).



(a)



(b)

Figure 1 : Quelques réalisations de mixité bois -béton (a) Pont de Merle en France ; (b) Pont de Vihantasalmi en Finlande

Les planchers conçus à l'époque n'étaient pas conformes aux réglementations en vigueur et aux exigences du bâtiment en matière d'isolation acoustique et de résistance au feu (Yeoh, 2010).

Au cours des 50 dernières années, l'intérêt pour les systèmes mixtes bois-béton s'est accru, ce qui a entraîné la construction de ponts (États-Unis, Nouvelle-Zélande, Australie, Suisse, Autriche et pays scandinaves), l'amélioration des planchers en bois existants (Europe) et la construction de nouveaux bâtiments (Natterer et al., 1996). Le pont Vihantasalmi construit en 1999 en Finlande, d'une portée de 168 mètres, avec une chaussée de 11 m de large et un trottoir de 3 m, en est un bon exemple (Figure 1). Depuis le début des années 1990, la construction de structure mixte bois-béton a trouvé d'importantes applications structurelles dans plusieurs pays européens, dont l'Italie. Lukaszewska (2009a) et Dias (2005) ont cité Turrini et Piazza décrivant la restauration des bâtiments historiques en Italie, utilisant comme système de connexion des goudjons collés dans le bois avec une couche de béton coulée sur place. Ils citent entre autres Blazi (1992), où des tôles ondulées ont été utilisées comme coffrage perdu pour la rénovation de bâtiments historiques en Italie

On trouve également des exemples de ponts mixtes bois-béton aux États-Unis après l'introduction de la conception et de la construction mixte dans les spécifications de l'Amérique ; en Nouvelle-Zélande, où le premier pont expérimental a été construit en 1957 pour le Service forestier néo-zélandais à travers le Mangahareke Stream près de la limite nord de la forêt de Kaingaroa ; et en Australie, où le premier grand système mixte a été construit sur un pont routier dans les années 1950 sur le Pacific Highway en Nouvelle-Galles du Sud au-dessus de la rivière Maria (Van der Linden, 1999).

La clé du développement des structures mixtes bois-béton étant le développement des systèmes de connexion, au 21^{ème} siècle, ces structures se sont beaucoup plus répandues avec la création de nouveaux connecteurs. Ces connecteurs ont été développés à travers des essais expérimentaux, méthodes analytiques et des modélisations. Deam (2008) a présenté une variété de connecteurs par vis, par tube, par entaille. Zhu (2019) a présenté une série de connexions innovantes avec les différentes combinaisons de plaques d'acier et de vis.

2. Description de la technologie

Le système de plancher mixte bois-béton consiste à superposer une dalle en béton sur une poutre en bois en les reliant par une connexion. L'objectif est de faire travailler le béton en compression et le bois en traction grâce à la mise en œuvre de connecteurs afin de rendre la structure plus rigide, plus résistante et plus stable. La Figure 2 présente la description d'un plancher mixte bois-béton classique avec une dalle en béton disposée sur des poutres en bois présenté par Ceccotti (2002).

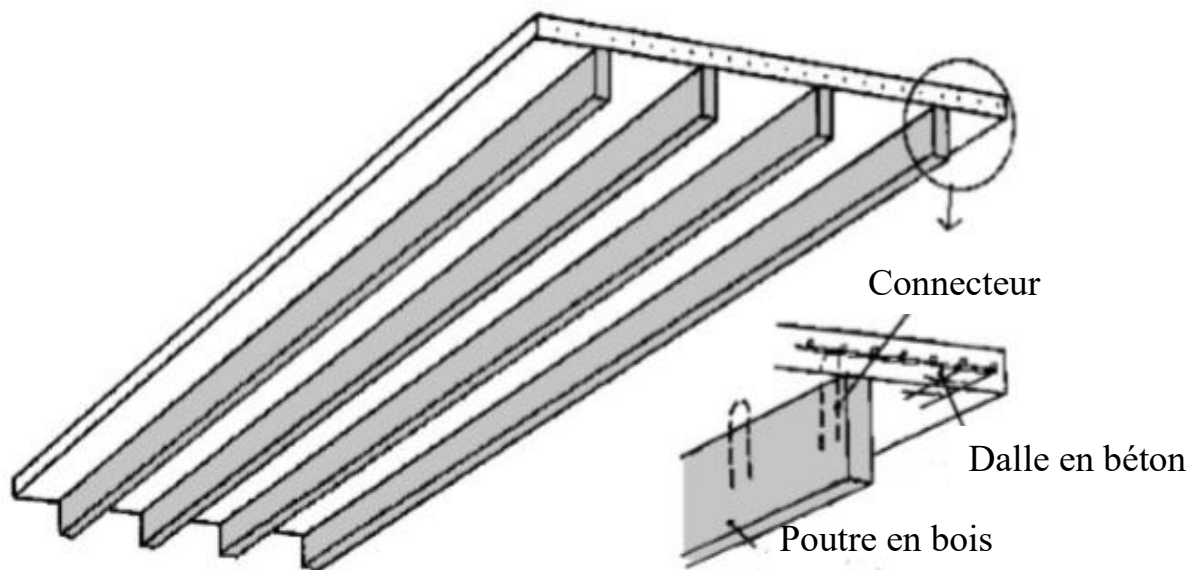


Figure 2 : Description du plancher mixte bois béton (Ceccotti, 2002)

Toutefois, il est important de porter une attention particulière sur la connexion entre le bois et le béton. La Figure 3 présente l'importance de relier les deux matériaux.

- Lorsque la poutre en bois et la dalle en béton sont parfaitement liés (Figure 3 (a)), il se forme une section mixte unique. Il n'y a donc pas de glissement entre les deux matériaux. Il y a un seul axe neutre pour la section entière se retrouvant dans la plupart de temps près de l'interface.
- Lorsque les deux matériaux bois et béton ne sont pas liés (Figure 3 (c)), on a une action mixte nulle. Les deux matériaux travaillent indépendamment et il n'y a pas de transfert d'effort de cisaillement et un glissement à l'interface des matériaux est plus important. Dans ce cas, la section de chaque matériau a son axe neutre se trouvant à son centre de gravité.
- On rencontre également l'action mixte partielle (Figure 3 (b)) où l'on observe une déformation des connecteurs et un glissement moins important à l'interface des deux matériaux. Plus la charge augmente, plus l'action diminue et plus le glissement à l'interface des deux matériaux augmentent. Dans ce cas, l'axe neutre devient deux axes distincts tendant à se rapprocher du centre de gravité propre à chaque matériau. Alors, l'action mixte parfaite n'est pas réalisée entre les couches en bois et en béton vue que la connexion n'est pas parfaitement rigide. La plupart des structures mixtes bois béton développent une action mixte partielle (LeBorgne and Gutkowski, 2010).

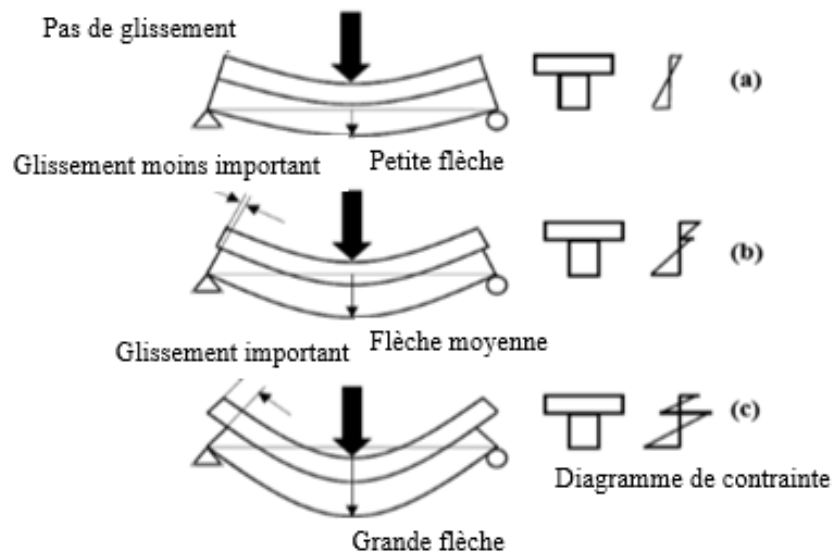


Figure 3 : comportement d'une poutre composite en flexion ;(a) action composite parfaite ;(b) action composite partielle ; (c) action composite nulle (Yeoh, 2010)

II. AVANTAGES ET INCONVENIENTS DE LA MIXITE BOIS-BETON

1. Avantages

Les structures mixtes bois-béton présentent de nombreux avantages. On peut citer entre autres :

- ❖ Leur légèreté : Ils sont plus légers que les planchers en béton car le bois a une densité beaucoup plus faible que le béton (Ceccotti, 2002).
- ❖ Leur capacité de résistance en charge : Ils peuvent avoir le triple de la capacité de charge et jusqu'à six fois la rigidité en flexion des systèmes de plancher en bois traditionnel, si le bois et le béton sont bien connectés (Ceccotti, 2002).
- ❖ Leur isolation acoustique : Ils ont de bonnes caractéristiques d'isolation acoustique. Pour les bruits transmis par l'air, l'isolation est améliorée par rapport à tous les systèmes en bois, en raison de l'augmentation de la masse. Pour les bruits d'impacts, l'isolation est améliorée par rapport à un système tout en bois, grâce à un amortissement plus important (Natterer et al., 1996).
- ❖ Leur résistance au feu : Ils ont de bonnes performances au feu. La dalle en béton est une barrière efficace contre la propagation du feu qui augmente la résistance au feu par rapport à tous les systèmes bois. De plus, les nervures en bois sont plus résistantes au feu que celles en acier ou en béton précontraint préfabriqué (Frangi and Fontana, 2001).
- ❖ Leur mise en œuvre : La possibilité de préfabrication des planchers assure un gain de temps

sur le chantier et la diminution du coût de fondation du plancher mixte (car plus léger) pourraient le rendre compétitif au niveau du coût par rapport au plancher en béton.

- ❖ Dans la rénovation des anciens bâtiments, la mixité a pour avantage l'augmentation de la rigidité et la capacité de charge du plancher.

2. Inconvénients

Les structures mixtes bois-béton présentent aussi quelques inconvénients dont on peut citer :

- ❖ L'accroissement des flèches à court et à long terme du plancher dû au supplément de masse qu'apporte la dalle en béton sur le plancher en bois traditionnel.
- ❖ Le coût du plancher mixte est en moyenne plus élevé qu'un plancher béton.

III. PROPRIETES DES MATERIAUX

La description des matériaux d'une structure à différentes échelles constitue une base fondamentale permettant de comprendre le comportement mécanique ainsi que les caractéristiques de la structure.

1. Le bois

Le bois, ressource naturelle est un matériau dont les caractères sont essentiellement différents de ceux des autres matériaux dans la construction. Ces différences tiennent à l'origine et à la constitution chimique du bois, mais surtout à leur structure fibreuse hétérogène et anisotrope. Ses propriétés varient non seulement avec les conditions environnantes, et d'une essence à une autre, mais aussi dans une même essence.

L'exploitation du bois et son utilisation comme matériau dans la construction, loin d'être polluantes, permettent le stockage du carbone et l'entretien des massifs forestiers. Par ailleurs, le bois, comme toutes les matières organiques naturelles, est biodégradable. Quelle que soit l'essence considérée, le bois sera à plus ou moins long terme réintégré dans le cycle naturel du carbone. C'est là un avantage incontestable du matériau.

Le bois est composé de cellulose et de lignine. La cellulose est une matière plastique naturelle interstitielle. La lignine est une substance qui imprègne les parois des cellules du bois et confère à celui-ci sa dureté, son imperméabilité etc. C'est l'élément incrustant et résistant des fibres. Le bois possède une structure cellulaire principalement orientée selon la direction de l'axe de l'arbre. À l'échelle macroscopique, comme le présente la Figure 4, on distingue sur un tronc d'arbre trois sections orthogonales voir trois directions naturelles de croissance : Radiale R,

Tangentielle T et longitudinale L.

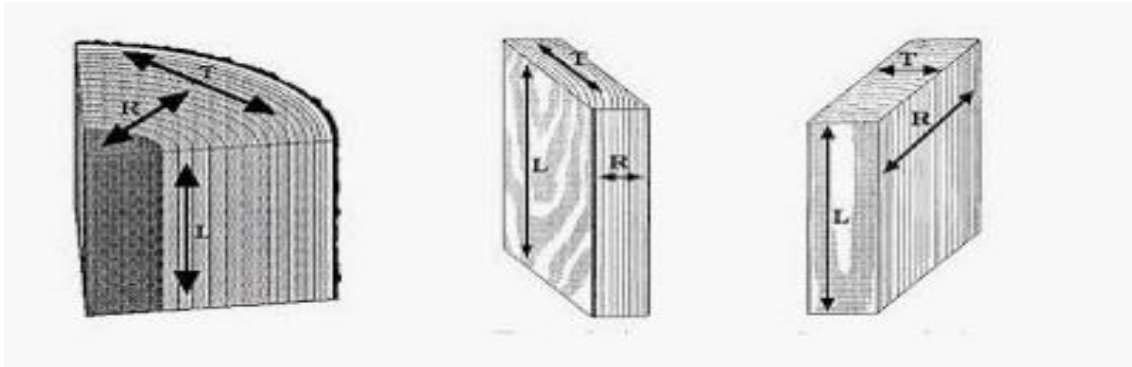


Figure 4 : Directions longitudinale L, radiale R et tangentielle T du bois

Vu le caractère hétérogène et anisotrope du bois, ses résistances mécaniques sont déterminées suivant ses trois directions. Dans la direction longitudinale, le bois se présente comme une matière fibreuse résistante, rigide et dure alors que dans la direction radiale et tangentielle, le bois présente une résistance relativement faible (Eurocode V, 1996).

Lorsque le bois est soumis à un effort de traction, il a un comportement linéaire jusqu'à la rupture. La rupture est de type fragile. En traction longitudinale la rupture se propage due à une elongation des fibres alors qu'en traction perpendiculaire cela est due à une distorsion des fibres (Eurocode V, 1996). En compression, le bois a un comportement non linéaire (élasto-plastique) avec une capacité résistante atteinte en mode ductile par flambement des fils, par cisaillement entre fibres en compression longitudinale et par effet de traction ou par écrasement des fils en compression perpendiculaire (Laplanche, 2006). En général, la résistance du bois en traction est deux fois plus élevée que la résistance à la compression. Ceci peut être l'inverse dans le cas des bois de structure non dépourvu de nœuds et fentes. La Figure 5 présente un comportement du bois en traction et en compression dans la direction longitudinale (parallèle aux fils).

Les essences de bois sont généralement classées en deux catégories : les bois résineux ou conifères et les bois feuillus. Les feuillus sont les plus rencontrés en Afrique. Le Tableau 1 présente certaines propriétés physiques et mécaniques de quelques essences de bois tropicale et tempérée.

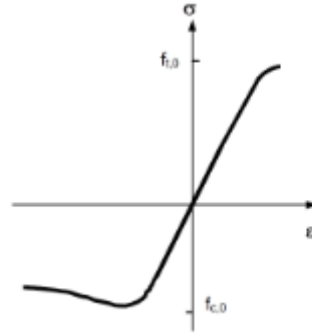


Figure 5 : Comportement du bois en traction et compression dans la direction longitudinale
(Laplanche, 2006)

Tableau 1 : Quelques caractéristiques des essences de bois (Benoit, 2011).

Zones	Essences		Masse volumique ρ (kg/m ³)	Résistance à la compression axiale $f_{c,0}$ (MPa)	Résistance à la flexion f_m (MPa)	Module d'élasticité longitudinal en flexion E (GPa)
Tropicales	Ayous	Feuillus	380	30	73	7 260
	Iroko		650	57	105	12 840
	Kosipo		690	55	122	11 190
	Okoumé		440	36	87	9 690
	Sapeli		680	62	142	13 960
Tempérées	Chêne	Feuillus	710	58	97	12 500
	Hêtre		680	58	107	14 300
	Épicéa	Résineux	450	45	71	11 000
	Pin Maritime		510	39	80	8 800
	Pin Sylvestre		530	50	90	11 900

2. Béton

Le béton, matériau de construction le plus connu dans le monde, est un composite fait à base d'agréats (gravier, sable), de liants (ciment) et de l'eau. Le liant durcit dès son contact avec de l'eau. De fois, pour améliorer les performances du béton, on fait recours à des adjuvants tels que : les accélérateurs et les retardateurs de prise, les plastifiants, les entraîneurs d'air et des hydrofuges de masses. Plusieurs types de bétons existent selon l'utilisation souhaitée, à savoir les bétons légers, les bétons ordinaires, les bétons autoplaçants (BAP), les bétons à haute performance (BHP) et les bétons fibrés à haute performances (BFUHP).

La résistance du béton aux efforts de compression et de traction varie en fonction de la nature du ciment, de son dosage, des granulats et de la quantité d'eau ainsi que du soin apporté à la mise en œuvre et des contrôles auxquels il est soumis. Malgré cette diversité, il reste clair qu'un béton présente une résistance à la compression élevée et une résistance faible en traction. La Figure 6 présente le comportement du béton en compression et en traction. La caractéristique essentielle du béton durci est la résistance mécanique en compression à un âge donné (28 jours) notée f_{c28} .

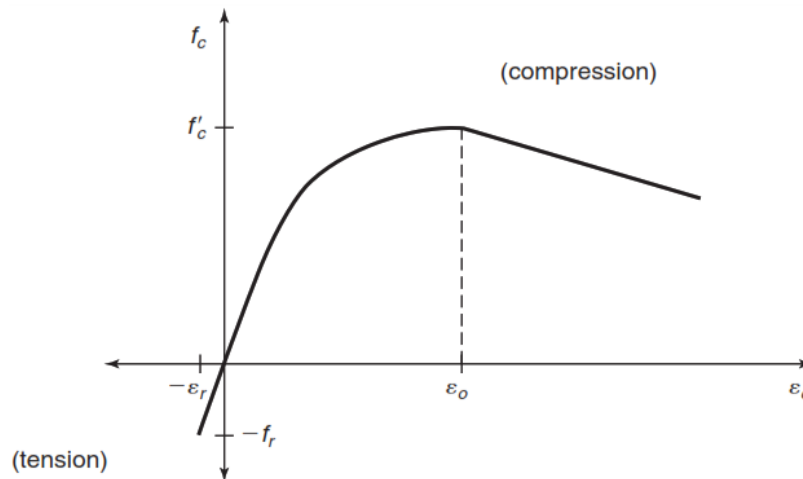


Figure 6 : Comportement du béton en compression et en traction (Luu, 2019).

3. Acier

L'acier est un matériau homogène isotrope qui se caractérise par sa limite élastique et son module d'élasticité. Il travaille aussi bien en compression qu'en traction, donc possède de bonnes propriétés en cisaillement et en flexion. L'acier est le plus utilisé dans les structures mixtes bois béton comme matériau d'assemblage au regard de ses performances mécaniques. Néanmoins, il sert à renforcer le béton en reprenant les efforts de tractions qui arrivent sur ce dernier. Parmi les aciers, on retrouve les aciers ronds lisses et les aciers à Haute adhérence.

4. Systèmes de connexions

Le concept de la structure mixte bois-béton dépend surtout de l'interface entre les deux matériaux. Cette interface est gouvernée par des systèmes de connexion dont la connaissance du comportement est nécessaire pour la stabilité et la résistance de la structure. Le rôle du connecteur est de transmettre les efforts de cisaillement entre les deux matériaux pour assurer un comportement monolithique. La clé du développement des structures mixtes est le développement et la maîtrise du comportement mécanique de connexions fiables afin d'avoir une action mixte presque parfaite. La rigidité du connecteur, ainsi que son comportement à

l'ultime déterminent la performance du système. Le comportement du connecteur lorsqu'il est chargé est également un paramètre à considérer.

Les connexions sont généralement positionnées le long de la poutre suivant la distribution de l'effort de cisaillement. Elles sont concentrées à proximité des appuis où l'effort de cisaillement est élevé et espacées progressivement sur la portée jusqu'au milieu de la poutre où l'effort de cisaillement est nul dans le cas d'une poutre simplement appuyée soumise à une charge uniformément répartie.

Les assemblages classiquement utilisés pour relier deux éléments en bois ont été utilisés dans les premières construction mixtes bois-béton. Du fait de leur faible module de glissement, ils ont été progressivement remplacés par des connecteurs spécifiques. (Ceccotti, 1995) a présenté un grand nombre de connexions (Figure 7) pouvant être utilisées pour relier la dalle en béton et la poutre en bois. Il met en évidence les différentes catégories de connexions en fonction de leur degré de rigidité allant de la moins rigide à la plus rigide.

Les connecteurs du groupe (a) (pointes, vis, fer à béton collé) ont l'avantage d'être peu coûteux et facile à installer. Toutefois, ils sont généralement considérés comme les moins rigides. Il a été démontré que les connecteurs du groupe (b) (anneaux, crampons, tubes d'acier) ont une rigidité, une ductilité et une résistance à la traction supérieures à celles des connecteurs à goujon (Mungwa et al., 1999). La raison est que les clous et les vis provoquent généralement une rupture par fendage du bois, alors que les connecteurs de type tubulaire (connecteurs à anneaux rigides, en particulier) offrent une plus grande rigidité et peuvent provoquer une rupture par cisaillement du bois, ce qui se produit généralement à des charges plus élevées (Clouston et al., 2004). Les connecteurs du groupe (c) dans lesquels des entailles ont été découpées dans le bois et renforcées avec des dispositifs d'ancrage tels que des boulons post-contraints ou des tirefonds, se sont révélés avoir des propriétés similaires à celles des connecteurs du groupe (b). Une rigidité et une résistance au glissement modérément meilleures que celles des connecteurs du groupe (b). Les forces de cisaillement horizontales sont transmises par la vis de contact avec un faible glissement entre les couches, tandis que les goujons travaillent en traction pour résister à la composante de charge verticale. Le dernier groupe de connecteurs (d) (treillis en acier et plaques métalliques collés dans le bois) sont généralement considérés comme ayant la plus grande rigidité. Dans ce groupe, les calculs de conception des connexions peuvent être facilement effectués puisqu'il n'y a pas de glissement entre la dalle en béton et la poutre en bois et que la section de béton peut être "transformée" en une section de bois équivalente avec un

seul centre de gravité.

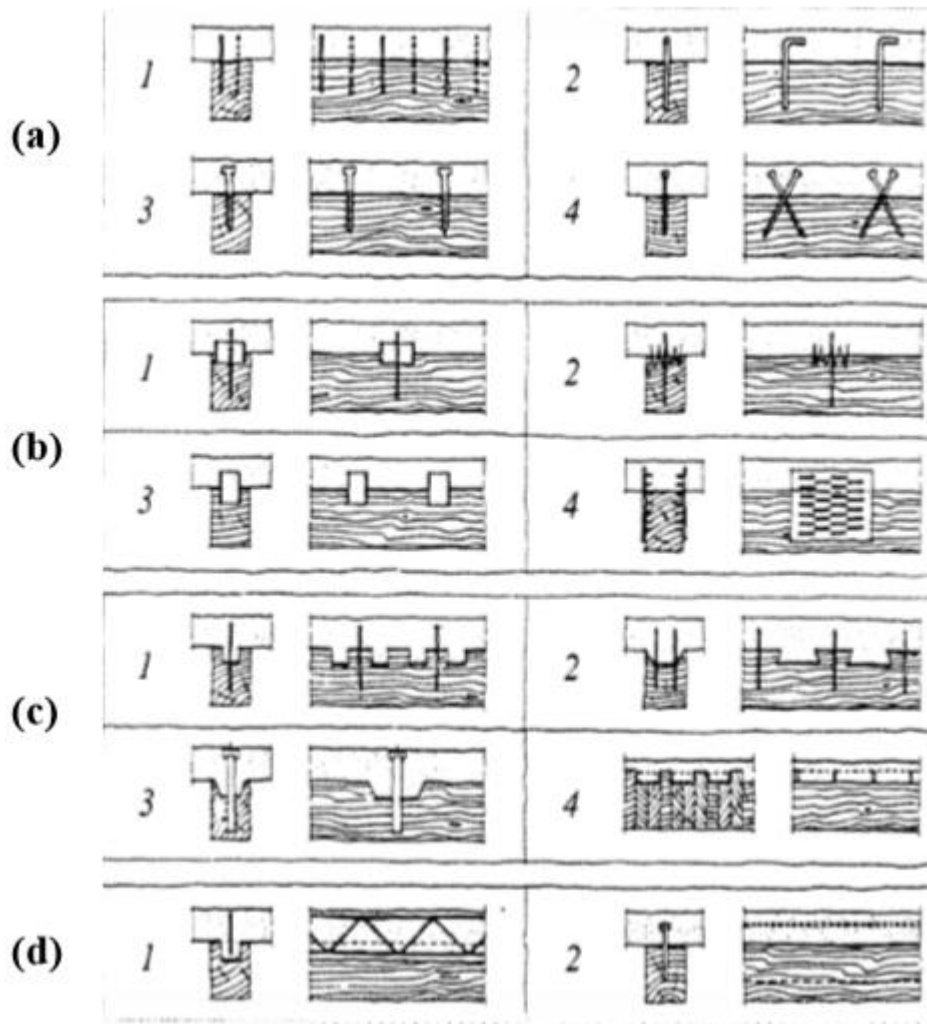


Figure 7 : Exemples de systèmes de connexions bois-béton. (a1) Pointes ; (a2) Fers à béton collés ; (a3) Vis ; (a4) Vis inclinés ; (b1) Assemblages par anneaux ; (b2) Assemblages par crampons ; (b3) Tubes d'acier ; (b4) Connecteurs métalliques ; (c1) Trous ronds dans le bois et anti soulèvements ; (c2) entailles droites et organe d'assemblage ; (c3) barre d'acier précontrainte ; (c4) platelage en planches cloué et plaques de cisaillement entailées dans l'épaisseur des planches ; (d1) treillis en acier collé sur le bois ; (d2) Plaques métalliques collées sur le bois. (Ceccotti, 1995).

Une large gamme de systèmes de connexion a été développée dans différentes parties du monde et tout au long du siècle. Leur caractéristique varie en fonction du type de connexions, de leur disposition le long de la poutre et de la façon dont ils sont insérés dans le bois. Ainsi, on peut les classer en différentes catégories.

i. Connecteurs discrets

Dans cette catégorie, on y retrouve des clous, les goujons, les entailles, les tubes, les tiges, les vis et tirefonds. Dans le but de trouver des connexions plus efficaces, certains de ces connexions

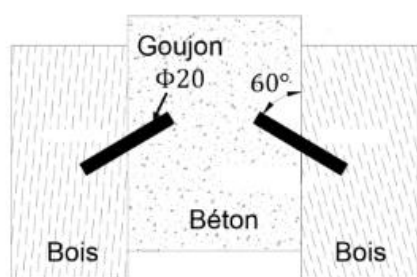
ont été associés avec des fonds de coffrage ou entaille afin de déterminer leur performance. Possédant une facilité d'exécution et un coût relativement faible, les clous, les vis et tirefonds sont les connecteurs les plus couramment utilisés malgré leur flexibilité qui diminue leur raideur.

Yeoh (2010) dans sa thèse, décrit les travaux de Ramakrishnan (1977) où il a utilisé des clous de 3 mm et 5 mm disponibles sur le marché comme connecteurs dont il soumet 28 échantillons pour les tests de cisaillement (push-out). Les principales conclusions étaient que l'espacement minimal des clous ne devait pas être inférieur à 10 fois leur diamètre, la longueur d'enfoncement du clou dans le béton devait être au moins égale à 25 mm dans la zone de compression et que la pénétration dans la poutre en bois devait être au moins égale à deux tiers de la longueur du clou. En plaçant les clous à une inclinaison de 45°, avec la tête dirigée dans le sens du cisaillement, on obtient une plus grande résistance et moins de glissements. Nous allons présenter les caractéristiques de certaines connexions développées dans cette catégorie.

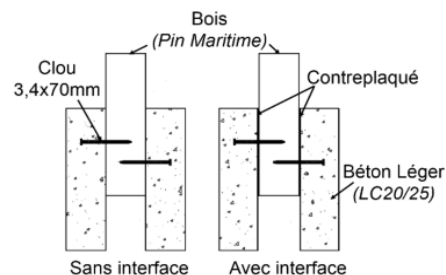
❖ Connecteurs étudiés par Benitez (2002) et Branco (2009)

Les goujons font partis des connecteurs anciens, ils étaient utilisés comme assemblages dans les planchers à bois traditionnels. Benitez (2002) a testé des goujons comme connecteur pour une potentielle utilisation dans la construction de nouveaux ponts mixtes bois-béton et la réhabilitation de vieux ponts en bois. Ces goujons sont issus des barres d'acier de 20 mm de diamètre, placés des avant-trous de même diamètre avec une inclinaison de 60°. Ils étaient inclinés dans le but de résister à la fois aux efforts de cisaillement et aux forces de traction tentant de séparer le bois et le béton (Figure 8 (a)).

Les clous sont les connecteurs les plus utilisés dans la construction en bois dû à leur facilité de mise en œuvre et leur coût relativement faible. Branco (2009) a utilisé des clous ronds de 3,4 mm de diamètre et 70 mm de long dans leurs travaux dont l'un des objectifs était d'évaluer l'utilisation du béton à granulats légers dans les structures mixtes bois-béton (Figure 8(b)).



(a) (Benítez, 2000)



(b) (Branco et al., 2009)

Figure 8 : (a) Goujons ; (b) Clous ;

❖ Connecteurs étudiés par Deam (2008)

Une série de systèmes de connexion a été testée par Deam. Les échantillons ont été réalisés dans le but de comparer la résistance, la rigidité et les performances de différents connecteurs tels que les connecteurs par entailles circulaires (48,5 mm de diamètre et 20 mm de profondeur) avec et sans tirefond (Figure 9 (a) et (b)) et rectangulaires (50 mm de longueur et 16,5 mm de profondeur) avec tirefond (Figure 9(c)), des tubes en acier (40 mm de longueur) (Figure 9(d)), des vis de diamètres différents (Figure 9 (e)), des vis SFS (7 mm de diamètre, 100 mm de longueur et 45° d'inclinaison) , des plaques d'ancrages visées à 45°, 90° et placées parallèlement à l'axe de la poutre. Le connecteur par entaille circulaire avec tirefond a donné les meilleures performances en résistance et en rigidité.

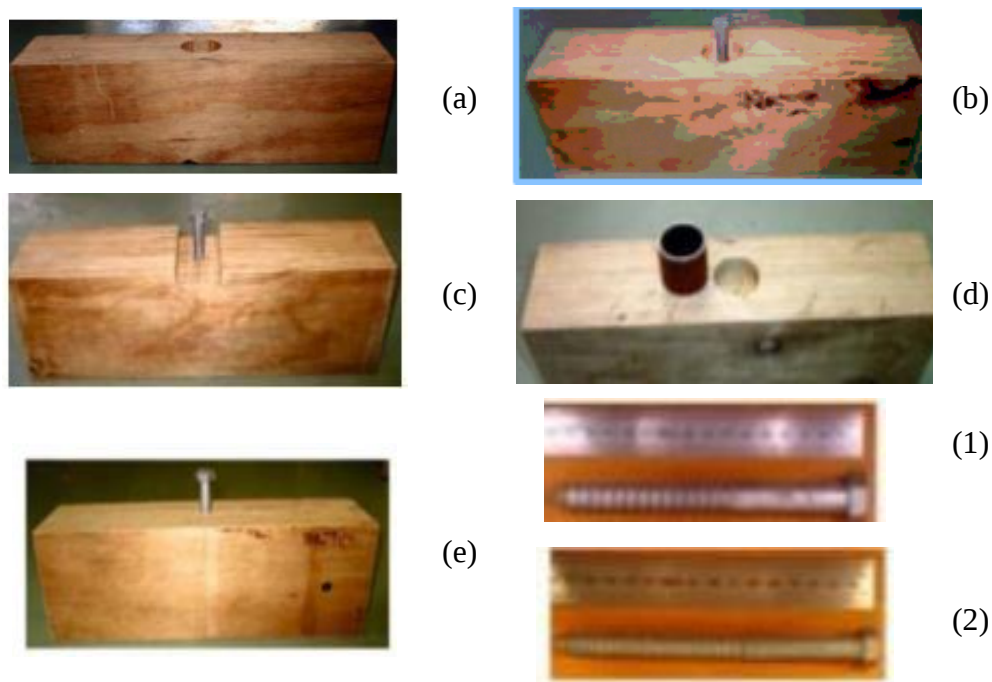


Figure 9 : (a) Entaille circulaire; (b) Entaille circulaire et Tirefond ;(c) Entaille rectangulaire et tirefond ; (d) Tube; (e)-1)vis de 12mm de diamètre, 165mm de longueur, 115mm de longueur d'encastrement ; (Deam et al., 2008).

❖ Connecteurs testés par Yeoh (2010)

Yeoh a étudié les connexions par entailles sous différentes formes (rectangulaire, triangulaire, trapézoïdale et courbe) et différentes tailles (longueur, profondeur) dans le but d'obtenir la forme ayant les meilleures caractéristiques. Certaines connexions testées sont présentées à la Figure 10. Il a approfondi ses recherches en étudiant le comportement des connexions par entaille rectangulaire et triangulaire renforcée de tirefond de 12 mm et 16 mm de diamètre. Ils observent que la connexion par entaille triangulaire renforcée de tirefond présente les meilleures

performances en termes de résistance et de rigidité.

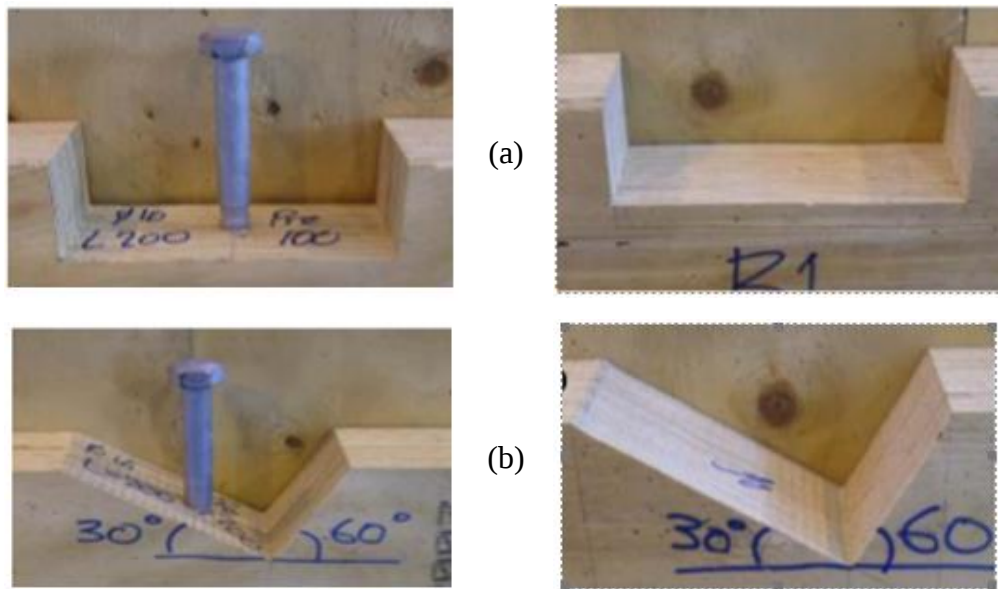


Figure 10 : (a) Connexion par entaille rectangulaire avec ou sans tire-fond ; (b) Connexion par entaille triangulaire avec ou sans tire-fond ; (Yeoh, 2010).

❖ Connexions par tige d'acier (Djoubissie et al., 2018)

Dans leurs travaux, Djoubissie (2018) a étudié les connecteurs par entaille, par tige d'acier de différents diamètres, incliné ou pas, avec et sans entaille. Ils ont aussi étudié l'influence du fond de coffrage sur les propriétés mécaniques de la structure (Djoubissie et al., 2018). Deux configurations de connexion par tige d'acier filetée, utilisée comme connecteur de cisaillement entre le bois et béton, ont été testées avec et sans fond de coffrage (contreplaqué). Le Tableau 2 et la Figure 11 présentent les différentes connexions testées. Les comparaisons montrent que la présence d'une couche intermédiaire réduit la résistance au cisaillement et la rigidité de l'assemblage bois-béton.

Tableau 2 : Description des connexions par Djoubissie (2018).

Configuration	STRI	STRW	XTRI	XTRW
Connecteur	Tige d'acier filetée vissée à 90°		Deux tiges d'acier filetées croisées, l'une vissée à 120° et l'autre à 90°	
Fond de coffrage	Avec	Sans	Avec	Sans

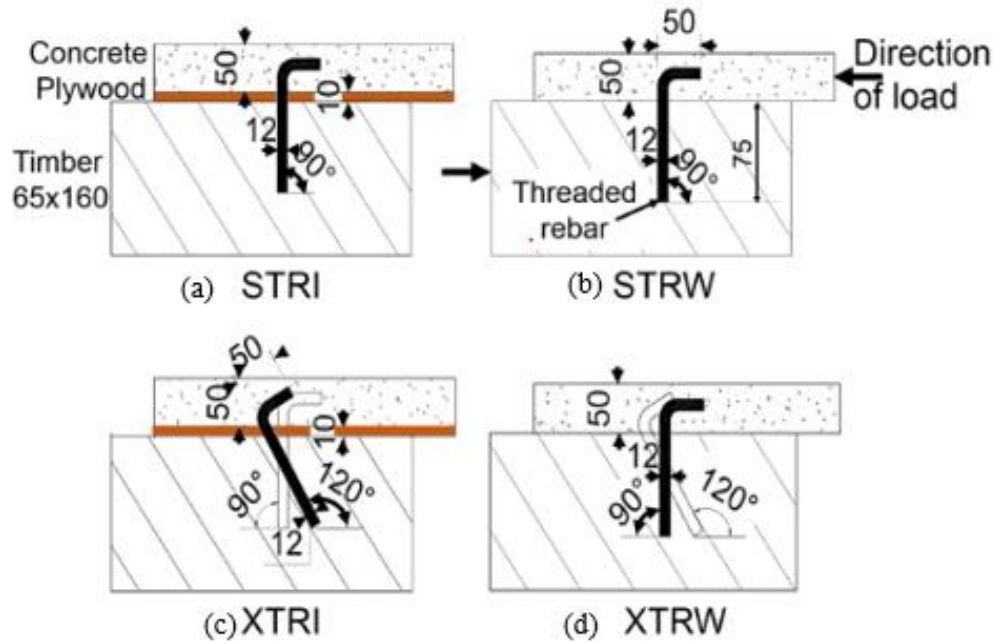


Figure 11 : (a) Système STRI ; (b) Système STRW ; (c) Système XTRI ; (d) Système XTRW
(Djoubissie et al., 2018)

❖ Connexions combinant plaque d'acier et vis présentés par Zhu (2019)

Dans leur étude, Zhu (2019) a regroupé les différents connecteurs testés en deux catégories : une catégorie A combinant un profilé en T et double cornières (Figure 12.(a)), et une catégorie B combinant plaque d'acier et double cornières (Figure 12.(b)). Chaque catégorie regroupe 3 types de systèmes de connexion. Les systèmes de connexions sont fixés dans le bois à l'aide des vis en associant parfois de la colle époxy. Pour les systèmes utilisant la colle, une couche de caoutchouc vulcanisé est disposée à la surface du connecteur en contact avec le bois (profilé en T ou plaque) dans le but d'augmenter l'adhérence entre acier et le bois.

Tableau 3 : Description des connexions testées par Zhu (2019).

Configuration	T+S	SP + S	GT + Ri	SPG + Ri
Connecteur	L'acier en T est placé sur la face supérieure de la poutre en bois au moyen d'une vis	La plaque d'acier placée sur le côté des surfaces de la poutre en bois	Même disposition que le connecteur du groupe T+S avec ajout d'une couche de caoutchouc vulcanisé d'épaisseur i mm sur la plaque d'acier	Même disposition que le connecteur du groupe SP+S avec ajout d'une couche de caoutchouc vulcanisé d'épaisseur i mm sur la plaque d'acier



Figure 12 : (a) Type A ; (b) Type B (Zhu et al., 2019)

❖ Les connecteurs préfabriqués par Lukaszewska (2009).

Ce sont des systèmes donc le concept est de préfabriquer la dalle en béton. Il a nouvellement étudié trois types de connexion : un tube en acier avec une bride soudée noyée dans la dalle de béton avec une vis à tête hexagonale (SST+S) (Figure 13-a) ; un tube d'acier avec deux brides soudées et une vis à tête hexagonale, avec une entaille rectangulaire de 115×120mm² placé sur la de bois (ST+S+N) (Figure 13-b); et une paire de plaques d'acier pliées insérées dans la dalle de béton et reliées à la poutre en bois au moyen de clous (SP+N) (Figure 13-c).

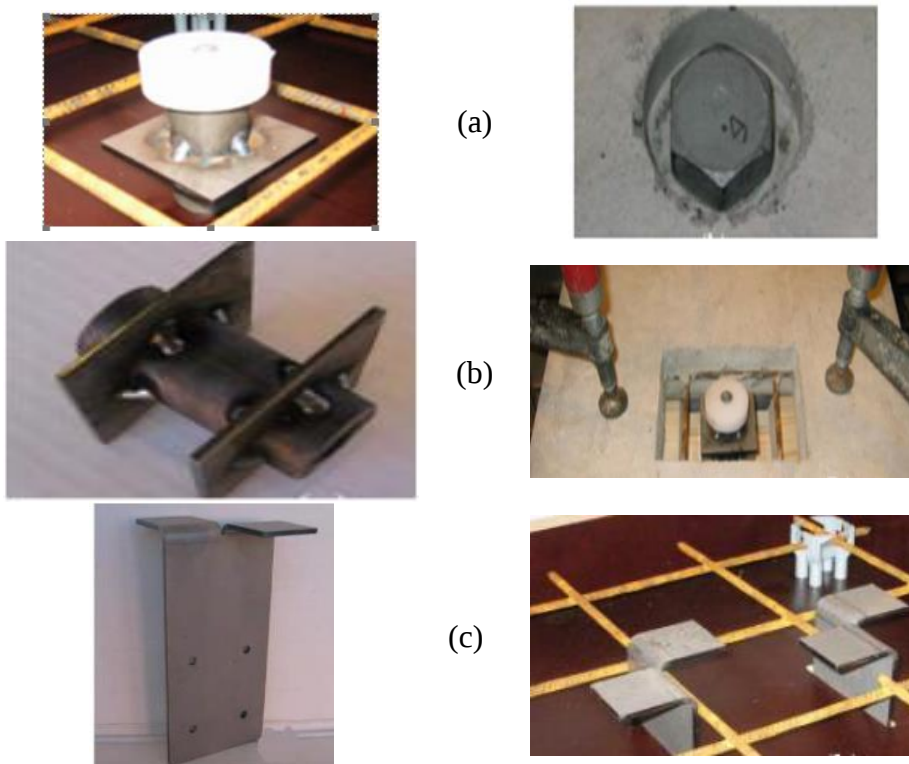


Figure 13 : Trois types de connecteurs testés pour la première fois pour un plancher composite bois-béton préfabriqué en Suède : (a) SST+S ; (b) ST+S+N ; (c) SP + N.

Le Tableau 4 récapitule les caractéristiques de quelques systèmes de connexion discrets présentés.

Tableau 4 : Récapitulatif des caractéristiques des connecteurs discrets étudiés

Connecteurs		Résistance (kN)	Module de glissement à l'ELS (kN/mm)	Module de glissement à l'ELU (kN/mm)	Références
Clous	Sans interface	5,7	5,9	-	(Branco et al., 2009)
	Avec interface	8,1	14,7	-	
Goujons		121,0	-	-	(Benítez, 2000)
Tube		32,6	66,6	42,5	(Deam et al., 2008)
Vis	Φ12	21,5	195,5	2,9	
	Φ16	34,2	88,3	21,4	
Entaille circulaire		13,2	83,1	42,6	
Entaille avec tire- fond	Rectangulaire	54,9	297,0	197,3	
	Circulaire	31,4	105,9	56,3	
Entaille rectangulaire		48,3	104,7	59,3	(Yeoh, 2010)
Entaille triangulaire		40,2	100,8	57,3	
Entaille avec tire- fond	Rectangulaire	73,0	80,2	75,4	
	Triangulaire	82,6	123,0	104,0	
STRI		23,8	2,9	1,8	(Djoubissie et al., 2018)
STRW		28,6	15,4	3,1	
XTRI		36,3	23,8	15,5	
XTRW		45,9	31,9	21,4	
Connexion combinée de plaque d'acier et de vis	T+S	141,6	35,4	34,7	(Zhu et al., 2019)
	SP+S	174,1	48,2	45,3	
	GSP + R1	203,1	60,2	52,8	
	GT + R1	150,1	46,1	40,8	
Connexion pour préfabrication	SST+S	5,9	6,8	33,9	(Łukaszewska, 2009b)
	ST+S+N	235,7	234,4	110,6	
	SP+N	258,8	113,1	42,3	

ii. Connecteurs continus (Figure 15).

Les connecteurs continus sont ceux qui sont repartis sur tout le long de du système. On y retrouve des connexions par plaque et par grille métallique, et des connexions par collage

❖ Connexions par plaque et grille métallique

Les plaques ou grilles métalliques peuvent être collées, dentées, déployées ou perforées. Ce sont des systèmes de connexions linéaires. Une partie de la plaque ou grille est fixée dans la poutre en bois et l'autre noyée dans le béton. Werner (2016) a étudié une plaque métallique dentée comme connexion. La poutre en bois est découpée en deux et les plaques métalliques dentées sont insérées sur chaque partie sur une profondeur de 50 mm. Les deux parties sont ensuite assemblées et collées à l'époxy et maintenues en compression transversale par des tiges filetées précontraintes (Figure 15 (a)). Clouston, en 2005 a étudié une grille métallique où une partie de cette grille est collée dans le bois et l'autre noyée dans le béton (Figure 15 (d)). Les résultats ont montré un niveau d'efficacité de la connexion de 98%.

❖ Connexions par collage

Le système de connexion permet d'avoir une liaison presque parfaite entre le bois et le béton (Figure 15). Cette technique permet d'éviter des zones de concentrations de contraintes et présente une plus grande rigidité que les autres types de connexions malgré que les propriétés de collage soient fonction des conditions mécaniques et climatiques. L'assemblage par collage est effectué 7 jours après le coulage du béton. Une couche de colle de type époxy est appliquée sur chaque partie à coller sur une épaisseur de 1 mm environ. L'ensemble est ensuite assemblé et maintenu en contact par une légère pression pendant 24h.

Toutefois, l'utilisation de colle et de résine époxy dans le système de connexion est moins conseillée en raison du coût élevé et de la complexité de l'application sur le site.



(a)



(b)



(c)

Figure 14 : (a) Plaque métallique dentée ; (b) Collage; (c) Bande métallique déployée (Werner et al., 2016)

Les caractéristiques de quelques connecteurs continus sont présentées dans le Tableau 5.

Tableau 5 : Récapitulatif des caractéristiques des connecteurs continus étudiés

Connecteurs	Résistance (kN)	Module de glissement à l'ELS (kN/mm)	Module de glissement à l'ELU (kN/mm)	Références
Grille métallique collée	111,6	415,5	-	(Clouston et al., 2005)
Plaque métallique dentée	139,3	463,7	394,6	(Yeoh, 2010)
Plaque métallique collée	153,4	339,0	-	(Miotto and Dias, 2008)
Grille métallique (SM)	81,2	483,8	449,4	(Lukaszewska, 2009b)



(a) (Clouston et al., 2005)



(b) (Miotto and Dias, 2012)



-1-



2-

(c) (Lukaszewska, 2009b)

Figure 15 : Exemple de systèmes continus : (a) Grille métallique collée ; (b) Plaque métallique perforée ; (c) Grille métallique collée à l'époxy (SM) : -1- sous forme de moulage, -2- avec connecteur incorporé dans la dalle préfabriquée en béton

iii. Connecteurs fabriquant (spécifiques) pour les structures bois - béton

❖ Les connecteurs SFS VB

Au début des années 1990, le système RF 2000 a été introduit par Meierhofer (1992), qui a été l'un des premiers types de connexions en acier produites spécifiquement pour les structures composites bois-béton. Après de nombreux essais et différentes configurations avec le connecteur SFS, Meierhofer a conclu qu'on obtient la plus grande rigidité en reliant la dalle en béton à la poutre en bois par deux vis croisées à 45° et 135° par rapport à la direction de chargement.

Ce connecteur est fait d'acier de haute résistance et dispose deux têtes. Le chapeau supérieur sert à fixer le connecteur et l'ancrer dans le béton, tandis que le chapeau inférieur serait en contact avec la surface du bois et ainsi garder la longueur du connecteur dans le béton et dans le bois. De nombreux chercheurs ont utilisé ce type de connecteur dans leurs études, notamment Blass et al. (1995), Van der Linden (1999), Steinberg et al. (2003), Frangi et Fontana (2003), Dias (2005) et Jorge (2005). La pointe filetée mesure entre 100 mm et 150 mm pour un diamètre de 7,5 mm

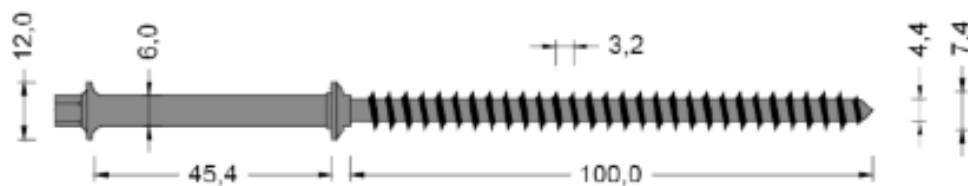


Figure 16 : Connecteur vis SFS (Oudjene et al., 2013) (dimensions en mm)

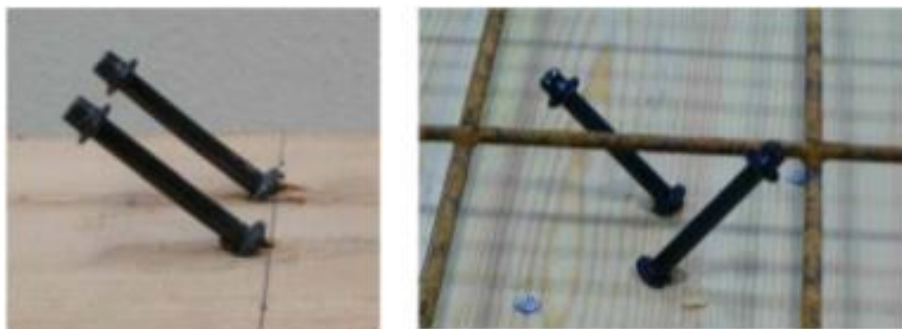


Figure 17 : Vis SFS VB en disposition inclinée dans le sens longitudinal

❖ Connecteurs SBB

Ce sont des tire-fond métalliques. Leur diamètre est de 20-25 mm pour une longueur de 150 mm 170 mm ou 250 mm (Figure 18 (a)).

❖ Connecteurs HSB (Habitat System Béton)

Le connecteur HSB (Figure 18 (b)) est un connecteur en alliage d'aluminium comportant deux parties. La partie inférieure du connecteur de 65 mm de diamètre est enfoncée de 15 mm dans le bois. La partie supérieure de 26 mm de diamètre moyen et de 70 mm de hauteur avec une tête de 60 mm de diamètre est encastrée dans le béton.

❖ Connecteurs Tecnaria

Ce sont des connecteurs à ergots et crampons facilement maniable (Figure 18 (c)). Il existe deux modèles pour ce type de connexion : BASE et MAXI. Ces modèles se distinguent par la forme de leur plaque de fixation (carrée 50x50mm² et rectangulaire 75x50mm²) et par le diamètre de vis de fixation (8mm et 10mm respectivement). Pour chaque modèle, il existe une gamme de hauteurs de goujons associés à des longueurs de vis.

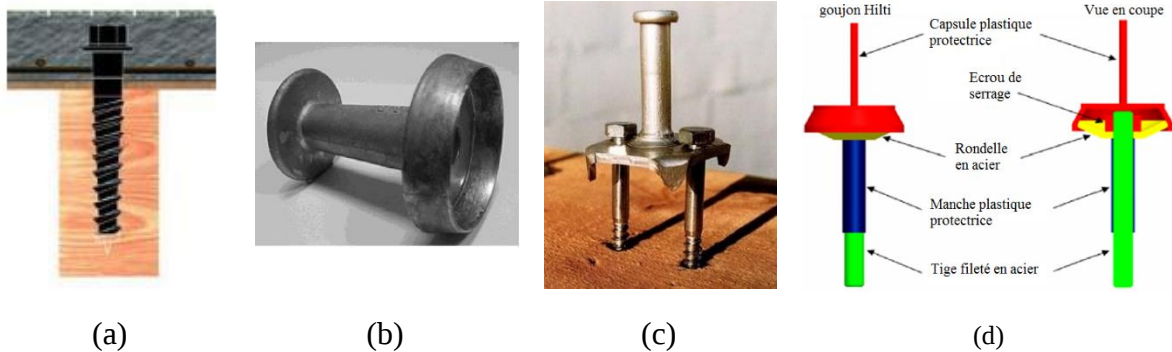


Figure 18 : (a) connecteur SBB ; (b) connecteur HSB ; (c) connecteur Tecnaria ; (d) Connecteur Hilti

Tableau 6 : Caractéristiques de quelques connecteurs spécifiques

Connecteurs		Résistance (kN)	Module de glissement à l'ELS (kN/mm)	Module de glissement à l'ELU (kN/mm)	Références
SFS VB	45° et 90°	18,5	14,4	12,7	(Deam et al., 2008)
	45° et 135°	32,6	54,9	34,4	
SBB		36,3	35,2	21,3	(Manthey, 2015)
HSB		37,0	19,5	-	(Fernandez-Cabo et al, 2012)
Tecnaria	BASE	20,9	8,7	17,2	(Bahia, 2013)
	MAXI	24,3			

❖ Connecteurs Hilti (Figure 18 (d))

Elle est constituée d'une entaille dans le bois et d'une tige en acier filetée collée à l'aide d'un adhésif dans un trou perforé dans le bois. Dans la dalle en béton, un manchon en plastique est placé autour de la tige d'acier. Après la cure du béton, le goujon est serré (en tournant l'écrou) pour rétablir le contact entre les matériaux.

Les caractéristiques de quelques connecteurs spécifiques sont présentées dans le Tableau 6.

IV. DISPOSITIF EXPERIMENTAL

Le système de connexion est un élément important pour toutes structures mixtes bois-béton. La connexion doit être rigide et solide pour maximiser l'action composite. L'évaluation des propriétés de résistance des connecteurs est importante. Le comportement de la mixité est fortement influencé par le glissement entre la poutre en bois et la dalle en béton. Par conséquent, la conception de structures mixtes bois-béton nécessite généralement de tenir compte du glissement se produisant entre les deux matériaux. Dans de nombreux cas, la capacité de charge et le module de glissement de la connexion doivent être déterminés par des tests empiriques, l'approche normative ne fournissant pas toutes les directives pour calculer les paramètres des pour chaque type de connexion. Ainsi, afin d'évaluer le comportement de ces connecteurs, des essais expérimentaux ont été développés à l'instar de l'essai de cisaillement (Push-out).

Les éprouvettes de cisaillement utilisées dans les structures mixtes bois- béton sont inspirées de celles utilisées dans les structures mixtes acier béton. On peut classifier les différentes éprouvettes de cisaillement suivant deux configurations : symétrique et asymétrique.

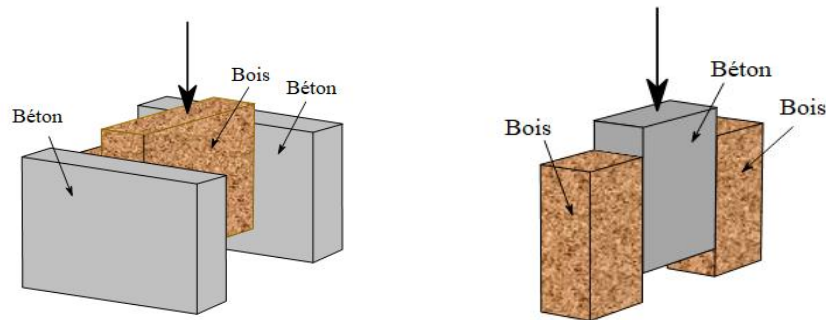
Les travaux de recherche ont été effectués sur la configuration d'éprouvette à utiliser pour les essais push-out car celle-ci pourrait avoir un effet sur le comportement de la connexion.

❖ Essai Push-out symétrique

Dans cette configuration, l'effet flexion est éliminé à l'interface des matériaux grâce à la symétrie du chargement. Cependant, le comportement obtenu est un comportement moyen comme deux connexions sont testées simultanément dans l'essai, et certains phénomènes locaux, au niveau d'un connecteur, ne peuvent pas être observés. Par ailleurs, un effet de voûte peut se produire, provoquant une augmentation de la rigidité de la connexion.

(Carvalho and Carrasco, 2010) a étudié l'influence de la disposition d'éprouvette sur le comportement des connexions. L'objectif de son travail était de comparer les résultats des essais

de cisaillement en utilisant deux séries différentes d'éprouvettes : Bois-Béton-Bois et Béton-bois-Béton (Figure 19). Les résultats ont montré que la configuration des éprouvettes influence les caractéristiques de résistance et de déformation des connecteurs. L'échantillon présentant la meilleure résistance au cisaillement était la configuration béton-bois-béton de même type que celles utilisées dans les structures mixtes acier-béton.



Configuration Béton-Bois-Béton Configuration Bois-Béton-Bois

Figure 19 : Éprouvettes pour essai push-out symétrique

❖ Essai push-out asymétrique

La Figure 20 présente les différentes configurations de l'essai push-out asymétrique présenté dans la littérature. Dans cette configuration, une seule connexion est testée donc le comportement d'une seule connexion est étudié en prenant en compte tous les phénomènes locaux pouvant se produire à l'interface. Cependant, l'asymétrie du chargement peut causer une flexion à l'interface. Il a pour avantage le gain de temps de réalisation et le coût puisque le béton est coulé sur un seul côté de la poutre en bois.

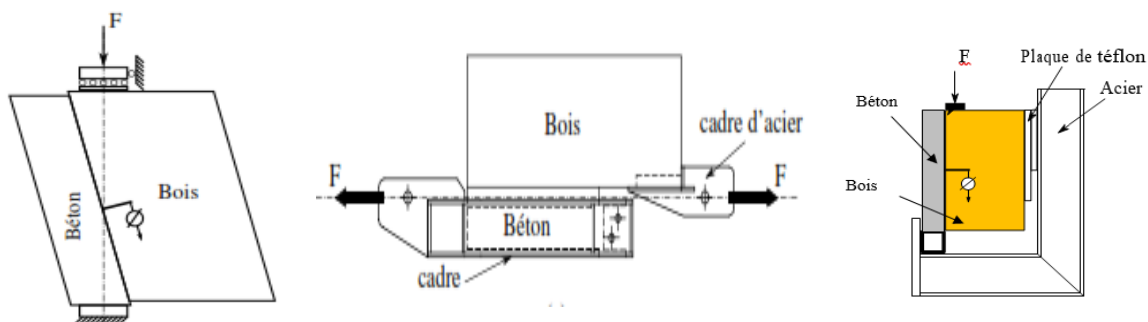


Figure 20 : Configurations d'essai push-out asymétrique

1. Protocole de chargement

La norme européenne EN 26891 (CEN, 1991) est beaucoup plus utilisée pour l'étude du comportement des systèmes de connexions bois béton. Elle présente les dispositions à prendre lors des essais ainsi que les règles et les principes à suivre pour déterminer les caractéristiques

mécaniques des connecteurs soumis à des charges statiques. Dans cette norme, la détermination de la charge maximale présumée (F_{est}) sur la base de l'expérience, du calcul ou d'essais préliminaires est primordiale et doit être corrigée si au cours de l'exécution des essais, la valeur moyenne de la charge maximale des essais déjà effectués s'écarte de plus de 20% de la valeur présumée. En effet, au début de l'essai, la charge est appliquée jusqu'à $0,4F_{est}$ et est maintenue pendant 30 secondes. Ensuite, elle est ramenée à $0,1F_{est}$ et maintenue pendant 30 secondes et enfin être augmentée jusqu'à la charge ultime ou jusqu'à ce que l'on obtienne un glissement de 15mm. La vitesse d'application du chargement reste constante et réglée de façon que la charge maximale ou le glissement de 15 mm soit atteint avec une durée totale d'essai d'environ 10 à 15 minutes. Le mode opératoire de chargement est présenté à la Figure 21.

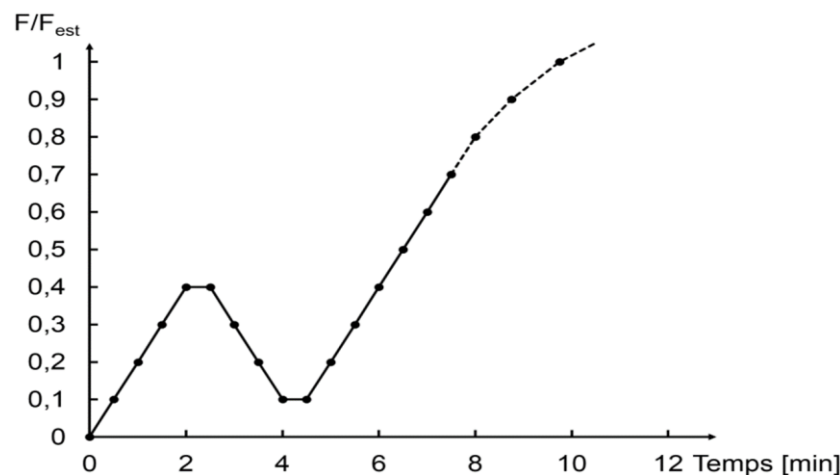


Figure 21 : Mode opératoire de chargement suivant la norme (CEN, 1991)

2. Paramètre d'analyse

Après la réalisation des essais, trois (3) paramètres de la connexion sont analysés : la rigidité, la résistance et la ductilité.

❖ La rigidité

Le degré d'action composite varie proportionnellement avec la rigidité de la connexion. Lorsque le système n'est pas connecté, l'action composite est nulle. Les deux matériaux travaillent indépendamment l'un de l'autre et les efforts de cisaillement à l'interface ne sont pas transférés. Lorsqu'il y a une infinité de connecteurs rigides qui sont liés aux deux matériaux, l'action composite est parfaite. On observe ce type d'action composite dans les constructions en acier-béton. Les systèmes composites bois-béton se situent entre ces deux limites, car les types de connexions utilisés sont généralement déformables et admettent un glissement d'interface. Ainsi, pour le concepteur, La rigidité de la connexion est un paramètre essentiel

déterminant lors de l'évaluation des états limites de service.

❖ La résistance maximale

La résistance maximale de la connexion influence directement la capacité de charge maximale du système composite. Les connecteurs plus faibles peuvent entraîner une rupture prématurée en service en réduisant considérablement l'action composite et par le fait même la capacité de charge maximale du système. D'autre part, les connecteurs plus robustes permettent de maintenir la connexion dans le domaine élastique en service et améliorent la capacité de charge du système aux états limites ultimes.

❖ La ductilité :

Les connecteurs soumis à un effort de cisaillement élevé peuvent atteindre leur résistance maximale et rompre avant la capacité de charge maximale du système. La ductilité mesure la capacité du connecteur à subir de grande déformation tout en maintenant le niveau de charge avant rupture. La Figure 22 montre la courbe force-glissement d'une connexion fragile et d'une connexion ductile. La propriété ductile d'une connexion est importante, car elle permet de garantir la sécurité des structures aux états limites ultimes. Le bois et le béton sont des matériaux ayant un comportement à la rupture généralement fragile en traction et en flexion. Toutefois, si la connexion peut fournir une ductilité significative, il est possible de concevoir un système qui aura un comportement global ductile avant rupture.

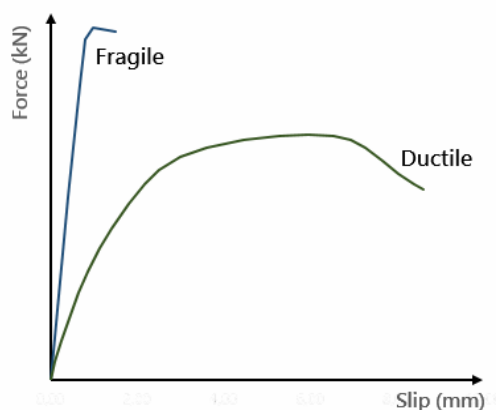


Figure 22 : Comportement de connexion ductile et fragile.

CONCLUSION PARTIELLE

Un bref historique des structures mixtes bois béton a été présenté. Plusieurs aspects tels que les avantages et les inconvénients d'un tel système, les types de connexions développées dans le monde, les investigations expérimentales effectuées sur les connexions ont été abordés dans ce

chapitre. Ce chapitre nous a fait comprendre que la réussite de la structure mixte bois-béton dépend fortement du connecteur utilisé. Il est nécessaire d'avoir une liaison efficace entre la poutre en bois et la dalle en béton pour transmettre les efforts rasants et limiter les glissements à l'interface des deux matériaux dans le but d'avoir une structure plus rigide, plus résistante et plus stable. Nous avons ainsi effectué des travaux sur le comportement d'une gamme de connexions par tige d'acier disponible localement. Le chapitre suivant présente Les matériaux, les matériels et les méthodes utilisés pour étudier le comportement mécanique de ces nouveaux connecteurs.

CHAPITRE II : MATÉRIAUX, MATÉRIELS ET MÉTHODES

INTRODUCTION

L'objectif de ce chapitre est de présenter la caractérisation des matériaux, les matériels et méthodes que nous avons utilisé dans nos travaux. Afin de comprendre le comportement d'assemblage, nous devons connaître précisément les propriétés mécaniques des matériaux constitutifs. Les essais de caractérisation des matériaux constitutifs de la mixité seront abordés ainsi que les essais de cisaillement de connexion qui constituent la partie principale de notre programme expérimental.

I. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

1. Bois

Le bois utilisé dans le cadre de nos études est celui disponible sur le marché local. Il a une section de $50\text{mm} \times 160\text{mm}^2$. Afin de classer le bois sur la base du Guide des essences de bois, nous avons déterminé la masse volumique du bois. Pour cela, neuf éprouvettes ont été utilisées. Les dimensions des éprouvettes sont présentées à la Figure 23. Les éprouvettes sont mises à l'étuve sous une température de 105°C (Figure 24 (a)) et sont ensuite pesées jusqu'à atteinte d'une masse constante (Figure 24 (b)). La masse constante est atteinte lorsque les résultats de deux pesées successives ne varient pas de plus de 0,1 % de la masse de l'éprouvette d'essai (CEN, 2009). Les résultats des essais sont donnés par le Tableau 7 :

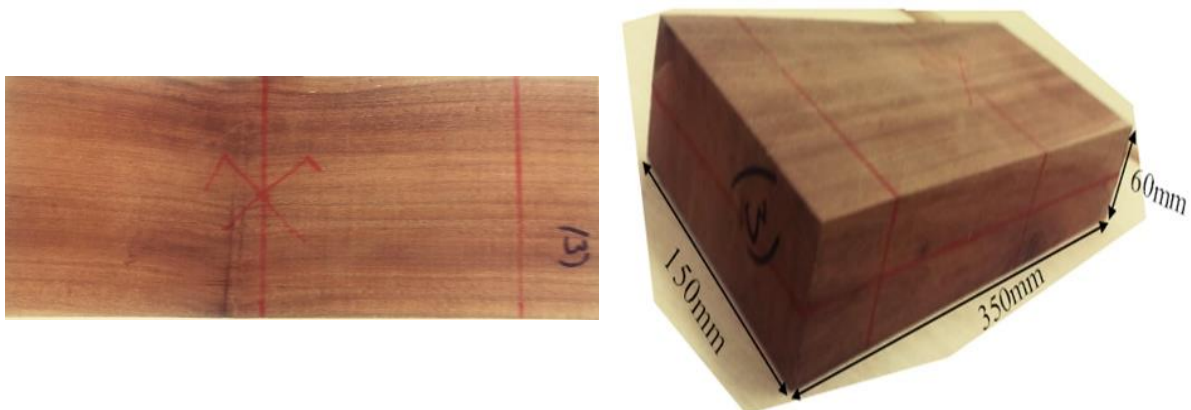


Figure 23 : Dimensions des éprouvettes de bois

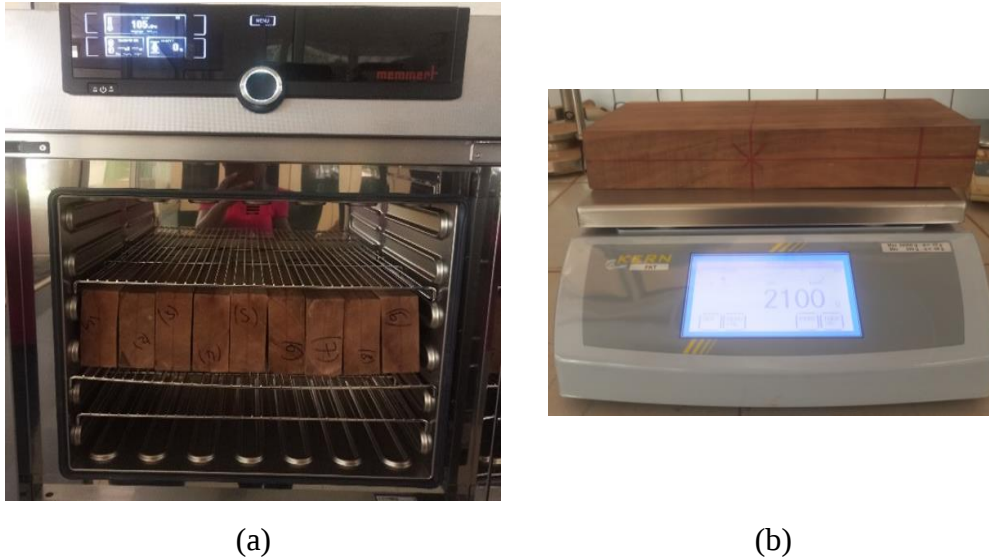


Figure 24 : Processus de détermination de la masse volumique du bois ; (a) Éprouvettes de bois à l'étuve ; (b) Pesée des éprouvettes de bois ;

Tableau 7 : Masse volumique du bois

Valeurs	Max - min	Moyenne	Ecart type
Éprouvettes (9)	704,60 – 666,50	684,10	11,50 (1,7%)

Le Tableau 7 présente les résultats des mesures de masse volumique effectuées. Le bois utilisé est de type tropical assez dense et la valeur moyenne de masse volumique obtenue est de 684,10 kg/m³. Cette masse volumique est proche de l'essence Kosipo (690 kg/m³). Ainsi, en se basant aussi sur l'aspect visuel, le bois utilisé peut être assimilé à ce dernier. Cette essence de bois est disponible dans les sous régions de l'Afrique de l'Ouest et de l'Afrique centrale.

Tableau 8 : Dosage des constituants pour 1m³ de béton

Sable	Gravier	Eau	Ciment
480l	765l	220 l	350 kg

2. Béton

Les matériaux utilisés pour la fabrication du béton sont : le ciment portland CEM II 42,5R, eau de robinet, sable naturel (0/5) mm et de grave (5/15). Les résultats des essais de caractérisation du sable et du gravier sont présentés en annexe 1 et 2 respectivement. La formulation du béton de cette étude a été effectuée selon la méthode de Dreux-Gorisse pour produire un béton courant ayant une résistance à la compression visée de 20 MPa et une consistance plastique (5 cm d'affaissement). Sa composition pour 1m³ de béton est présentée dans le Tableau 8. Des prélèvements ont été effectués sur le béton lors de sa mise en œuvre. La Figure 25 présente les

tests effectués au cône d'Abrams. L'affaissement du béton est mesuré en cm à l'aide d'une règle sur le portique. Cet affaissement est la hauteur entre le haut du cône et le haut du béton affaissé. L'affaissement au cône d'Abrams sur le béton réalisé est de 3,8 cm. L'affaissement trouvé est légèrement inférieur à celui fixé (5 cm), cela est sûrement dû à l'état hydrique des granulats utilisés. Le béton a une consistance ferme et est de classe S1.



Figure 25 : Affaissement du béton au cône d'Abrams

Afin de déterminer la résistance à la compression du béton 3 types d'éprouvettes ont été confectionnées :

- 4 éprouvettes cylindriques 10 cm × 20 cm
- 4 éprouvettes cubiques 10 cm × 10 cm
- 4 éprouvettes cubiques 15 cm × 15 cm

Après la confection et durcissement, les éprouvettes ont été plongées dans un bac à eau pour la cure. Pour des raisons liées à la crise sanitaire du COVID-19, le laboratoire étant fermé, les essais de compression sur ces différentes éprouvettes n'ont pas pu être réalisés à 28 jours après la mise en œuvre du béton comme prévu par les prescriptions normatives. Les essais ont été effectués le jour des essais push-out après 59 jours de cure. Ces éprouvettes sont soumises à un chargement croissant à vitesse constante jusqu'à la rupture. Les résultats des essais de compression et les résultats de pesée des matériaux sont résumés dans le Tableau 9.

On observe une très grande différence de valeurs entre les éprouvettes cylindriques et cubiques. L'effet de forme et de dimensions serait à l'origine de ces différences. Les éprouvettes cylindriques présentent un élancement plus élevé que celles des éprouvettes cubiques donc elles sont beaucoup moins résistantes. De plus, les éprouvettes cubiques ont des angles droits aux

extrémités où la résistance est beaucoup plus élevée. Pour les éprouvettes cubiques, la résistance à la compression est plus grande sur celle qui a la plus petite arête. Ceci étant dû à l'effet de masse car plus la masse de l'échantillon est élevée plus il demande d'effort pour le mobiliser.

Tableau 9 : Résultats des essais de compression et de pesée

Type d'éprouvettes	Contrainte (MPa)					Masse volumique (kg/m ³)
	σ_1	σ_2	σ_3	σ_4	σ_{moy}	ρ_{moy}
Cylindrique 10 cm x 20 cm	20,35	26,84	20,55	22,92	22,67	2336
Cubique 10 cm x 10 cm	40,55	42,28	30,95	36,03	37,45	2403
Cubique 15 cm x 15 cm	40,09	38,98	26,44	30,26	33,94	2376

En se référant à l'Eurocode 2, la résistance à la compression la plus utilisée dans le calcul de structures en béton est celle donnée par les éprouvettes cylindriques. La valeur moyenne de résistance à la compression du béton utilisé pour la confection des éprouvettes de push-out est de 22,7 MPa avec une masse volumique de 2 336 kg/m³.

3. Description des connexions testées

Les systèmes de connexion utilisés dans cette étude pour relier la dalle en béton et la poutre en bois sont des tiges d'aciers à haute adhérence de diamètre 12 mm et 14 mm, un système combiné de tige d'acier et d'un morceau de profilé en U. Les connexions de diamètre 12 mm et 14 mm sont ancrées dans le bois respectivement à une profondeur de 75 mm et 85 mm. Sept connexions ont été testées et sont définies comme suit :

- ❖ HA12S : Connexion par tige d'acier simple (sans filetage et sans crochet) de diamètre 12 mm (Figure 26). Sur trois échantillons testés, la tête de deux connecteurs a été attaché au treillis disposé dans la dalle de béton.

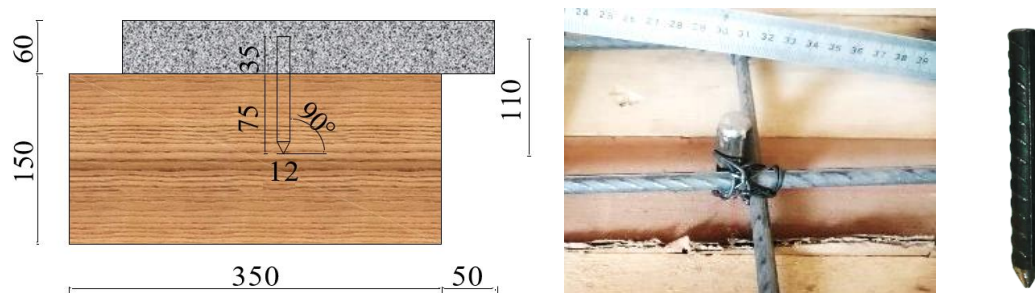


Figure 26 : Connexion par tige d'acier simple de diamètre 12 mm (HA12S)

- ❖ HA12F : Connexion par tige d'acier filetée sans crochet de 12 mm de diamètre (Figure 27). Trois échantillons ont été testés et la tête de deux connecteurs attachée sur le treillis avec un fil de fer.
- ❖ HA12FC : Connexion par tige d'acier filetée avec crochet de 12 mm de diamètre (Figure 28). Trois échantillons ont été testés et aucun connecteur n'a été attaché au treillis disposé dans la dalle en béton.

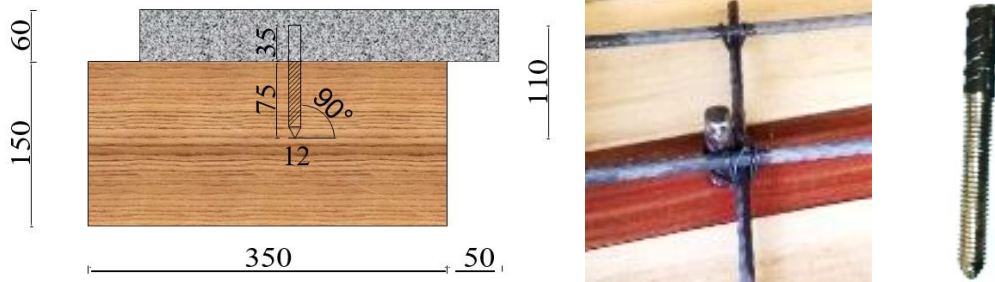


Figure 27 : Connexion par tige d'acier filetée sans crochet de diamètre 12 mm (HA12F)

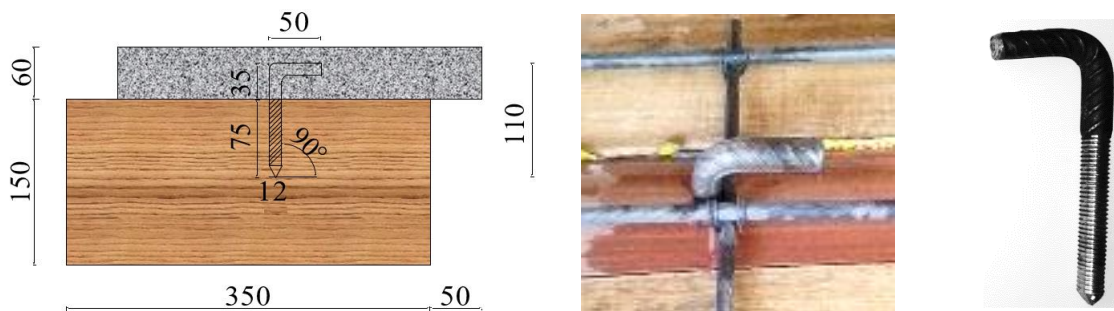


Figure 28 : Connexion par tige d'acier filetée avec crochet de diamètre 12 mm (HA12FC)

- ❖ HA14S : Connexion par tige d'acier simple de diamètre 14mm (Figure 29). Sur trois échantillons testés avec ce type de connexion, la tête de deux connecteurs a été attachée avec un fil de fer sur le treillis.
- ❖ HA14F : Connexion par tige d'acier filetée sans crochet de diamètre 14mm (Figure 30). Trois échantillons ont été testés et la tête des trois connecteurs a été attachée avec un fil de fer sur le treillis.

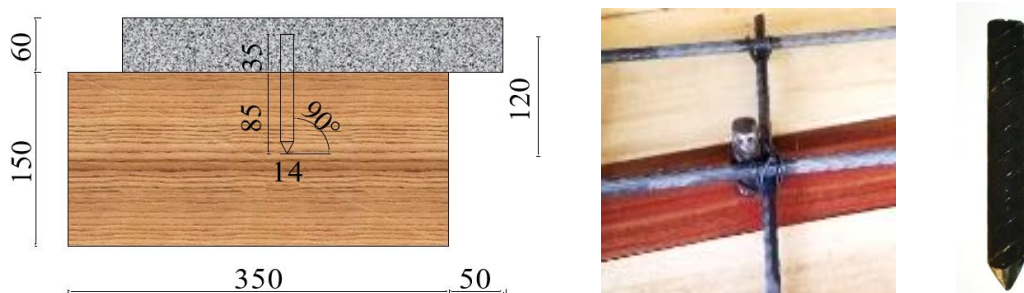


Figure 29 : Connexion par tige d'acier simple de diamètre 14 mm (HA14S)

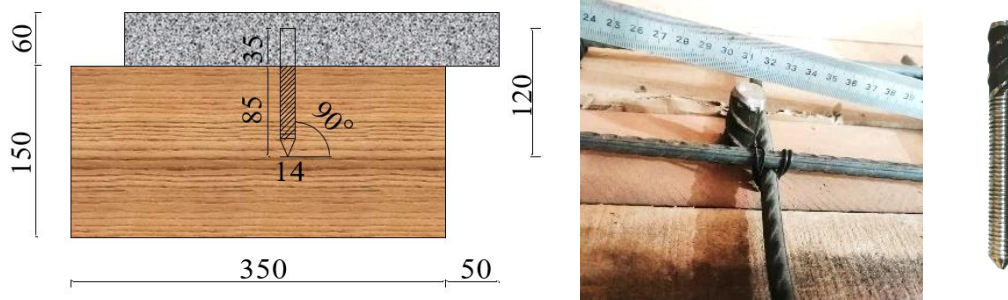


Figure 30 : Connexion par tige d'acier fileté sans crochet de diamètre 14 mm (HA14F)

- ❖ HA14FC : Connexion par tige d'acier fileté avec crochet de diamètre 14mm (Figure 31). On a testé trois échantillons et la tête d'un connecteur a été attachée sur le treillis avec le fil de fer.
- ❖ HA12U : Connexion combinant tige d'acier simple de diamètre 12 mm et un profilé en U (Figure 32). Une entaille de 5 mm est faite dans la poutre en bois pour ancrer le profilé U. Pour cette connexion, on a testé trois échantillons.

Les tiges d'acier sont fixées dans la poutre en bois après un pré-perçage à 90° d'inclinaison par rapport au sens du fil du bois. Des barres d'armatures en treillis de haute adhérence de diamètre 8 mm sont disposées dans la dalle des éprouvettes pour limiter le retrait du béton.

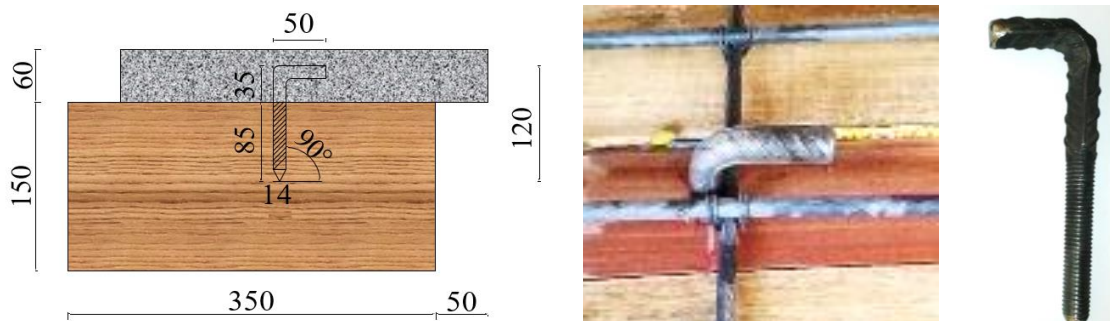


Figure 31 : Connexion par tige d'acier fileté avec crochet de diamètre 14 mm (HA14FC)

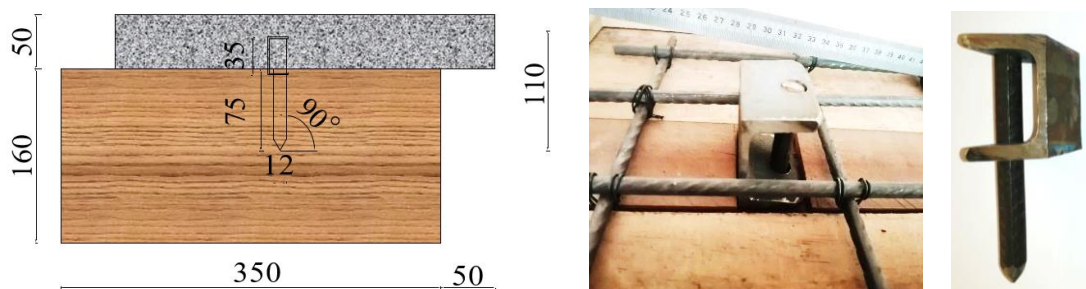


Figure 32 : Connexion combinant tige d'acier simple de 12 mm de diamètre et un profilé U (HA12U)

II. MATERIELS ET METHODES DE L'ESSAI PUSH-OUT

1. Dispositif expérimental

Des essais de cisaillement direct ont été réalisés sur des éprouvettes asymétriques avec sept types de connecteurs différents, afin de déterminer les relations charge-glisement et les modules de glissement des systèmes de connexion (K_s et K_u). Ce type d'essai a été choisi parce que les éprouvettes asymétriques sont plus légères, moins chers et plus rapides à construire que les éprouvettes symétriques, dans lesquels la poutre en bois est reliée à deux dalles de béton, l'une à gauche et l'autre à droite.

Les éprouvettes d'essais push-out dans notre étude sont faites de poutre en bois de section 50 mm x 160 mm et 350 mm de longueur et une dalle en béton de section 300 x 350mm² et 50 mm d'épaisseur. Les connecteurs sont les tiges d'aciers de hautes adhérences de diamètre 12mm et 14mm comme décrit précédemment. Les essais ont été effectués après 59 jours de béton avec un chargement constant.

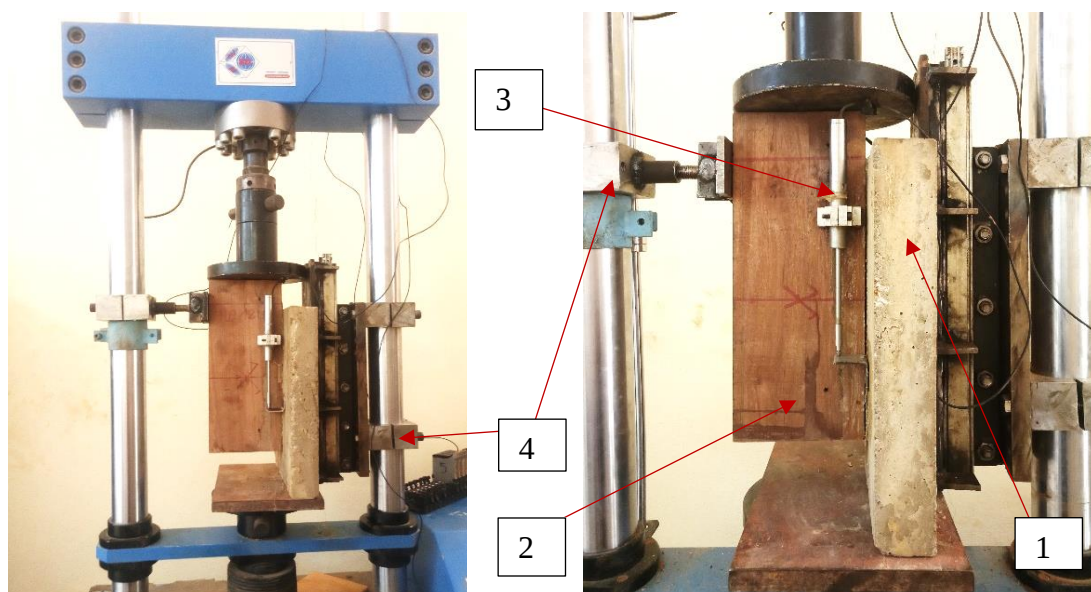


Figure 33 : Dispositif expérimental de l'essai push-out : (1) Béton 50×300×350mm³ ; (2) Bois 50×160×350mm³ ; (3) Capteur LVDT ; (4) Supports latéraux ;

Le Figure 33 présente le dispositif expérimental utilisé pour les essais push-out. Il est constitué d'une presse universelle électromécanique de capacité de charge de 300 kN possédant une centrale de pilotage et d'acquisition des données dont le capteur permet de mesurer l'effort appliqué. Le système d'acquisition de la presse permet l'enregistrement du déplacement du plateau bas. Le plateau bas de presse étant bloqué en rotation et le plateau supérieur rotulé. Deux capteurs LVDT sont utilisés sur chaque éprouvette testée pour mesurer simultanément

des deux côtés de l'éprouvette, le glissement à l'interface entre la dalle de béton et la poutre en bois. Chaque capteur a la capacité de mesurer jusqu'à 50 mm de glissement.

Les dispositifs de maintien latéraux ont été mis en place pour assurer la stabilité de l'éprouvette pendant l'essai. Un des dispositifs (côté dalle en béton) est équipé de roulement afin de réduire les frottements aux points de contact assurant le maintien de l'éprouvette. La vitesse d'application de la charge a été réglée à 2mm/min afin d'avoir un glissement de 15mm avec une durée totale d'essai de 15 min. L'essai est arrêté lorsqu'on observe une ruine de l'éprouvette ou lorsqu'on atteint un déplacement maximum de 40mm.

2. Méthodes d'analyse

Après l'essai, on déduit à partir des courbes charge-glissement et les observations faites pendant l'essai, la résistance, les paramètres de rigidité et le mode de ruine de la connexion. La résistance maximale de la connexion F_{max} correspond à la charge maximale atteinte avant ou à 15 mm de glissement (CEN,1991). Les modules de glissement (rigidité) à l'état de service K_S (module de glissement sécant à 40% de F_{max}) et à l'état ultime K_u (module de glissement sécant à 60% de F_{max}) sont calculés à partir des formules proposées par (Ceccotti, 1995) :

$$K_S = \frac{0,4 F_{max}}{\vartheta_{0.4}} \qquad K_u = \frac{0,6 F_{max}}{\vartheta_{0.6}}$$

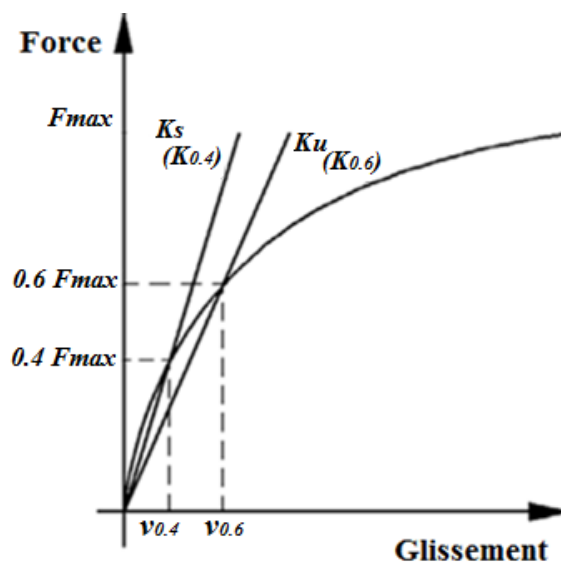


Figure 34 : Définition des modules de glissement

En ce qui concerne le mode de ruine qui peut être ductile ou fragile, il permet de renseigner sur le mode de rupture éventuelle de la structure mixte. Le paramètre de ductilité ∇ sert à quantifier le mode de ruine. Il est défini par (Decroly et al.) comme étant le ratio de la différence de la

résistance maximale et de la résistance à 15 mm de glissement par la résistance maximale.

$$\nabla = \frac{F_{\max} - F_{15\text{mm de déplacement}}}{F_{\max}} \times 100$$

Si ∇ est inférieur à 20% alors la connexion a un comportement ductile c'est-à-dire que la connexion peut résister à un glissement relatif de 15 mm avec une baisse de force inférieure à 20% de $F_{\max}$. Dans le cas contraire, elles ont un comportement fragile ou quasi-fragile.

CONCLUSION PARTIELLE

Nous avons présenté les caractéristiques des matériaux utilisés, suivi d'une description du dispositif expérimental et du mode opératoire employé pour l'essai push-out. Ce chapitre priorise beaucoup plus le volet matériels et méthodes qui donnera à la fin de l'essai, les données nécessaires pour caractériser les connecteurs. A la suite de ce chapitre, nous allons présenter les résultats obtenus et en faire une analyse.

CHAPITRE III : RÉSULTATS ET DISCUSSIONS

INTRODUCTION

Les essais push-out permettent d'obtenir les courbes forces-glissement. Dans ce chapitre, nous présentons dans un premier temps le comportement de chaque connexion (courbe force-glissement, résistance et rigidité en état de service et ultime) et leur mode de ruine. Dans un second temps, une analyse est faite sur les résultats obtenus des différents systèmes de connexion testés.

I. COMPORTEMENT ET MODE DE RUINE DE CHAQUE CONNEXION

1. Comportement des différentes connexions

Les figures 34 à 40 présentent les courbes force-glissement de chaque connexion. À l'exception du système de connexion combinant tige d'acier et profilé en U (HA12U), on observe une chute soudaine sur la plupart des courbes causée par l'écrasement du béton. Cette chute est beaucoup plus remarquable sur le système dont le connecteur est attaché sur le treillis à l'aide du fil de fer : HA12S3 (figure 34).

Pour la plupart des connexions de diamètre 12 mm (HA12U exclu) ; la rupture du béton se produit dans l'intervalle [5-15] mm et ceux de diamètre 14 mm ; la rupture survient plus rapidement ([2-9] mm).

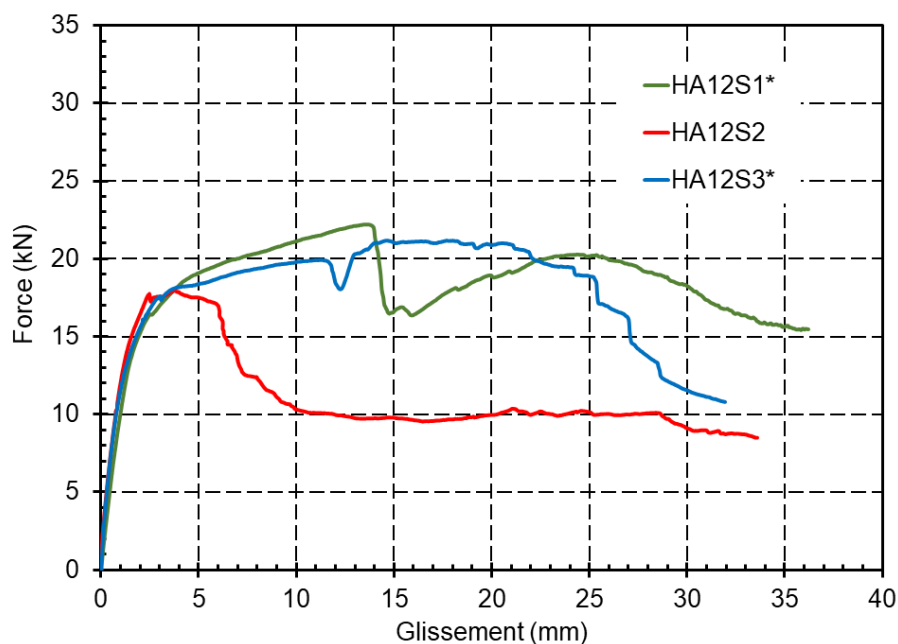


Figure 35 : Courbe force-glissement du système HA12S

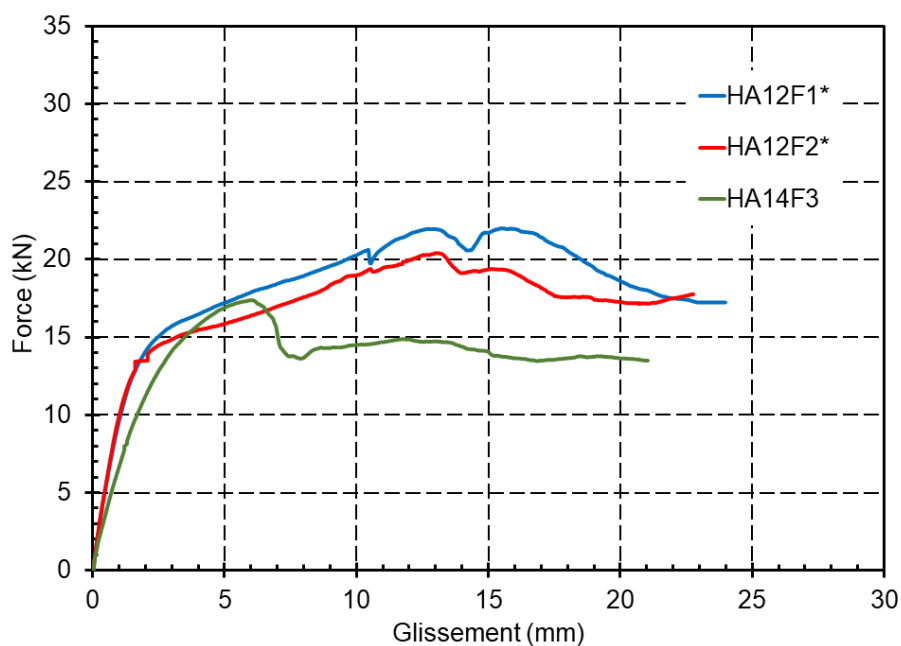


Figure 36 : Courbe force glissement du système HA12F

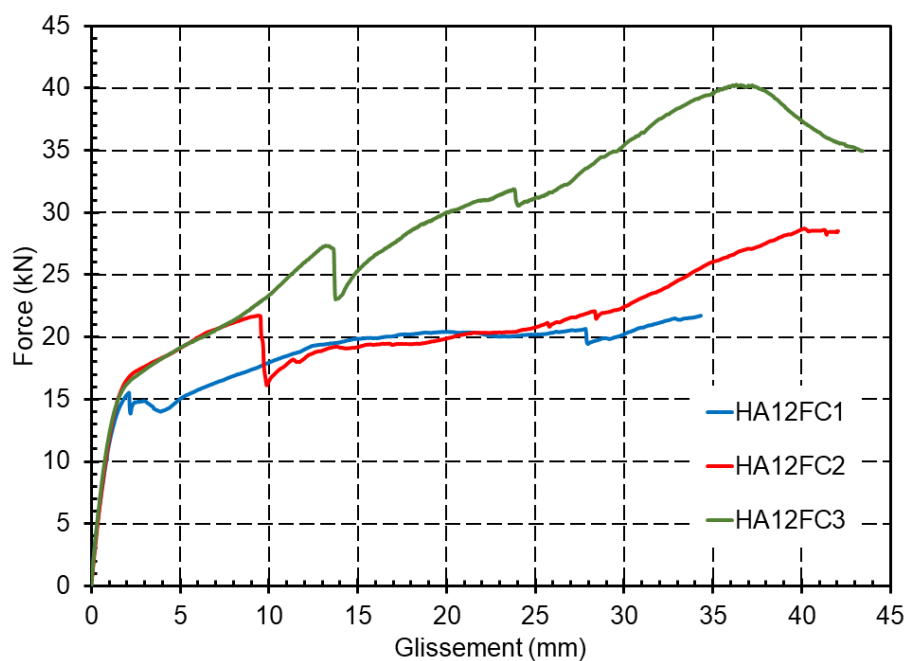


Figure 37 : Courbe force-glissement du système HA12FC

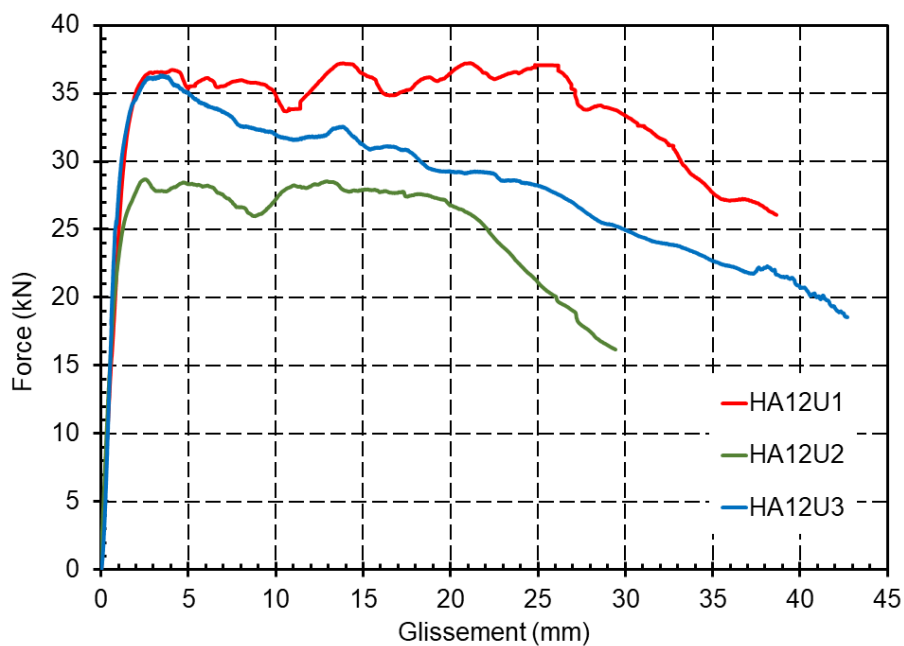


Figure 38 : Courbe force-glissement du système HA12U

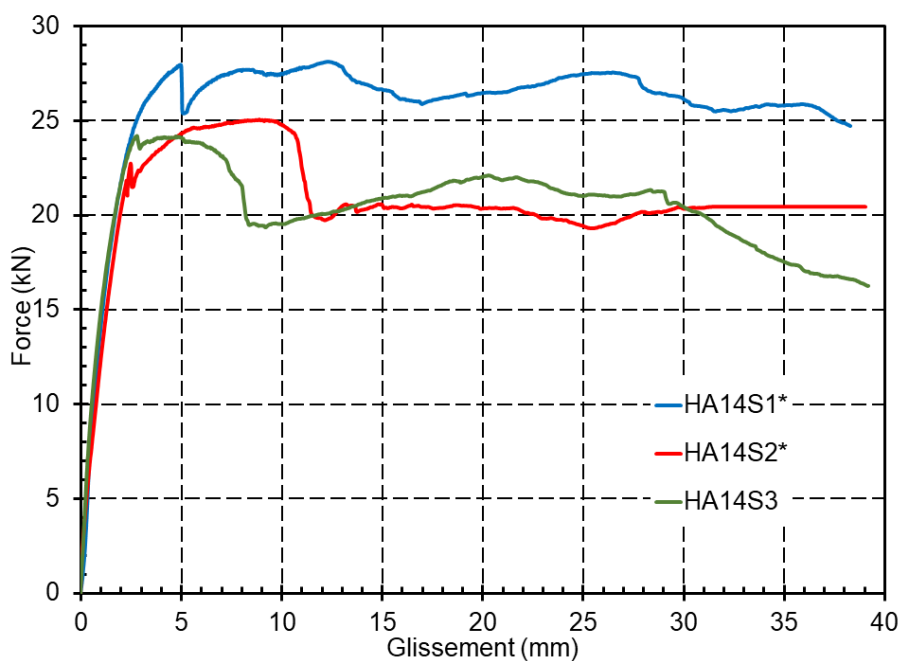


Figure 39 : Courbe force-glissement du système HA14S

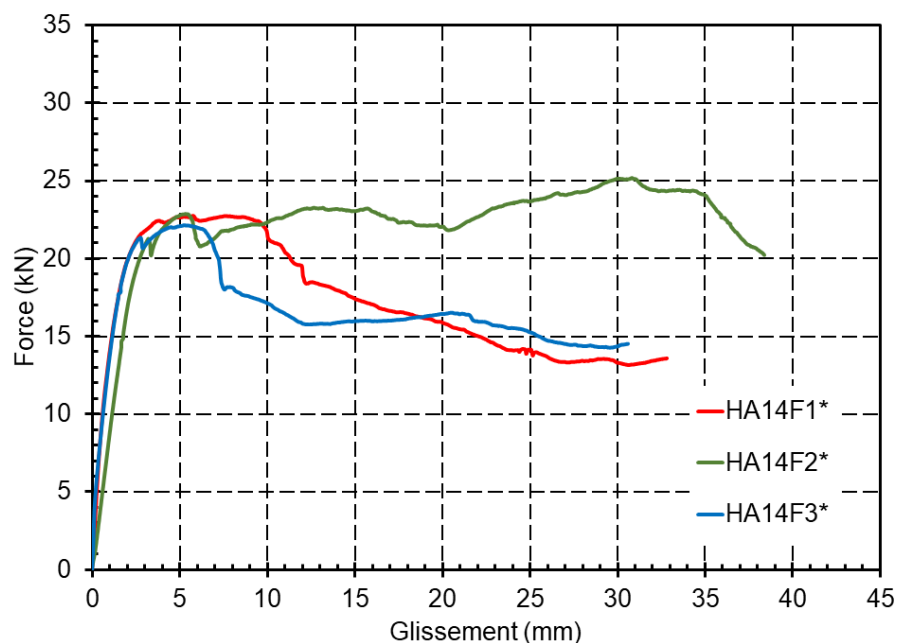


Figure 40 : Courbe force-glissement du système HA14F

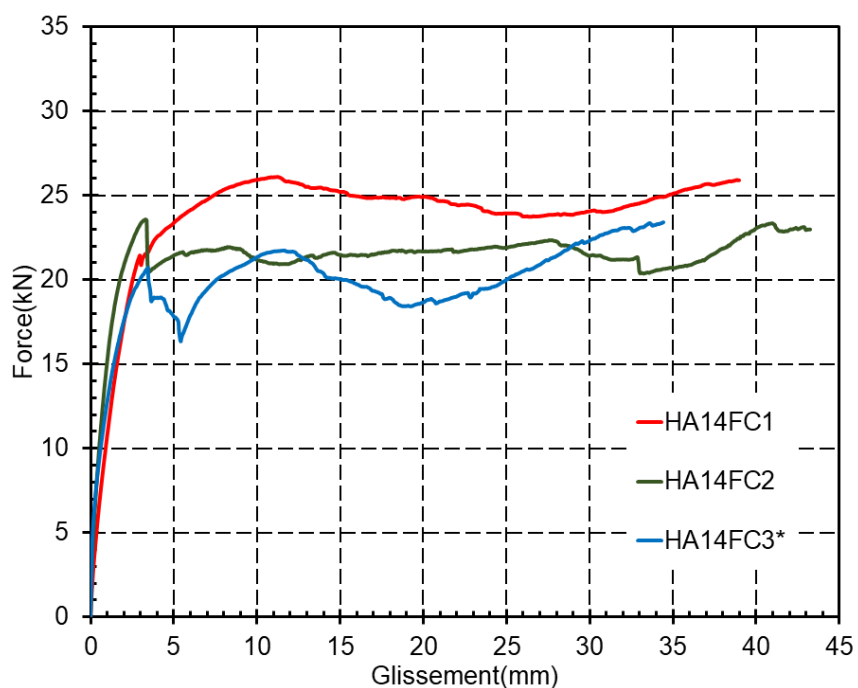


Figure 41 : Courbe force-glissement du système HA14FC

Le tableau 9 présente les valeurs de résistances, de rigidités et de ductilité des différents connecteurs testés. Les valeurs de glissement à la charge maximale y sont présentées.

Tableau 10 : Récapitulatif des différents paramètres des connexions testées

Connexion	Valeurs	F_{max} (kN)	v_{Fmax} (mm)	K_s (kN/mm)	K_u (kN/mm)	∇ (%)
HA12S (3essais)	Max-Min	22,22 - 17,96		15,84 - 11,06	13,18 - 9,83	
	Moyenne	20,45	10,69	13,48	11,27	24,00
	Écart type (CoV)	2,22 (11%)	6,01	2,39 (18%)	1,72 (16%)	
HA12F (3essais)	Max-Min	21,94 - 17,37		11,06 - 6,89	9,53 - 6,12	
	Moyenne	19,90	10,56	9,47	8,03	9,00
	Écart type (CoV)	2,32 (12%)	3,96	2,25 (24%)	1,74(22%)	
HA12FC (3essais)	Max-Min	27,38 - 19,32		13,38 - 10,69	11,75 - 8,60	
	Moyenne	23,00	12,54	12,94	10,38	7
	Écart type (CoV)	3,90 (17%)	2,86	0,44 (3%)	1,61 (16%)	
HA12U (3essais)	Max-Min	37,19 - 26,56		29,58 - 16,43	32,92 - 17,92	
	Moyenne	34,05	6,59	28,86	28,74	6
	Écart type (CoV)	4,68 (14%)	6,27	0,63 (2%)	3,74(13%)	
HA14S (3essais)	Max-Min	28,10 - 23,88		18,93 - 11,30	15,71 - 10,54	
	Moyenne	25,77	8,00	16,03	13,71	12
	Écart type (CoV)	2,06(8%)	4,81	3,17(20%)	2,24(17%)	
HA14F (3essais)	Max-Min	23,27 - 21,94		19,11 - 8,27	15,53 - 8,03	
	Moyenne	22,73	7,92	15,35	13,04	17
	Écart type (CoV)	0,56 (3%)	4,17	5,76 (38%)	3,72 (29%)	
HA14FC (3essais)	Max-Min	26,12 - 17,31		20,68 - 11,10	16,28 - 9,44	
	Moyenne	23,82	8,72	17,42	12,71	7
	Écart type (CoV)	2,19 (9%)	4,70	5,47 (31%)	3,43 (27%)	

Le détail de calculs pour toutes les connexions se trouvent en annexe 3

2. Mode de ruine des systèmes de connexion

Le mécanisme de ruine des différentes connexions a été observé pendant et après les essais. Pour toutes les connexions, on a observé des fissures transversales dans la dalle en béton accompagnées d'une chute de résistance. Toutes les connexions par tige d'acier simple (HA12S et HA14S) présentent une rotule plastique et un écrasement de béton sur la partie inférieure de la dalle en béton (Figure 42 et Figure 43). Cependant, on a observé une fissuration du bois pour la connexion HA12S. La connexion HA12S présente un comportement ductile même comme son paramètre de ductilité est légèrement supérieur à 20% ($\nabla = 24\%$) et la connexion HA14S un comportement assez ductile ($\nabla = 12\%$).

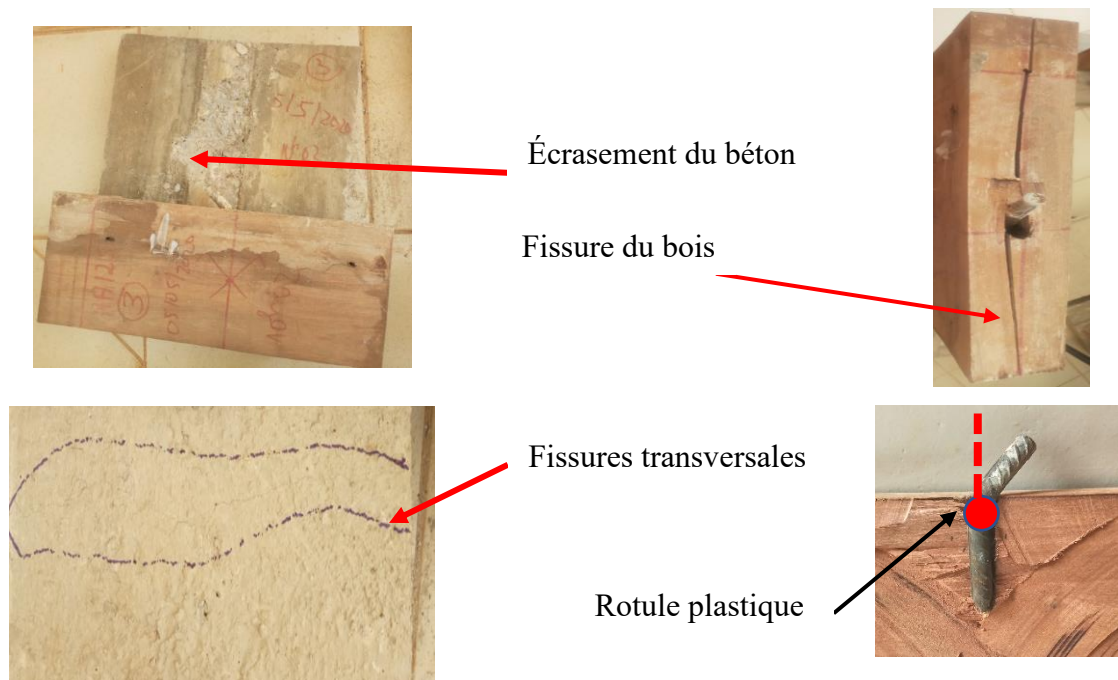


Figure 42 : Mode de ruine du système HA12S

Les connexions par tige d'acier fileté sans crochet (HA12F et HA14F) présentent une rotule plastique (Figure 44 et Figure 45). On remarque un écrasement du béton assez remarquable sur la connexion HA12F et une légère inflexion du connecteur lorsqu'il est attaché à l'aide d'un fil en fer sur les treillis. Les deux connexions ont un mode de rupture ductile dont le paramètre de ductile est en moyenne égale à 9% pour les HA12F et 17% pour les HA14F.

Les connexions par tige d'acier fileté avec crochet (HA12FC et HA14FC) présentent un mode de ruine ductile et un paramètre de ductilité identique (7%). On a également observé la formule d'une rotule plastique dans le connecteur et un écrasement de béton sur la partie supérieure de la dalle (Figure 46 et Figure 47).

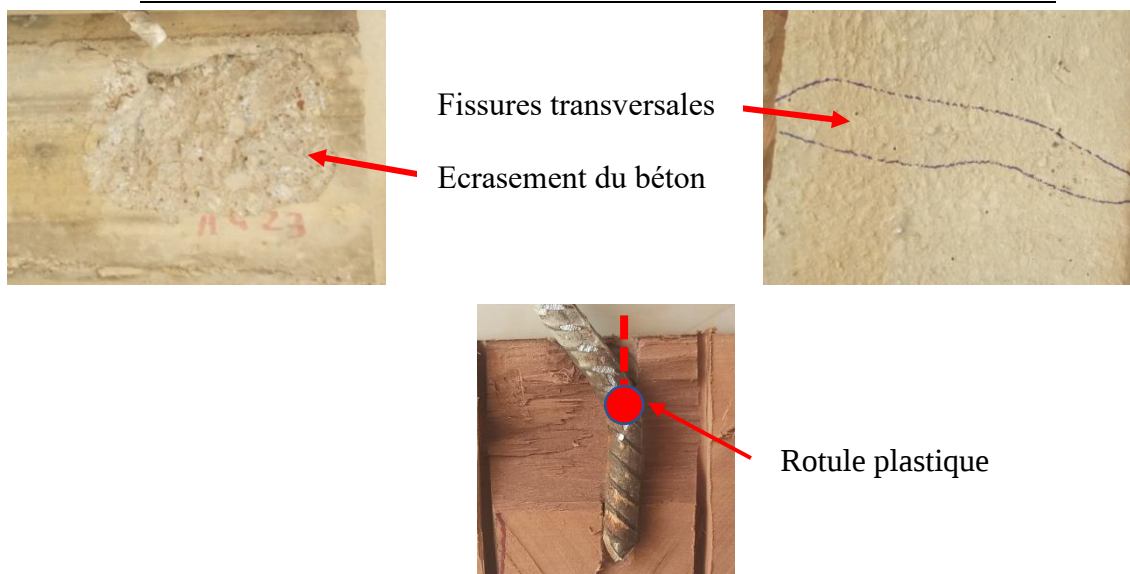


Figure 43 : Mode de ruine du système HA14S



Figure 44 : Mode de ruine du système HA12F

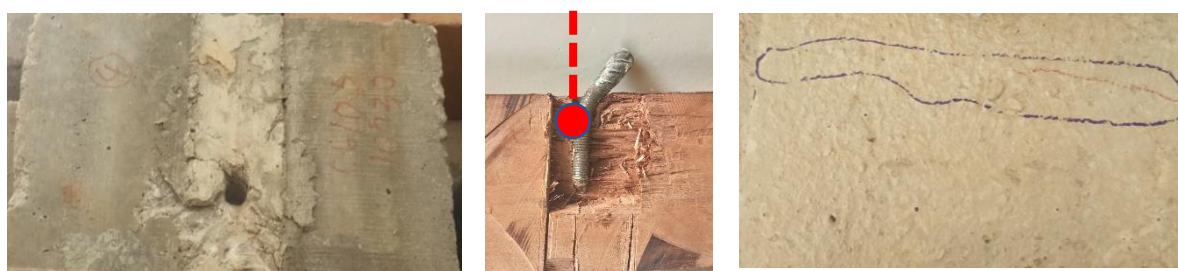


Figure 45 : Mode de ruine du système HA14F

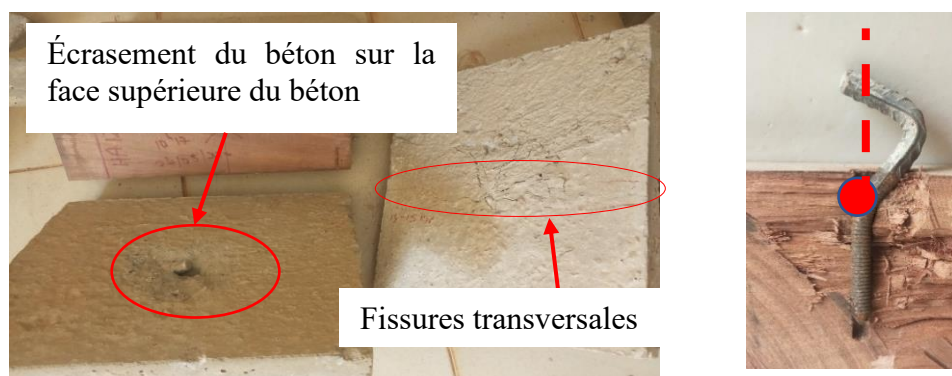


Figure 46 : Mode de ruine du système HA12FC

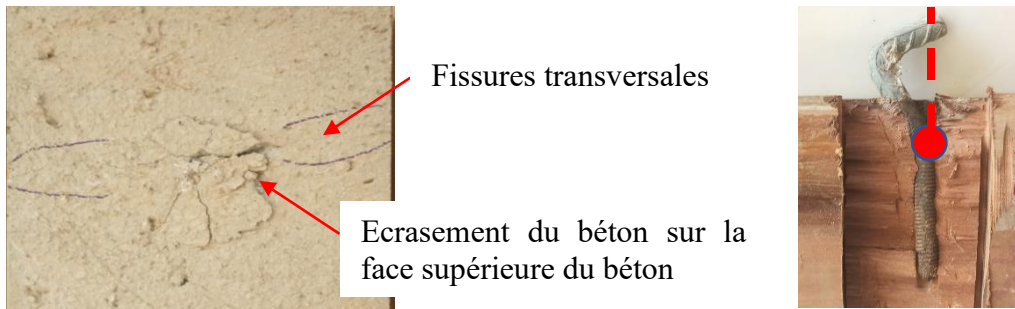


Figure 47 : Mode de ruine du système HA14FC

La connexion combinant tige d'acier simple et profilé en U (HA12U) présente une rotule plastique et un mode de ruine ductile ($\nabla = 6\%$). On a observé sur l'un des trois échantillons testés aucun écrasement de la dalle en béton mais un écrasement du bois (Figure 48). Sur ce même système de connexion, l'essai de cisaillement a provoqué sa rupture en laissant une partie du connecteur (profilé en U) dans la dalle.

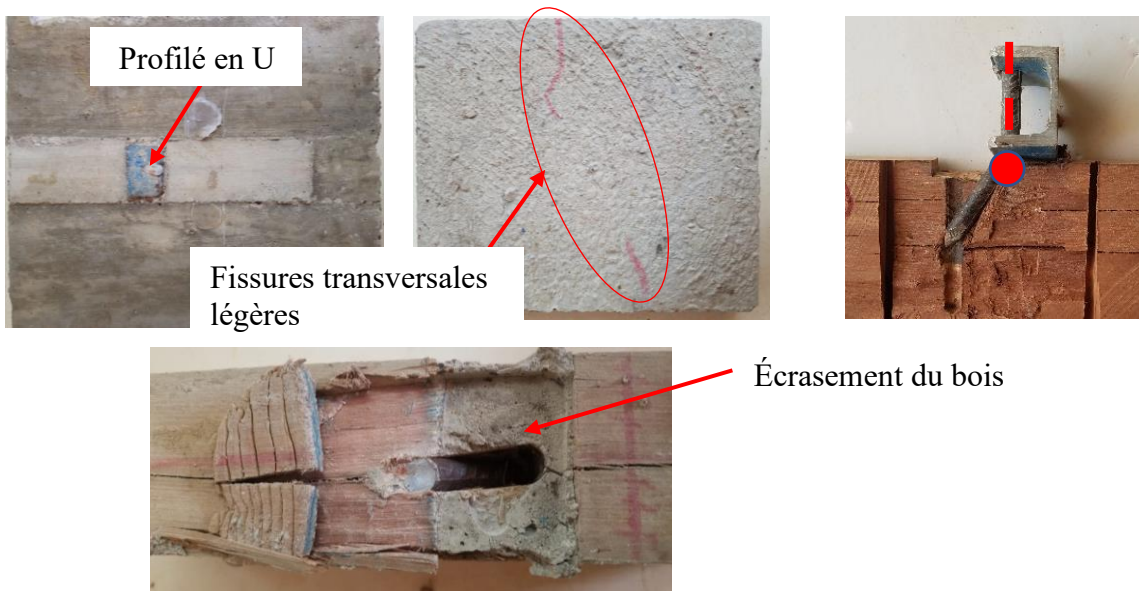


Figure 48 : Mode de ruine du système HA12U

II. COMPARAISON DES DIFFERENTS SYSTEMES DE CONNEXION

1. Capacité de résistance des systèmes de connexion

La Figure 49 présente l'histogramme les valeurs moyennes des capacités de résistance des connexions testées. Les barres d'erreur représentent les valeurs maximales et minimales obtenues pour chaque systèmes de connexions.

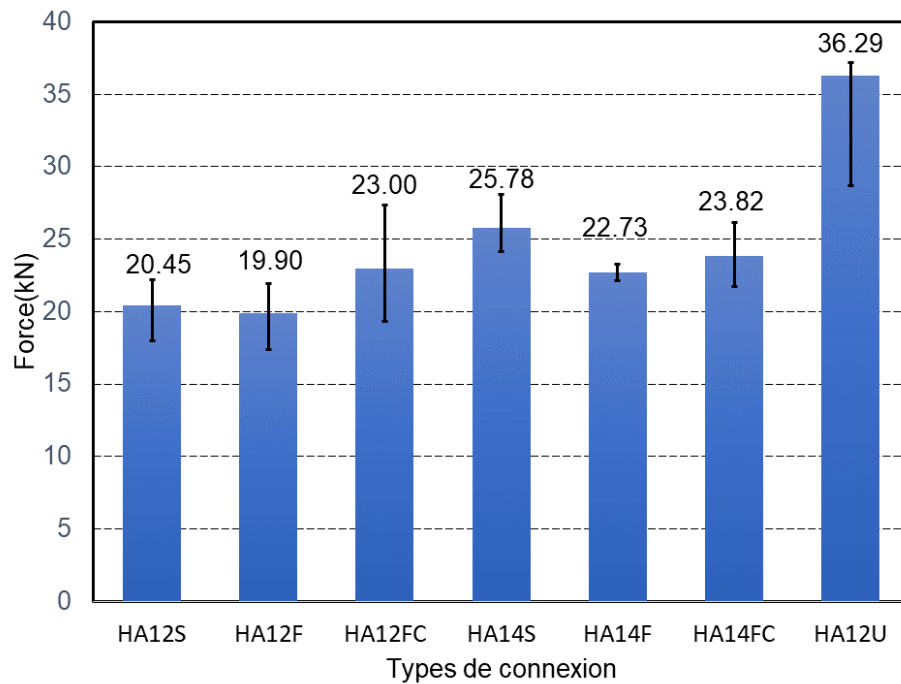


Figure 49 : Comparaison des capacités de résistance des différentes connexions

La connexion combinant tige d'acier et profilé en U (HA12U) est la plus résistante avec une valeur moyenne de 36,29 kN et la connexion par tige d'acier fileté de diamètre 12 mm la moins résistante avec une valeur moyenne de 19,90 kN.

La connexion combinant tige d'acier et profilé en U (HA12U) présente la plus grande dispersion de la capacité de résistance avec un coefficient de variation de 14% et la connexion par tige d'acier fileté sans crochet de diamètre 14 mm (HA14F) la plus petite dispersion de la capacité de résistance avec un coefficient de variation de 3%. Les connexions HA12S, HA12F, HA12FC, HA14S et HA14FC ont respectivement un coefficient de variation 11%, 12%, 17%, 8% et 9%.

La forme et le diamètre du connecteur influencent sur la résistance du connecteur. On constate que les connexions par tige d'acier simple (HA12S et HA14S) présentent des résistances plus élevées (respectivement 20,45 kN et 25,78 kN) que les connexions par tige d'acier filetée sans crochet (HA12F et HA14F de résistances respectives 19,90 kN et 22,73 kN). Cette différence est probablement due au filetage qui réduit le diamètre résistant du connecteur par conséquent sa résistance.

Lorsqu'on y ajoute le crochet au filetage (HA12FC et HA14FC) on observe une hausse de résistance de 19,90 kN à 23,00 kN et 22,73 kN à 23,82 kN respectivement. D'après la figure 49, pour les trois formes de connexions discutées ci-dessus, la résistance de la connexion augmente avec le diamètre du connecteur. On constate également que lorsqu'on ajoute à la tige

d'acier simple un profilé en U (HA12U), la résistance de la connexion augmente de 20,45kN à 36,29 kN soit une augmentation de plus de 78%.

2. Module de glissement

La Figure 50 présente l'histogramme des valeurs moyennes des rigidités des différents connecteurs. Les barres d'erreur représentent les valeurs minimales et maximales obtenues pour chaque système de connexion.

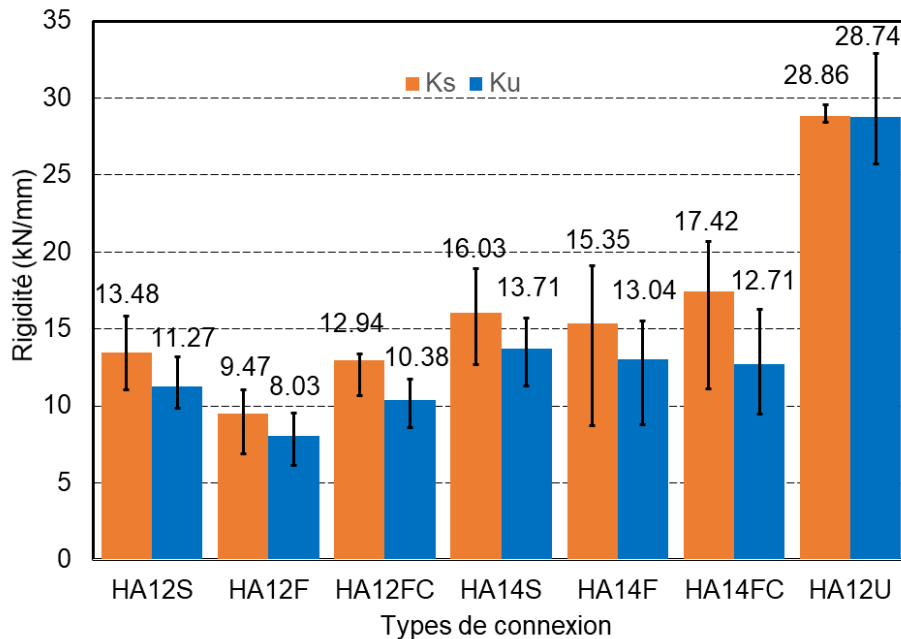


Figure 50 : Comparaison des rigidités moyennes des différentes connexions

La connexion combinant tige d'acier et profilé en U (HA12U) est la plus rigide dans les deux états limites avec respectivement des valeurs moyennes de 28,86 kN/mm et 28,74 kN/mm à l'ELS et l'ELU et la connexion par tige d'acier fileté de diamètre 12 mm la moins rigide dans les deux états limites avec respectivement des valeurs moyennes de 9,47 kN/mm et 8,03 kN/mm à l'ELS et l'ELU.

La connexion par tige d'acier fileté sans crochet de diamètre 14 mm (HA14F) présente la plus grande dispersion de rigidité avec respectivement un coefficient de variation de 38% et 29% à l'ELS et l'ELU. La connexion combinant tige d'acier et profilé en U (HA12U) présente la plus petite dispersion de rigidité avec respectivement un coefficient de variation de 2% et 13% à l'ELS et l'ELU. Les connexions HA12S, HA12F, HA12FC, HA14S et HA14FC ont respectivement un coefficient de variation à l'ELS de 18%, 24%, 3%, 20% et 31% et à l'ELU de 16%, 22%, 16%, 17% et 27%.

Les connexions par tige d'acier simple (HA12S et HA14S) présentent des rigidités un peu plus élevées que les connexions par tige d'acier fileté sans crochet (HA12F et HA14F). Mais les barres d'erreurs du HA14S et HA14F permettent de constater que ces valeurs sont pareilles.

Lorsqu'on y ajoute le crochet au filetage (HA12FC et HA14FC), on observe une hausse de rigidité de 37% et 15% respectivement à l'ELS. Mais à l'ELU, on observe plutôt une hausse de rigidité du HA12FC de 29% par rapport au HA12F et une baisse de 8% pour le HA14FC par rapport au HA14F. On constate également que la rigidité des trois connexions discutées ci-dessus augmente avec le diamètre.

En combinant la tige d'acier simple et le profilé en U (HA12U), la rigidité de la connexion vaut 28,86 kN/mm à l'ELS et 28,74 kN/mm à l'ELU. La rigidité du HA12U vaut 2 fois plus celui du HA12S.

La connexion combinant tige d'acier et profilé en U (HA12U) présente de bonnes performances en termes de résistance et de rigidité et a un comportement ductile. La connexion HA12U présente une résistance de 78% plus grande que la connexion par tige d'acier simple (HA12S). La connexion HA12U a une rigidité de 2 fois plus supérieure à la rigidité de la connexion par tige d'acier simple de diamètre 12 mm. Cela peut se justifier par le fait que le HA12U offre une grande section qui permet de profiter au mieux de la contrainte de compression du béton par rapport aux autres connecteurs (Deam et al., 2008). De par ses bonnes performances, il peut être utilisé pour obtenir de bon niveau d'action mixte.

La résistance et la rigidité les plus faibles sont ceux de la connexion par tige d'acier fileté de diamètre 12 mm.

La connexion par tige d'acier fileté sans crochet présente la résistance et les rigidités les plus faibles et lors de sa rupture, la dalle en béton et la poutre en bois se désolidarisent. Il serait assez difficile de concevoir des structures mixtes avec un bon niveau d'action mixte en utilisant ce système de connexion malgré sa facilité de mise en place.

Les connexions par tige d'acier simples présentent légèrement des caractéristiques meilleures que ceux par tige d'acier fileté avec crochet. Cependant il est préférable d'utiliser les connexions par tige d'acier fileté avec crochet même si on perd un peu de résistance car non seulement le connecteur par tige d'acier simple fragilise le bois lors de la réalisation (car il est battu dans le bois) mais aussi lors de sa rupture, on observe une désolidarisation entre le béton et le bois.

CONCLUSION PARTIELLE

Ce chapitre présente les résultats des essais expérimentaux sur les sept connexions testées. Une étude comparative sur les propriétés mécaniques des différentes connexions a été faite. Il en ressort que, la connexion HA12F présente les plus faibles performances mécaniques et la connexion HA12U a les performances mécaniques les plus élevées. De manière générale, on a observé des fissures transversales sur la dalle en béton et une rotule plastique lors de la déformation des connecteurs.

CONCLUSION ET PERSPECTIVES

La structure mixte bois béton est l'une des nouvelles technologies ayant le meilleur bilan environnemental tout en étant techniquement et économiquement performantes. Depuis quelques années, les connecteurs ont été développés afin de rendre l'action mixte quasi parfaite. L'objectif de ce mémoire était de faire l'analyse du comportement mécanique des connexions par tige d'acier pour les structures mixtes bois béton et faire une comparaison des différents connecteurs testés.

La revue de la littérature au premier chapitre a clairement confirmé l'importance des connecteurs. L'action mixte ne sera réalisée qu'avec un connecteur relativement rigide qui empêche presque tout glissement entre la dalle en béton et la poutre en bois.

Le deuxième chapitre décrit les matériaux utilisés et l'essai push-out donc le but est de déterminer la capacité de résistance, la capacité de rigidité et le mode de ruine des systèmes de connexion. Le bois utilisé est du Kosipo avec une masse volumique de $684,10 \text{ kg/m}^3$, un béton utilisé à une valeur moyenne de résistance à la compression de 22,7 MPa. À l'issue de la mise au point du protocole d'essai, sept différentes connexions ont été testées : deux connexions par tige d'acier simple de diamètre 12 mm (HA12S) et de diamètre 14 mm (HA14S) ; deux connexions par tige d'acier fileté sans crochet de diamètre 12 mm (HA12F) et de diamètre 14 mm (HA14F) ; deux connexions par tige d'acier fileté avec crochet de diamètre 12 mm (HA12FC) et de diamètre 14 mm (HA14FC) ; et une connexion combinant une tige d'acier simple et un profilé en U (HA12U).

Les résultats obtenus ont permis de faire une comparaison sur les connexions testées. De tous les systèmes de connexion, la connexion combinant tige d'acier et profilé U (HA12U) a présenté les meilleures performances mécaniques et la connexion HA12F possède les plus faibles performances mécaniques. Des comparaisons faites entre les connexions par tige d'acier simple, filetée sans crochet et filetée avec crochet, il en ressort que la connexion HA14FC a présenté aux vues de tous les paramètres pris en compte un rendement meilleur.

Ce mémoire constitue une suite des travaux effectués sur les systèmes de connexion localement disponibles et plusieurs perspectives peuvent être dégagées à la suite de ce travail. Il serait judicieux :

- ❖ De tester d'autres types de connecteurs tels que les connecteurs continus ou les connecteurs par collage tout en augmentant la résistance à la compression du béton afin de limiter la rupture précoce du béton ;

*Analyse du comportement mécanique des connexions par tige d'acier
pour les structures mixtes bois béton*

- ❖ Étendre l'étude de l'attache des connecteurs sur les treillis disposés dans le béton ;
- ❖ De faire une modélisation sur la connexion HA14U pour pouvoir confirmer l'augmentation des caractéristiques mécaniques des connexions testées avec le diamètre de la tige d'acier ;
- ❖ Étendre l'étude des structures mixtes avec d'autres essences de bois et de béton ;

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Benítez, M.F. (2000). Development and testing of timber/concrete shear connectors. *Ind. Constr.* 2, 3.
- Benoit, Y. (2011). *Le guide des essences de bois : 74 essences, les choisir, les reconnaître, les utiliser-13 nouvelles essences* (Editions Eyrolles).
- Branco, J.M., Cruz, P.J., and Piazza, M. (2009). Experimental analysis of laterally loaded nailed timber-to-concrete connections. *Constr. Build. Mater.* 23, 400–410.
- Carvalho, E.P., and Carrasco, E.V.M. (2010). Influence of test specimen on experimental characterization of timber–concrete composite joints. *Constr. Build. Mater.* 24, 1313–1322.
- Ceccotti, A. (1995). Timber-concrete composite structures. *Timber Eng. Step* 2.
- Ceccotti, A. (2002). Composite concrete-timber structures. *Prog. Struct. Eng. Mater.* 4, 264–275.
- CEN (1991). EN 26891 - Structures en bois - Assemblages réalisés avec des éléments mécaniques de fixation - Principes généraux pour la détermination des caractéristiques de résistance et de déformation. Bruxelles, Belgique.
- CEN (2009). EN 408 - Structures en bois - Bois de structure et bois lamellé collé - Détermination de certaines propriétés physiques et mécaniques.
- Clouston, P., Civjan, S., and Bathon, L. (2004). Experimental behavior of a continuous metal connector for a wood-concrete composite system. *For. Prod. J.* 54, 1.
- Clouston, P., Bathon, L.A., and Schreyer, A. (2005). Shear and bending performance of a novel wood–concrete composite system. *J. Struct. Eng.* 131, 1404–1412.
- Deam, B.L., Fragiacomio, M., and Buchanan, A.H. (2008). Connections for composite concrete slab and LVL flooring systems. *Mater. Struct.* 41, 495–507.
- Decroly, D.D., Messan, A., Fournely, E., and Bouchaïr, A. (2018). Étude Expérimentale du Comportement Mécanique de Poutres Mixtes Bois-Béton avec Connexion par Tige d'Acier HA Filetée.
- Dias, A.M.P.G. (2005). Mechanical behaviour of timber-concrete joints.
- Djoubissie, D.D., Messan, A., Fournely, E., Bouchaïr, A., and Tsobnang, F. (2016). Évaluation des caractéristiques mécaniques des connexions par entaille et barre d'acier ha filetée dans les poutres mixtes bois-béton/assessment of mechanical behaviour of notch connections with threaded rebar in composite wood-concrete beams. In *Annales Du Bâtiment et Des Travaux Publics*, (Editions ESKA), p. 6.
- Djoubissie, D.D., Messan, A., Fournely, E., and Bouchaïr, A. (2018). Experimental study of the mechanical behavior of timber-concrete shear connections with threaded reinforcing bars. *Eng. Struct.* 172, 997–1010.
- Eurocode V, V. (1996). Structures en bois aux états limites. Introduction à l'Eurocode V.

Matériaux et bases de calcul. Edition Eurolles (ISBN2-212-11832-5).

Frangi, A., and Fontana, M. (2001). A design model for the fire resistance of timber-concrete composite slabs. In IABSE Symposium Report, (International Association for Bridge and Structural Engineering), pp. 35–40.

Guardigli, L., Monari, F., and Bragadin, M.A. (2011). Assessing environmental impact of green buildings through LCA methods: A comparison between reinforced concrete and wood structures in the European context. *Procedia Eng.* 21, 1199–1206.

Gutkowski, R.M., Brown, K., Shigidi, A., and Natterer, J. (2004). Investigation of notched composite wood–concrete connections. *J. Struct. Eng.* 130, 1553–1561.

Holschemacher, K., Klotz, S., and Weibe, D. (2002). Application of steel fibre reinforced concrete for timber-concrete composite constructions. *Lacer* 7, 161–170.

Kavaliauskas, S., Kvedaras, A.K., and Valiūnas, B. (2007). Mechanical behaviour of timber-to-concrete connections with inclined screws. *J. Civ. Eng. Manag.* 13, 193–199.

Laplanche, K. (2006). Etude du comportement au feu des assemblages de structures bois: approche expérimentale et modélisation. PhD Thesis.

LeBorgne, M., and Gutkowski, R. (2010). Effects of various admixtures and shear keys in wood–concrete composite beams. *Constr. Build. Mater.* 24, 1730–1738.

Lukaszewska, E. (2009a). Development of prefabricated timber-concrete composite floors. PhD Thesis. Luleå tekniska universitet.

Lukaszewska, E. (2009b). Development of prefabricated timber-concrete composite floors. PhD Thesis. Luleå tekniska universitet.

Luu, T. (2019). CE 333-141: Reinforced Concrete Design.

Manthey, M. (2015). Comportement des poutres mixtes bois-béton sous sollicitations accidentelles. PhD Thesis. Rennes, INSA.

Miotto, J., and Dias, A. (2008). Glulam-concrete composite structures: Experimental investigation into the connection system. In *Proc. of the 10th World Conference on Timber Engineering*, p.

Mungwa, M.S., Jullien, J.-F., Foudjet, A., and Hentges, G. (1999). Experimental study of a composite wood–concrete beam with the INSA–Hilti new flexible shear connector. *Constr. Build. Mater.* 13, 371–382.

Natterer, J., Hamm, J., and Favre, P. (1996). Composite wood-concrete floors for multi-story buildings. In *Proceedings of the International Wood Engineering Conference*, pp. 431–435.

Oudjene, M., Meghlat, E.-M., Ait-Aider, H., and Batoz, J.-L. (2013). Non-linear finite element modelling of the structural behaviour of screwed timber-to-concrete composite connections. *Compos. Struct.* 102, 20–28.

Sore, S.O., Messan, A., Prud'homme, E., Escadeillas, G., and Tsobnang, F. (2016). Synthesis and characterization of geopolymer binders based on local materials from Burkina Faso–

Metakaolin and rice husk ash. *Constr. Build. Mater.* 124, 301–311.

Van der Linden, M. (1999). Timber—concrete composite floor systems. Delft Univ. Technol. Ph Thesis.

Werner, L., Seim, E., and Kühnborn, S. (2016). Adhesive-bonded timber-concrete composites - experimental investigation of thermal-hygic effects, in: *Proceedings of the 14th World Conference on Timber Engineering*. Eng. Struct. 125, 167–178.

Yeoh, D.E.C. (2010). Behaviour and design of timber-concrete composite floor system.

Zhu, W., Yang, H., Liu, W., Shi, B., Ling, Z., and Tao, H. (2019). Experimental investigation on innovative connections for timber—concrete composite systems. *Constr. Build. Mater.* 207, 345–356.

ANNEXES

Annexe 1 : Caractéristiques du sable	II
Annexe 2 : Caractéristiques du gravier	III
Annexe 3 : Détails des résultats de paramètres des connexions testées.....	VI

Annexe 1 : Caractéristiques du sable

ANALYSE GRANULOMETRIQUE

Poids initial sec (g): 1500 g					
Modules AFNOR	f tamis mm	Refus partiels (g)	Refus cumulés (g)	% Refus cumulés	% Passants cumulés
46	31,5		0,0	0,000	100,0
45	25		0,0	0,000	100,0
44	20		0,0	0,000	100,0
43	16		0,0	0,000	100,0
42	12,5		0,0	0,000	100,0
41	10		0,0	0,000	100,0
40	8		0,0	0,000	100,0
39	6,3		0,0	0,000	100,0
38	5		0,0	0,000	100,0
37	4	0,28	0,28	0,019	99,98
36	3,15	5,12	5,4	0,360	99,64
35	2,5	14,75	20,2	1,343	98,66
34	2	29,38	49,5	3,302	96,70
33	1,6		49,5	3,302	96,70
32	1,25	104,12	153,7	10,243	89,76
31	1	78,53	232,2	15,479	84,52
30	0,8	121,82	354,0	23,600	76,40
29	0,63	161,11	515,1	34,341	65,66
28	0,5	364,81	879,9	58,661	41,34
27	0,4	230,04	1 110,0	73,997	26,00
26	0,315	108,94	1 218,9	81,260	18,74
25	0,25	131,78	1 350,7	90,045	9,95
24	0,2	49,34	1 400,0	93,335	6,67
23	0,16		1 400,0	93,335	6,67
22	0,125	37,84	1 437,9	95,857	4,14
21	0,1		1 437,9	95,857	4,14
20	0,08	10,64	1 448,5	96,567	3,43
19	Fond	20			

❖ **Calcul du module de finesse (Mf)**

Le module de finesse permet de quantifier le caractère plus ou moins fin d'un sable

Les sables doivent présenter une granulométrie telle que les éléments fins ne soient ni en excès, ni en trop faible proportion.

$$Mf = \frac{1}{100} \times \sum \text{Refus cumulés tamis (5 - 2,5 - 1,25 - 0,63 - 0,315 - 0,16)}$$

$$M_f = 2,21$$

❖ **Coefficient de courbure – Coefficient d'uniformité**

- **Coefficient de courbure noté C_c** : permet de décrire la forme de la courbe granulométrique

$$C_c = \frac{(d_{30})^2}{(d_{60} \times d_{10})}$$

$$C_c = 1,23$$

- **Coefficient d'uniformité noté C_u** : permet d'exprimer l'étalement de la courbe granulométrique

$$C_u = d_{60}/d_{10}$$

$$C_u = 2,4$$

d_{60} , d_{30} et d_{10} représentent respectivement les tamis correspondant à 60%, 30% et 10% du passant cumulé sur la courbe granulométrique. Ce qui donne les valeurs suivantes :

$$d_{60} = 0,6 \text{ mm} ; d_{30} = 0,43 \text{ mm} ; d_{10} = 0,25 \text{ mm} ;$$

DENSITÉ APPARENTE DU SABLE

DENSITE APPARENTE DU SABLE				
CARACTERISTIQUES DU RECIPIENT		NUMERO D'ESSAIS		
		1	2	3
Masse du récipient	Mo (g)	309,00	309,00	309,00
Masse du récipient rempli	M1 (g)	1823,00	1847,00	1849,00
Masse des granulats	M2=M1-Mo (g)	1514,00	1538,00	1540,00
Volume	V (cm ³)	1000,00	1000,00	1000,00
Masse Volumique Apparente : $\rho_b = M2/V$	ρ_b (g/cm ³)	1,51	1,54	1,54
	ρ_b (kg/cm ³)	1,53		

Annexe 2 : Caractéristiques du gravier

ANALYSE GRANULOMÉTRIQUE

Poids initial sec (g): 3000 g					
Modules AFNOR	f tamis mm	Refus partiels	Refus cumulés	% Refus cumulés	% Passants cumulés
50	80				
49	63				
48	50				
47	40				
46	31,5				
45	25	0,0	0,0	0,0	100,0
44	20	0,0	0,0	0,0	100,0
43	16	313,3	313,3	10,4	89,6
42	12,5	1 595,1	1 908,4	63,6	36,4
41	10	814,9	2 723,3	90,8	9,2
40	8	250,0	2 973,2	99,1	0,9
39	6,3	23,1	2 996,3	99,9	0,1
38	5	1,8	2 998,1	99,9	0,1
37	Fond				

❖ **Coefficient de courbure – Coefficient d'uniformité**

- **Coefficient de courbure noté C_c** : permet de décrire la forme de la courbe granulométrique

$$C_c = \frac{(d_{30})^2}{(d_{60} \times d_{10})}$$

$$C_c = 1,02$$

- **Coefficient d'uniformité noté C_u** : permet d'exprimer l'étalement de la courbe granulométrique

$$C_u = d_{60}/d_{10}$$

$$C_u = 1,22$$

d_{60} , d_{30} et d_{10} représentent respectivement les tamis correspondant à 60%, 30% et 10% du passant cumulé sur la courbe granulométrique. Ce qui donne les valeurs suivantes :

$$d_{60} = 14,05 \text{ mm} ; d_{30} = 10,02 \text{ mm} ; d_{10} = 11,92 \text{ mm} ;$$

DENSITÉ APPARENTE DU GRAVIER

DENSITE APPARENTE DU GRAVIER				
CARACTERISTIQUES DU RECIPIENT		NUMERO D'ESSAIS		
		1	2	3
Masse du récipient	Mo (g)	6156,00	6156,00	6156,00
Masse du réc rempli	M1 (g)	8507,00	8538,00	8515,00
Masse des granulats	M2=M1-Mo (g)	2351,00	2382,00	2359,00
Volume	V (cm ³)	1000,00	1000,00	1000,00
Masse Volumique Apparente : $\rho_b = M2/V$	ρ_b (g/cm ³)	1,50	1,52	1,50
	ρ_b (kg/cm ³)	1,51		

Annexe 3 : Détails des résultats de paramètres des connexions testées

HA12F							
Connexion	HA12F1	HA12F3	HA12F4	Moyenne	Ecart type	Max	Min
Fmax	21,94	20,39	17,37	19,90	2,32	21,94	17,37
v_{Fmax}	12,70	12,99	5,99	10,56	3,96	12,99	5,99
Ks	10,46	11,06	6,89	9,47	2,25	11,06	6,89
Ku	8,45	9,53	6,12	8,03	1,74	9,53	6,12
∇	1,13	5,15	19,19	8,49	9,48	19,19	1,13

HA14F							
Connexion	HA14F2	HA14F3	HA14F5	Moyenne	Ecart type	Max	Min
Fmax	22,75	23,27	22,15	22,73	0,56	23,27	22,15
v_{Fmax}	5,76	12,72	5,27	7,92	4,17	12,72	5,27
Ks	18,22	8,72	19,11	15,35	5,76	19,11	8,72
Ku	15,53	8,76	14,83	13,04	3,72	15,53	8,76
∇	23,40	0,95	27,87	17,41	14,43	27,87	0,95

HA12S							
Connexion	HA12S1	HA12S3	HA12S5	Moyenne	Ecart type	Max	Min
Fmax	22,22	17,96	21,18	20,45	2,22	22,22	17,96
v_{Fmax}	13,62	3,77	14,67	10,69	6,01	14,67	3,77
Ks	11,06	15,84	13,54	13,48	2,39	15,84	11,06
Ku	9,83	13,18	10,80	11,27	1,72	13,18	9,83
∇	25,04	45,43	0,57	23,68	22,46	45,43	0,57

HA14S							
Connexion	HA14S3	HA14S4	HA14S5	Moyenne	Ecart type	Max	Min
Fmax	28,10	25,05	24,17	25,77	2,06	28,10	24,17
v_{Fmax}	12,30	8,89	2,81	8,00	4,81	12,30	2,81
Ks	16,51	12,65	18,93	16,03	3,17	18,93	12,65
Ku	14,13	11,29	15,71	13,71	2,24	15,71	11,29
∇	5,22	18,10	13,64	12,32	6,54	18,10	5,22

HA12FC							
Connexion	HA12FC1	HA12FC2	HA12FC5	Moyenne	Ecart type	Max	Min
Fmax	19,90	21,72	27,38	23,00	3,90	27,38	19,32
v_{Fmax}	15,00	9,39	13,21	12,54	2,86	15,00	9,39
Ks	12,49	12,96	13,38	12,94	0,44	13,38	10,69
Ku	10,78	11,75	8,60	10,38	1,61	11,75	8,60
∇	0,00	11,71	7,64	6,45	5,95	11,71	0,00

HA14FC							
Connexion	HA14FC1	HA14FC3	HA14FC5	Moyenne	Ecart type	Max	Min
Fmax	26,12	23,58	21,76	23,82	2,19	26,12	21,76
v_{Fmax}	11,21	3,30	11,65	8,72	4,70	11,65	3,30
Ks	11,10	20,48	20,68	17,42	5,47	20,68	11,10
Ku	9,44	16,28	12,43	12,71	3,43	16,28	9,44
∇	3,40	8,89	7,76	6,69	2,90	8,89	3,40

HA12U							
Connexion	HA12U1	HA12U3	HA12U4	Moyenne	Ecart type	Max	Min
Fmax	37,19	28,67	36,29	34,05	4,68	37,19	28,67
v_{Fmax}	13,82	2,58	3,38	6,59	6,27	13,82	2,58
Ks	28,41	28,60	29,58	28,86	0,63	29,58	28,41
Ku	25,70	27,60	32,92	28,74	3,74	32,92	25,70
∇	2,12	2,65	14,05	6,27	6,74	14,05	2,12