



# ETUDE

CARACTERISATION  
DE LA RAIDEUR D'ASSEMBLAGES  
DE STRUCTURES EN BOIS

## PARTIE 4

RAPPORT DE SYNTHESE

## **AVERTISSEMENT**

Cette publication vise à mettre à disposition des acteurs de la construction les résultats d'études menées dans le cadre des travaux de la Commission Technique d'ADIVbois.

ADIVbois ne saurait être tenu pour responsable des omissions, inexactitudes ou erreurs que pourrait contenir cette publication et qui résulteraient de la retranscription de ces études, réalisées sous la responsabilité de leurs auteurs respectifs, et auxquelles le lecteur est invité à se référer directement.

ADIVbois souligne également que les éléments et recommandations retranscrites dans le présent ouvrage présentent un caractère informatif et ne sauraient en aucun cas se substituer, même pour partie, aux études techniques et juridiques, tant au stade de la conception que de l'exécution, qui incombent à chaque acteur de la construction dans le cadre des projets auxquels il pourra être amené à participer.

### **Droits d'auteur - copyright ©**

L'ensemble de ce document relève de la législation française et internationale sur le droit d'auteur et la propriété intellectuelle. Tous les droits de reproduction sont réservés, y compris pour les documents téléchargeables et les représentations iconographiques et photographiques.

La reproduction de tout ou partie de ce document, y compris sur un support électronique quel qu'il soit est formellement interdite sauf autorisation expresse d'ADIVbois, du Codifab et des réalisateurs de l'étude.

## PRÉAMBULE

Depuis 2016, l'Association pour le Développement des Immeubles à Vivre Bois porte un projet innovant reposant sur des immeubles bois de moyenne et grande hauteur, qui se distinguent par des solutions structurelles bois et des aménagements intérieurs faisant appel au bois.

Ce projet innovant va de pair avec un important travail collectif (études, benchmark, prototypages) visant à accompagner la réalisation d'immeubles démonstrateurs.

La Commission Technique d'ADIVbois a lancé, depuis 2016, un nombre conséquent de travaux dans le cadre d'ateliers thématiques (structure, incendie, acoustique, enveloppe, environnement...) et d'études afin d'accompagner la conception et la réalisation des Immeubles à Vivre Bois. L'objectif de ces travaux est de favoriser la levée de freins technico-réglementaires et d'être partagés avec la collectivité.

Le présent document s'inscrit dans cette démarche.

L'étude présentée vise à caractériser et à établir des moyens d'évaluation de la raideur des assemblages de forte capacité

Elle a été menée par l'association du CRITTbois et du LERMAB.

# CARACTERISATION DE LA RAIDEUR D'ASSEMBLAGES DE STRUCTURES EN BOIS

L'association ADIVbois travaille depuis plusieurs années pour accompagner l'émergence de Bâtiments en Bois de Grand Hauteur (BBGH) en France.

Les études de cas, menées en 2017, ont permis d'identifier plusieurs points fondamentaux à prendre en compte dans la démarche de conception d'un BBGH, et l'évaluation fine de la raideur des assemblages au sein des structures en bois est un point critique qui méritait l'attention de l'atelier structures.

En effet, l'augmentation de la hauteur des immeubles bois, et le recours à des assemblages permettant le transfert d'efforts de plus en plus importants au sein des structures, font que les immeubles deviennent plus sensibles au comportement de ces dits assemblages.

Lors de la construction des immeubles de moyenne et grande hauteur, la raideur de la structure est un paramètre clé pour la bonne modélisation et la justification du projet. La prise en compte des raideurs élastiques dans les connexions entre éléments en bois est indispensable pour rendre compte du comportement global de la structure. Pour cela, l'ingénieur se doit de disposer de la valeur de la raideur des assemblages la plus précise possible.

La problématique de la raideur des assemblages est en outre une thématique bien particulière, car il n'y a pas de moyen pour l'ingénieur calculateur de « se placer du côté de la sécurité » pour mener sa conception :

- Si la raideur est sous-estimée, les déplacements sont alors certes surestimés, mais les efforts au sein des organes d'assemblages peuvent être plus importants que prévus et potentiellement entraîner des ruptures non maîtrisées dans les nœuds d'assemblages
- Si la raideur est surestimée, les efforts dans les assemblages peuvent certes être inférieurs aux actions prévues, mais les déplacements calculés sont alors sous-estimés, ce qui peut entraîner des inconforts ou pire une impropriété à l'usage.

Actuellement, l'Eurocode 5 propose une méthode de calcul de la raideur de ces assemblages très approximative, peu adaptée aux configurations possibles des immeubles de grande hauteur (avec un nombre d'organes important), transmettant éventuellement des moments ou encore faisant appel à des montages moins répandus (CLT, vissage à 30° ou 45°). Ces outils ne permettent pas d'assurer le calcul avec précision et rend difficile la maîtrise du comportement de ces structures bois de grande hauteur.

En conséquence, l'atelier structure a considéré nécessaire de mener des essais d'assemblages bois pour définir une méthodologie permettant de cibler une valeur de raideur la plus proche de la réalité possible, en fonction de différents paramètres tel que la nature des organes d'assemblages, la nature des pièces bois assemblées ou encore la disposition du montage dans son ensemble.

Un plan d'expérimentation a été définie, en visant à la fois à caractériser les comportements réels des assemblages, mais aussi à s'assurer de la reproductibilité des phénomènes par modélisation et extrapolation. L'objectif est bien d'outiller les calculateurs et ingénieurs de nouvelles formulations permettant de rendre compte au mieux des raideurs des assemblages pour différentes configurations que l'on retrouve dans les structures des bâtiments bois de grande hauteur.

Ainsi, les essais suivants ont été menés :

- Essais de comportement locaux pour alimentation de la modélisation : essais d'arrachement de vis, de portance locale et de flexion de broche ;
- Essais de comportements d'assemblages pour validation et extrapolation : essais sur assemblage par vis, alternés ou non, essais sur assemblages par broches de 12 mm et de 16 mm, essais sur assemblages par contact direct

Pour les essais de comportements d'assemblages, les sollicitations ont en outre été poussées jusqu'à la rupture afin d'enrichir également les bases de données de recherche sur la performance des assemblages renforcés (vis de frettage perpendiculaires).

Dans le cadre de l'action de recherche, les notes de calcul précises ont été élaborées afin de confronter les résultats mesurés avec les valeurs obtenues par le calcul en application de l'Eurocode 5 partie 1-1 (tant en termes de résistance que de raideur). Une analyse a également été menée afin d'évaluer et de préciser les incidences d'une variation des tolérances admissibles sur la fabrication des assemblages bois-métal (notamment sur le jeu au sein des plaques métalliques).

Enfin, de nouvelles formulations analytiques ont été proposées afin d'obtenir les valeurs de glissement, exprimées en kN/mm et calculées en fonction de quelques paramètres clefs définissant les assemblages :

- Le nombre d'organes par file (en unité)
- Le nombre de files d'organes (en unité – nombre pair)
- L'épaisseur de bois (en mm)
- L'épaisseur du ou des plats métalliques (en mm)
- Le diamètre des organes (en mm)
- La pince entre organes dans le sens du fil (en mm)

Les limites d'applications de cette étude doivent cependant être bien comprises :

- Les raideurs sont formulées avec l'hypothèse d'une absence de jeu dans les pièces en bois et d'un jeu de 0,6 mm au diamètre entre la tige et le plat métallique
- Les bois employés relèvent de la classe GL28h (bien que commandés en GL24h, les bois utilisés se sont révélés être plus proches dans leurs caractéristiques – densité et module d'élasticité – d'un bois classe GL28h)

Les résultats de ces essais et les analyses qui en sont tirées ne sont pas à considérer à ce stade comme normatifs, mais permettent :

- Aux concepteurs de structures en bois d'affiner leurs analyses structurelles
- Aux développeurs de logiciels de calculs de proposer de nouvelles approches sur l'évaluation des assemblages
- Au groupe de travail en charge de l'Eurocode 5 d'enrichir le corpus normatif de ces nouvelles connaissances, tant sur les raideurs d'assemblages que sur la rupture d'assemblages bois renforcés (ce travail a été soumis au WG5 en charge de la révision et mise à jour du texte) ;
- De tirer quelques grands enseignements ou de confirmer des pratiques actuelles :
  - o la mobilisation de l'effet de corde dans les organes d'assemblages n'est réelle que sur des assemblages présentant un contact parfait ;
  - o les vis disposées à 90° du plan de cisaillement conduisent à des raideurs faibles. Les configurations à vis inclinées permettent un gain substantiel de rigidité ;
  - o les vis inclinées subissent une perte de raideur très faible sous sollicitations alternées ;
  - o la raideur des assemblages augmente généralement en fonction du rapport « t/d » (t = épaisseur du bois ; d = diamètre de l'organe) ;
  - o Assemblage en contact direct : comportement relativement similaire entre bois-bois, bois-acier et bois-mortier

# **RAP-4.1**

## **Rapport de synthèse de l'étude**



Laboratoire d'Etudes et de Recherche  
sur le Matériau Bois  
EA 43 70 USC / INRA



Ecole Nationale Supérieure des  
Technologies et Industries du Bois

## CAMPAGNE D'ESSAIS VISANT A CARACTERISER LA RAIDEUR D'ASSEMBLAGES COURANTS DE STRUCTURES EN BOIS

### 22 RAP-4 : Rapport de synthèse :

- Raideur des assemblages bois métal,
- Proposition d'analyse de la rupture de bloc des assemblages de type tiges,
- Raideur des assemblages par vis,
- Raideur des assemblages par contact.

Fait à Epinal, le vendredi 22 avril 2022

# SOMMAIRE

<b>SOMMAIRE</b> .....	<b>2</b>
<b>1. – SYNTHÈSE SUR LA RAIDEUR DES ASSEMBLAGES BOIS METAL PAR BROCHES SANS JEU DANS LE BOIS</b> .....	<b>3</b>
1.1. RAPPEL DES PROPRIÉTÉS D'ASSEMBLAGES NÉCESSAIRES AUX CALCULS DE STRUCTURE AVEC L'EN 1995-1-1 [23] .....	4
1.1.1.1. Calcul à l'état limite de service .....	4
1.1.1.1. Calcul à l'état limite ultime au premier ordre .....	6
1.2. CALCUL DE LA RAIDEUR $K_{SLS}$ DES ASSEMBLAGES BOIS METAL .....	8
1.3. ÉVOLUTION NON LINÉAIRE FORCE-GLISSEMENT DES ASSEMBLAGES BOIS METAL .....	11
1.4. PROBLÉMATIQUE DU JEU BOIS METAL ET INTÉGRATION DANS LES CALCULS .....	11
<b>2. – PROPOSITION POUR ÉVALUER LA CAPACITÉ EN RUPTURE DE BLOC DES ASSEMBLAGES DE TYPE TIGES</b> .....	<b>14</b>
<b>3. – SYNTHÈSE SUR LA RAIDEUR DES ASSEMBLAGES DE COUTURAGE DES PLANCHERS PAR VIS</b> .....	<b>35</b>
<b>4. – SYNTHÈSE SUR LA RAIDEUR DES ASSEMBLAGES PAR CONTACT BOIS SUR BOIS</b> .....	<b>41</b>
4.1. CONFIGURATION DES CONTACTS ÉTUDIÉS .....	42
4.2. RAIDEUR DE CONTACT .....	46
4.3. EXEMPLE DE CALCUL DE LA RAIDEUR DE CONTACT ET DES DÉPLACEMENTS D'UN ASSEMBLAGE DE POTEAU SANS DÉFAUT AVEC CONTACT MÉTALLIQUE .....	47
4.4. PRINCIPE DE MODÉLISATION NON LINÉAIRE DE L'ASSEMBLAGE PAR CONTACT À L'AIDE D'UN MODÈLE MEF 2,5 D .....	49
<b>5. – BIBLIOGRAPHIE :</b> .....	<b>53</b>



## 1. – SYNTHÈSE SUR LA RAIDEUR DES ASSEMBLAGES BOIS MÉTAL PAR BROCHES SANS JEU DANS LE BOIS

Le résultat de l'étude sur les assemblages bois métal brochés sans jeu dans le bois est résumé ci-après pour ses résultats majeurs et pratiques.

Afin d'approfondir le résumé de l'étude présentée ci-après, il sera nécessaire de consulter au besoin les documents d'études énoncés ci-après avec la nomenclature suivante :

BIBLIO – *Pour partie bibliographique,*

NOTE – *Pour notes de calculs,*

PRO – *Pour protocole d'essais,*

RAP – *Pour rapport d'études.*

8 - BIBLIO-2 Rapport bibliographique des assemblages par broches (Thèse romain LEMAITRE).pdf

9 - NOTE-2 Notes de calculs des assemblages par broches.pdf

10 – PRO 2.1 Protocole d'essais de portance locale.pdf

11 – PRO-2.2 Protocole de flexion de broche.pdf

12 – PRO-2.3 Protocole d'essais des assemblages par broche.pdf

13 – RAP 2.1 Analyse du tolérancement de perçage pour la fabrication des assemblages brochés métal bois.pdf

14 - RAP-2.2 - Rapport des essais de flexion de broche.pdf

15 - RAP-2.3 - Rapport des essais de portance local.pdf

16 - RAP-2.4 - Rapport d'essais des assemblages par broches 12mm.pdf

17 - RAP-2.5 - Rapport d'essais des assemblages par broches 16 mm.pdf

18 - RAP-2-6 - Rapport d'extrapolation par modèle.pdf

## 1.1. RAPPEL DES PROPRIETES D'ASSEMBLAGES NECESSAIRES AUX CALCULS DE STRUCTURE AVEC L'EN 1995-1-1 [23]

### 1.1.1. Calcul à l'état limite de service

A l'état limite de service, il est important de pouvoir déterminer la déformation de la structure et en particulier sa déformation en fin de vie. Lorsque la structure est composée de rigidités qui fluent toutes à la même vitesse, la déformée de fluage  $u_{creep}$  s'obtient directement en multipliant la déformée instantanée de la structure sous charge quasi permanente par le coefficient de fluage :

$$u_{creep} = u_{inst}(Ed_{qp}) \times k_{def} \quad \text{Équation 1}$$

avec la combinaison quasi permanente

$$Ed_{qp} = \sum_{i=1}^n G_{k,i} \oplus \sum_{j=1}^n \psi_{2,j} Q_{k,j} \quad (k_{def} \text{ associé}) \quad \text{Équation 2}$$

La déformée instantanée s'obtient en construisant la raideur instantanée de la structure  $[K]_{SLS}$  à partir des propriétés instantanées des matériaux et des rigidités et en incluant les jeux  $C_{sd}$ . Une attention particulière doit être portée sur les jeux en fonction des phasages de chargement.

$$E_{mean}, G_{mean}, K_{ELS} + C_{sd} \quad \text{Équation 3}$$

Ici les propriétés des assemblages entrent en jeu.

Lorsque la structure est composée de rigidités qui ne fluent pas à la même vitesse, il est obligatoire pour déterminer la déformation de fluage, d'obtenir en premier lieu la déformée finale sous charge quasi permanente. En retirant à cette déformée, la déformée instantanée sous charge quasi permanente la déformée de fluage est obtenue.

$$u_{creep} = u_{fin}(Ed_{qp}) - u_{inst}(Ed_{qp}) \quad \text{Équation 4}$$

La déformée finale s'obtient en construisant la raideur finale de la structure  $[K]_{SLS,fin}$  à partir des propriétés finales des matériaux et des rigidités. Lorsque les propriétés sont établies pour la fin de vie  $\psi_2$  est retenu égal à 1. En divisant la propriété instantanée par  $1 + \psi_2 k_{def}$ , sa caractéristique d'élasticité est diminuée artificiellement pour augmenter la déformation et intégrer par la baisse de la rigidité la redistribution mais attention cela n'est pas vrai en réalité.

$$E_{mean,fin} = \frac{E_{mean}}{1 + \psi_2 k_{def}} \quad \text{Équation 5}$$

$$G_{mean,fin} = \frac{G_{mean}}{1 + \psi_2 k_{def}} \quad \text{Équation 6}$$

$$K_{SLS,fin} = \frac{K_{SLS}}{1 + \psi_2 \overline{k}_{def}} \quad \text{Équation 7}$$

Ici les propriétés des assemblages entrent en jeu, le coefficient de fluage des assemblages est retenu égale à :

$$\overline{k}_{def} = 2 \sqrt{k_{def,1} k_{def,2}} \quad \text{Équation 8}$$

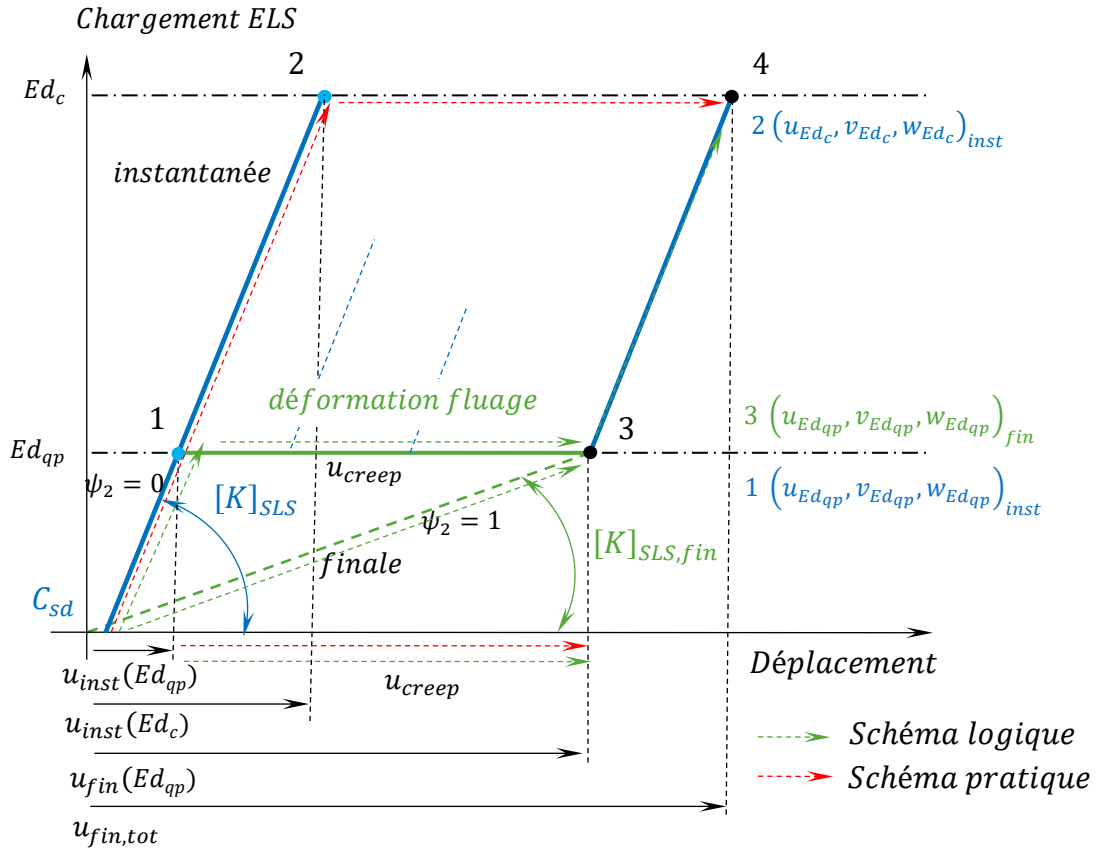
Ainsi un assemblage bois métal fluera de  $k_{def}$  et un assemblage bois/bois fluera de  $2 k_{def}$ .

La déformation instantanée maximale de la structure s'obtient à partir de la combinaison caractéristique ou rare rappelée ci dessous :

$$Ed_c = \sum_{i=1}^n G_{k,i} \oplus Q_{k,1} \oplus \sum_{j=1}^n \psi_{0,j} Q_{k,j}$$

Équation 9

La Figure I-1 présente le schéma de chargement de la structure ainsi que les différents schémas de calcul de la déformée finale.



$[K]_{SLS}$  Rigidité de la structure à l'état limite de service

$[K]_{SLS,fin}$  Rigidité sécante ou finale de la structure à l'état limite de service

Figure I-1: Schéma de chargement de la structure à l'état limite de service.

Le schéma de calcul logique conduit à calculer la déformée finale comme la déformée instantanée sous charge quasi permanente, puis la déformée de fluage comme la déformée finale sous charge quasi permanente moins la déformée instantanée sous charge quasi permanente à laquelle s'ajoute la déformée instantanée sous charge caractéristique ou rare moins la déformée instantanée sous charge quasi permanente:

$$\begin{aligned} (u_{tot}, v_{tot}, w_{tot})_{fin} &= (u_{Ed_{qp}}, v_{Ed_{qp}}, w_{Ed_{qp}})_{inst} \\ &+ \left( (u_{Ed_{qp}}, v_{Ed_{qp}}, w_{Ed_{qp}})_{fin} - (u_{Ed_{qp}}, v_{Ed_{qp}}, w_{Ed_{qp}})_{inst} \right) \\ &+ \left( (u_{Ed_c}, v_{Ed_c}, w_{Ed_c})_{inst} - (u_{Ed_{qp}}, v_{Ed_{qp}}, w_{Ed_{qp}})_{inst} \right) \end{aligned}$$

Équation 10

Le schéma de calcul pratique conduit à calculer la déformée finale comme la déformée instantanée sous charge caractéristique ou rare plus la déformée de fluage comme la différence de la déformée finale sous charge quasi permanente moins la déformée instantanée sous charge quasi permanente :

$$\begin{aligned} (u_{tot}, v_{tot}, w_{tot})_{fin} &= (u_{Ed_c}, v_{Ed_c}, w_{Ed_c})_{inst} \\ &+ \left( (u_{Ed_{qp}}, v_{Ed_{qp}}, w_{Ed_{qp}})_{fin} - (u_{Ed_{qp}}, v_{Ed_{qp}}, w_{Ed_{qp}})_{inst} \right) \end{aligned} \quad \text{Équation 11}$$

### 1.1.1.1. Calcul à l'état limite ultime au premier ordre

A l'état limite ultime au premier ordre, ce qui est principalement recherché c'est l'état de charge ou de contrainte dans la structure. La déformée est généralement moins recherchée à part pour vérifier certains points d'analyse sismique. Il est donc nécessaire d'inclure dans ce calcul, l'effet de la redistribution des charges, le jeu et le caractère non linéaire du comportement des assemblages et l'effet de la durée d'application des charges. L'effet de la redistribution des charges sous l'effet du fluage s'effectue de manière aussi simple qu'il a été intégré dans le calcul précédent à partir d'un calcul en raideur sécante permettant de calculer un état de charge ou de contrainte à différents temps de fluage dans la vie de l'ouvrage si nécessaire. L'état de charge redistribué s'obtient par l'application de la combinaison quasi permanente sur la structure (Équation 2) sur la rigidité finale de la structure  $[K]_{SLS,fin}$ . La rigidité de la structure se construit à partir des Équation 5, Équation 6, Équation 7. Dans ce calcul a donc été intégré, le jeu et la raideur finale des assemblages obtenus à partir de la raideur instantanée.

A cet état de charge redistribué, il convient d'ajouter un état de charge instantané. Cet état de charge instantané est lié à un temps d'application de la charge sur la structure. Plus le temps d'application de ces charges cumulées sera éphémère plus la résistance du bois qui pourra être considérée pour la vérification sera élevée. Ainsi à chaque combinaison appliquée correspond un coefficient  $k_{mod}$ . Les Équation 12 et Équation 13 présentent respectivement une combinaison sous charge permanente uniquement et une combinaison quelconque.

$$Ed_{f1} = \sum_{i=1}^n \gamma_{G,i} G_{k,i} \quad (k_{mod} \text{ associé}) \quad \text{Équation 12}$$

$$Ed_{fn} = \sum_{i=1}^n \gamma_{G,i} G_{k,i} \oplus \gamma_{Q,1} Q_{k,1} \oplus \sum_{j=1}^n \gamma_{Q,j} \psi_{0,j} Q_{k,j} \quad (k_{mod} \text{ associé}) \quad \text{Équation 13}$$

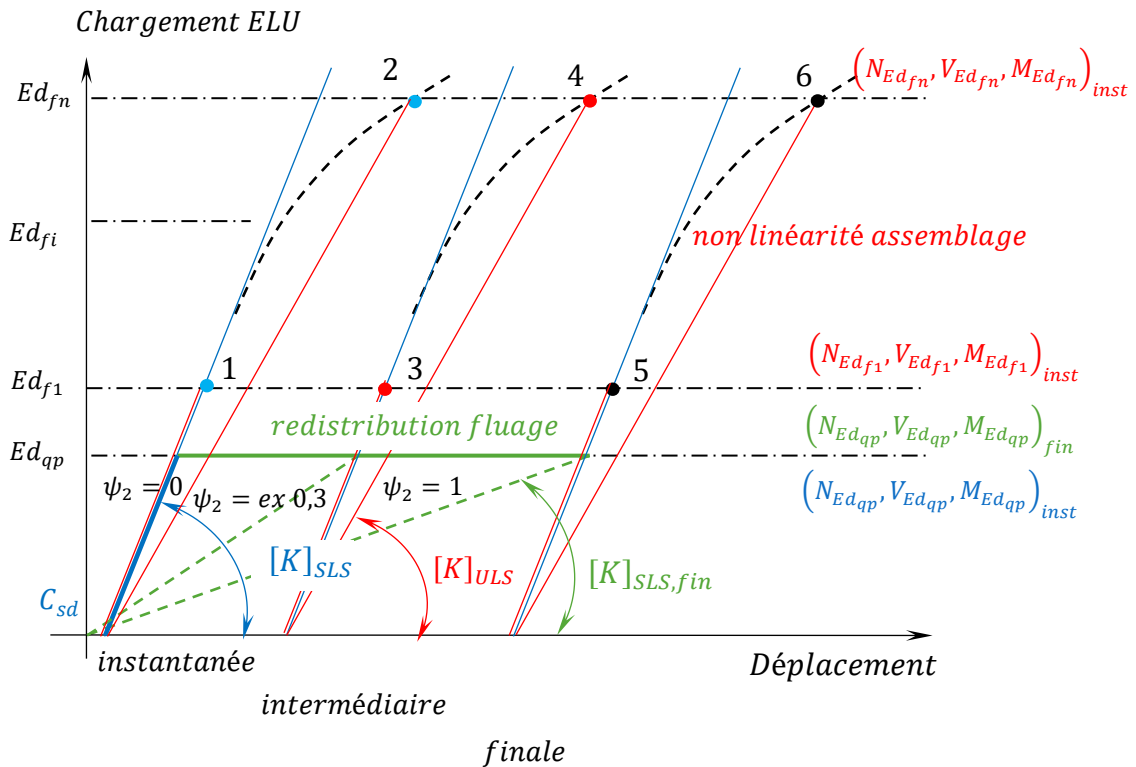
Pour déterminer l'état de contrainte pour une combinaison donnée, il est nécessaire de faire la somme de l'état de contrainte redistribué sous charge quasi permanente à la charge instantanée sous la combinaison  $Ed_{fn}$  auquel il sera retranché l'état de contrainte instantané sous charge quasi permanente. En effet, pour déterminer l'état de contrainte instantané qui s'ajoute à l'état de contrainte redistribué, il est nécessaire de prendre en compte le comportement non linéaire des assemblages. L'Équation 14 montre comment s'obtient l'état de charge.

$$\begin{aligned} (N_{Ed_{fn}}, V_{Ed_{fn}}, M_{Ed_{fn}})_{instant\ t} &= (N_{Ed_{qp}}, V_{Ed_{qp}}, M_{Ed_{qp}})_{fin} + (N_{Ed_{fn}}, V_{Ed_{fn}}, M_{Ed_{fn}})_{inst} \\ &- (N_{Ed_{qp}}, V_{Ed_{qp}}, M_{Ed_{qp}})_{inst} \end{aligned} \quad \text{Équation 14}$$

Le calcul à l'ELU de l'état de charge instantané peut s'effectuer par un calcul non linéaire ou par un calcul linéarisé itératif  $[K]_{ULS}$  afin de converger vers l'état d'équilibre de la structure. Dans les deux cas, il est nécessaire de disposer de l'évolution de la raideur de l'assemblage. L'Équation 15 indique comment déterminer la raideur sécante quel que soit la loi d'évolution de la raideur de l'assemblage.

$$K_{ass\ ULS} = \frac{F_{v,Ed}(Ed_{fn})}{\{F_{v,Ed}(Ed_{fn}); F_{v,ass}(u)\} \rightarrow u_{ass}} \quad \text{Équation 15}$$

La Figure 1-2 présente différents états de charge pour deux combinaisons fondamentales à différents temps de chargement.



- $[K]_{SLS}$  Rigidité de la structure à l'état limite de service
- $[K]_{ULS}$  Rigidité sécante de la structure à l'état limite ultime
- $[K]_{SLS,fin}$  Rigidité sécante ou finale de la structure à l'état limite de service

Figure 1-2: Schéma de chargement de la structure à l'état limite ultime au premier ordre.

Pour qu'une combinaison s'avère dimensionnante, il faut que les charges aient eu une durée d'action suffisamment longue afin de diminuer la capacité résistante du bois. Ainsi, la combinaison  $Ed_{f1}$ , lorsqu'elle est regardée en instantané ou à un temps intermédiaire devra être vérifiée avec un coefficient  $k_{mod}$  plus grand qu'en fin de vie. Pour la combinaison  $Ed_{fn}$ , c'est la même chose, les charges variables auront un temps d'application plus court qu'une charge permanente, il ne servira cependant à rien de vérifier cette combinaison pour une charge instantanée. La Figure 1-3 présente un schéma d'illustration du niveau de charge et de la capacité en fonction du temps.

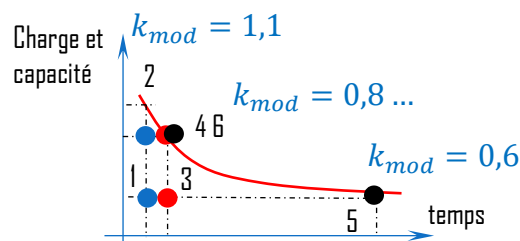
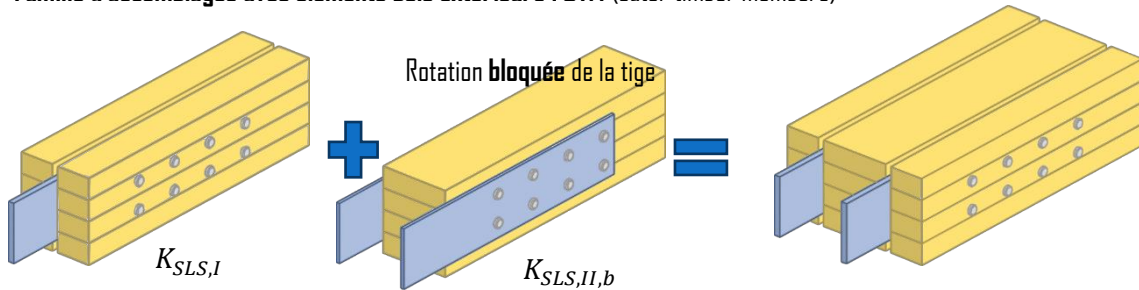


Figure 1-3: Charge et capacité en fonction de la durée d'application des charges.

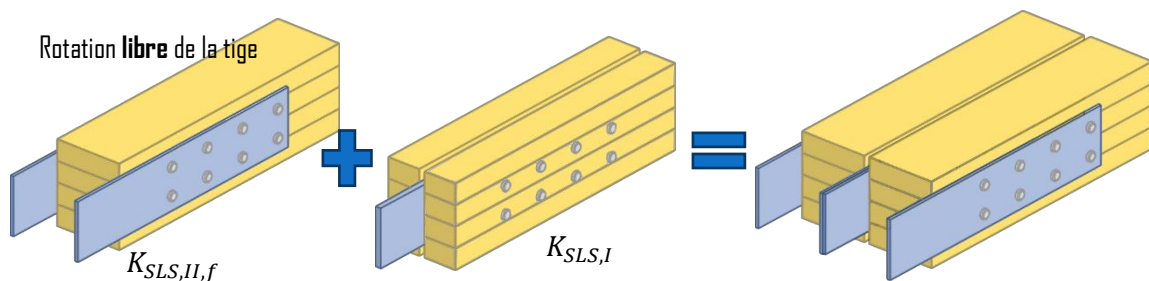
## 1.2. CALCUL DE LA RAIDEUR $K_{SLS}$ DES ASSEMBLAGES BOIS MÉTAL

Pour les structures de grandes hauteurs, les assemblages bois métal peuvent se décomposer en deux grandes familles, la *Figure 1-4* présente sous forme de schémas cette vision des choses :

**Famille d'assemblages avec éléments bois extérieurs : OTM (outer timber members)**



**Famille d'assemblages avec éléments métalliques extérieurs OSM (outer steel members)**



*Figure 1-4 : Principe de décomposition des deux familles d'assemblages multiplans*

La raideur  $K_{SLS,c}$  (c pour connexion) d'un assemblage complet s'obtient suivant sa famille par :

$$- OTM : K_{SLS,c} = 2 \times (K_{SLS,I} + m_i \times K_{SLS,II,b}) \quad \text{Équation 16}$$

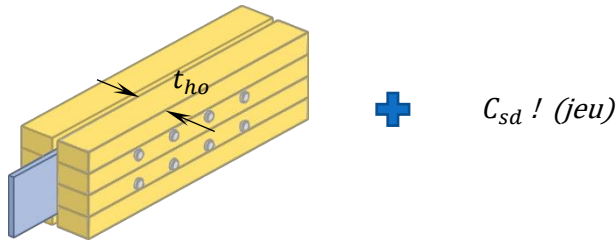
$$- OSM : K_{SLS,c} = 2 \times (K_{SLS,II,f} + (m_i - 1) \times K_{SLS,I}) \quad \text{Équation 17}$$

Avec :

$K_{SLS,I}$	Raideur <b>par plan</b> d'un assemblage avec un plat en âme.
$K_{SLS,II,b}$	Raideur <b>par plan</b> d'un assemblage avec plats extérieurs et rotation tige bloquée.
$K_{SLS,II,f}$	Raideur <b>par plan</b> d'un assemblage avec plats extérieurs et rotation tige libre.
$m_i$	Nombre d'éléments bois intérieurs de l'assemblage.

Les raideurs pour chaque assemblage élémentaire s'obtiennent par les formules suivantes :

- Raideur en N/mm **par plan** d'assemblages avec une plaque métallique en âme,



A l'ELS

$$K_{SLS,I} = 0,232 \cdot \rho_m^{1,5} \cdot n_0^{0,26} \cdot n_{90}^{0,88} \cdot \left(\frac{a_1}{d}\right)^{-0,35} \cdot \left(\frac{t_{ho}}{d}\right)^{0,43} \cdot \left(\frac{t_s}{d}\right)^{0,08} \cdot d^{1,13} \text{N/mm} \quad \text{Équation 18}$$

A l'ELU

$$\alpha_{fou r,I} = \left( Cst \cdot n_0^{\alpha_1} \cdot n_{90}^{\alpha_2} \cdot \left(\frac{a_1}{d}\right)^{\alpha_3} \cdot \left(\frac{t_{ho}}{d}\right)^{\alpha_4} \cdot \left(\frac{t_s}{d}\right)^{\alpha_5} \cdot d^{\alpha_6} \right) \quad \text{Équation 19}$$

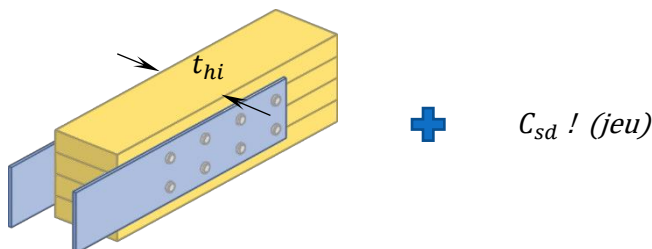
Coefficients  $\alpha_i$  pour établir le coefficient  $\alpha_{f,I}$  dans l'équation de Foschi pour  $F_{rp,mean} = 0$

$\alpha_i$	C	$n_0$	$n_{90}$	$a_1/d$	$t_{ho}/d$	$t_s/d$	d
Mode (f)	2.71	-0.09	0.01	-0.05	0.06	0.04	-0.13
Mode (g)	1.33	0.13	0.00	0.06	-0.07	-0.05	-0.03
Mode (h)	0.94	0.29	0.00	0.12	-0.14	-0.09	0.00

Coefficients  $\alpha_i$  pour établir le coefficient  $\alpha_{r,I}$  dans l'équation de Richard Abott pour  $F_{rp,mean} = 0$

$\alpha_i$	C	$n_0$	$n_{90}$	$a_1/d$	$t_{ho}/d$	$t_s/d$	d
Mode (f)	4.64	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Mode (g)	4.67	0.23	-0.01	0.16	-0.26	-0.22	-0.20
Mode (h)	1.20	0.47	-0.01	0.23	-0.27	-0.22	0.10

- Raideur **par plan** d'assemblages avec plats métalliques extérieurs, rotation **libre**,



A l'ELS

$$K_{SLS,II,f} = 0,153 \cdot \rho_m^{1,5} \cdot n_0^{0,31} \cdot n_{90}^{0,93} \cdot \left(\frac{a_1}{d}\right)^{-0,35} \cdot \left(\frac{t_{hi}}{d}\right)^{0,32} \cdot \left(\frac{t_s}{d}\right)^{0,10} \cdot d^{1,16} \text{N/mm} \quad \text{Équation 20}$$

A l'ELU

$$\alpha_{fou r,II,f} = \left( Cst \cdot n_0^{\alpha_1} \cdot n_{90}^{\alpha_2} \cdot \left(\frac{a_1}{d}\right)^{\alpha_3} \cdot \left(\frac{t_{hi}}{d}\right)^{\alpha_4} \cdot \left(\frac{t_s}{d}\right)^{\alpha_5} \cdot d^{\alpha_6} \right) \quad \text{Équation 21}$$

Coefficient de l'équation de Foschi  $\alpha_{f,II,f}$  pour  $F_{rp,mean} = 0$

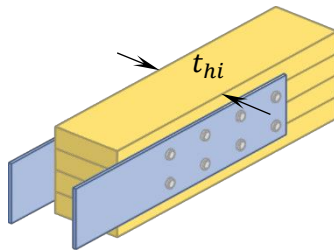
$\alpha_i$	$C$	$n_0$	$n_{90}$	$a_1/d$	$t_{hi}/d$	$t_s/d$	$d$
Mode (j/l)	1.80	0.05	-0.02	-0.01	0.04	-0.14	-0.10
Mode (k/m)	2.15	0.26	0.00	0.10	-0.38	-0.24	-0.12

Coefficient de l'équation de Richard Abott  $\alpha_{r,II,f}$  pour  $F_{rp,mean} = 0$

$\alpha_i$	$C$	$n_0$	$n_{90}$	$a_1/d$	$t_{hi}/d$	$t_s/d$	$d$
Mode (j/l)	4.86	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Mode (k/m)	9.75	0.45	-0.02	0.19	-0.95	-0.44	-0.14

Dans cette configuration d'assemblage qui restera marginale en termes d'emploi pour les constructions de grande hauteur, les valeurs indiquées dépendent du jeu plaque métal tige de 0,6 mm pris en compte dans le modèle d'extrapolation. L'approche proposée reste cependant d'un intérêt bien supérieur à l'approximation  $K_u = \frac{2}{3} K_{ser}$ . Pour des situations très spécifiques (sensibilité de l'approximation dans le calcul), il sera nécessaire de revenir à la modélisation.

- Raideur **par plan** d'assemblages avec plats métalliques extérieurs, rotation **bloquée**,



$C_{sd} ! (Jeu)$

A l'ELS

$$K_{SLS,II,b} = 0,210 \cdot \rho_m^{1,5} \cdot n_0^{0,16} \cdot n_{90}^{0,91} \cdot \left(\frac{a_1}{d}\right)^{-0,41} \cdot \left(\frac{t_{hi}}{d}\right)^{0,50} \cdot \left(\frac{t_s}{d}\right)^{0,27} \cdot d^{1,21} \text{N/mm} \quad \text{Équation 22}$$

A l'ELU

$$\alpha_{f \text{ ou } r,II,b} = \left( C_{st} \cdot n_0^{\alpha_1} \cdot n_{90}^{\alpha_2} \cdot \left(\frac{a_1}{d}\right)^{\alpha_3} \cdot \left(\frac{t_{hi}}{d}\right)^{\alpha_4} \cdot \left(\frac{t_s}{d}\right)^{\alpha_5} \cdot d^{\alpha_6} \right) \quad \text{Équation 23}$$

Coefficients  $\alpha_i$  pour établir le coefficient  $\alpha_{f,II,b}$  dans l'équation de Foschi pour  $F_{rp,mean} = 0$

$\alpha_i$	$C$	$n_0$	$n_{90}$	$a_1/d$	$t_{hi}/d$	$t_s/d$	$d$
Mode (j/l)	3.57	-0.08	-0.03	0.02	0.11	-0.14	-0.30
Mode (k/m)	7.95	0.15	-0.01	0.06	-0.70	-0.05	-0.19

Coefficients  $\alpha_i$  pour établir le coefficient  $\alpha_{r,II,b}$  dans l'équation de Richard Abott pour  $F_{rp,mean} = 0$

$\alpha_i$	$C$	$n_0$	$n_{90}$	$a_1/d$	$t_{hi}/d$	$t_s/d$	$d$
Mode (j/l)	6.48	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Mode (k/m)	8.00	0.28	0.00	0.32	-0.99	-0.20	0.09



### 1.3. EVOLUTION NON LINEAIRE FORCE-GLISSEMENT DES ASSEMBLAGES BOIS METAL

Pour conduire les calculs à l'Etat limite ultime par des calculs non linéaires incrémentaux ou bien par calculs itératifs en raideur sécante, en première approche, c'est-à-dire sans passer par des essais ou une modélisation, il peut être utilisé l'équation de Foschi (équation 24) ou de Richard Abbott (équation 25). Ces équations peuvent s'identifier basiquement à partir de deux paramètres : la raideur précédemment définie modifiée afin de corriger la pente à l'origine ou la courbure de l'évolution et le seuil plastique de l'assemblage.

FOSCHI [26]

$$F_{v,c}(u) = \left( F_{D,mean} + \frac{F_{rp,mean}}{15} \times u \right) \times \left( 1 - \exp \left( \frac{\alpha_f \times K_{SLS}}{F_{D,mean}} \right) \times u \right) \quad \text{Équation 24}$$

RICHARD ABBOTT [27]

$$F_{v,c}(u) = \frac{\left( K_{SLS} - \frac{F_{rp,mean}}{15} \right) \times u}{\left( 1 + \left( \frac{\left( K_{SLS} - \frac{F_{rp,mean}}{15} \right) \times u}{F_{D,mean}} \right)^{\alpha_r} \right)^{\frac{1}{\alpha_r}}} + \frac{F_{rp,mean}}{15} \times u \quad \text{Équation 25}$$

Avec :

$F_{D,mean}$  : Résistance plastique de cisaillement moyenne de l'assemblage par plan en N

$$F_{D,mean} = \frac{F_{D,k}}{1 - 1.64 \times Cov \text{ assemblage}} \quad \text{Équation 26}$$

*NB : un coefficient de 10 % pourra être retenu en première approche à moins de disposer de valeur d'essais d'assemblage comparable.*

$F_{rp,mean}$  : Capacité moyenne d'effet de corde à 15 mm de glissement obtenue comme le produit de  $F_{rp,k} \times \frac{F_{D,mean}}{F_{D,k}}$  par plan en N

*NB : la prise en compte d'une évolution de type "écrouissage" après l'atteinte du seuil plastique ne sera pas de première importance dans les assemblages des structures de grande hauteur, il est possible de considérer qu'elle varie dans le même rapport que la résistance plastique de cisaillement.*

$K_{SLS}$  : Raideur élastique de l'assemblage à l'état limite de service en N/mm

$\alpha_f$  : Facteur correctif de  $K_{SLS}$  pour obtenir la pente initiale du modèle de Foschi,

$\alpha_r$  : Facteur correctif de la courbure de l'évolution dans le modèle de Richard Abbott,

### 1.4. PROBLEMATIQUE DU JEU BOIS METAL ET INTEGRATION DANS LES CALCULS

Dans les assemblages bois métal assemblés par une technologie de broches standard, il subsistera toujours un jeu entre la tige et la plaque métallique afin de permettre le montage. Ce jeu en termes de calcul se définit comme :

$$C_{sd} = (d_0 - d)/2 \quad \text{Équation 27}$$

Au cours de la campagne d'essais qui a permis d'établir les équations permettant d'évaluer la raideur des assemblages présentés ci-dessus, il a pu être montré qu'un tolérancement économique du jeu des plaques métalliques à  $d_0 = (d + 0,6)^{\pm 0,20}$  conduisait sur essais à un jeu initial moyen de  $C_{sd} = 0,3 \text{ mm}$ . Avant chargement, dans une fabrication maîtrisée, l'assemblage se trouve dans sa position nominale.

Le jeu de 0,6 mm retenu pour cette campagne d'essai a pu être tenu, il était le jeu retenu pour la fabrication des assemblages de taille respectable de la Fondation Louis Vuitton [25]. Si, pour le besoin du dimensionnement, il doit encore être réduit, il sera alors important de vérifier au préalable la capacité des entreprises qui se chargeront de la réalisation.

Si une démarche par calcul itératif incluant une raideur tangente est envisagée la raideur  $K_{ULS}$  devra être affectée du jeu comme il suit :

$$\overline{K_{ULS}} = \frac{F_{v,Ed}(Ed_{fn})}{C_{sd} + \frac{F_{v,Ed}(Ed_{fn})}{K_{ULS}}} \quad \text{Équation 28}$$

$\overline{K_{ULS}}$  raideur sécante modifiée du jeu

La *Figure I-5* précise les différents termes caractérisant une évolution théorique d'assemblage pour le calcul des structures.

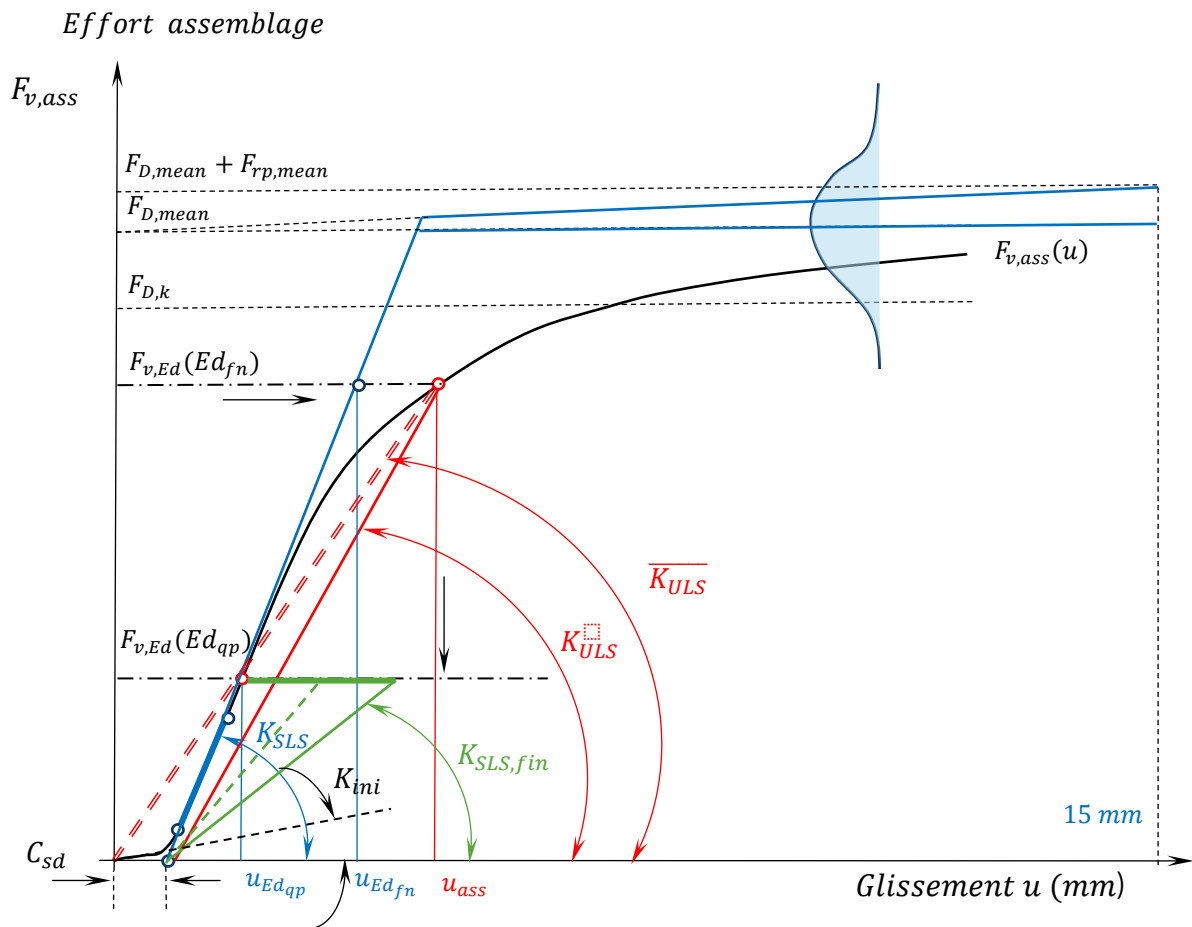


Figure I-5 : Définition de toutes les raideurs d'assemblages nécessaires au calcul des structures bois avec l'EN 1995-1-1 [23]

Avec :

$F_{D,mean}$	Capacité plastique moyenne de l'assemblage (cov estimé moyen 10%),
$F_{rp,mean}$	Effet de corde moyen de l'assemblage,
$F_{D,k}$	Capacité plastique caractéristique de l'assemblage,
$F_{v,Ed}(Ed_{fn})$	Effort de calcul dans l'assemblage pour une combinaison fondamentale,
$F_{v,Ed}(Ed_{qp})$	Effort de calcul dans l'assemblage pour une combinaison quasi permanente,
$K_{ULS}$	Raideur sécante à l'état limite ultime,
$\overline{K}_{ULS}$	Raideur sécante incluant le jeu initial,
$K_{SLS}$	Raideur instantanée à l'état limite de service,
$K_{SLS,fin}$	Raideur finale à l'état limite de service,
$K_{ini}$	Raideur initiale de transition (Calcul),
$C_{sd}$	Demi jeu diamétrale broche percement métal,
$u_{Edqp}$	Glissement assemblage sous combinaison quasi permanente,
$u_{Edfn}$	Glissement assemblage avec raideur instantanée sous combinaison fondamentale,
$u_{ass}$	Glissement assemblage réel sous combinaison fondamentale.

## 2.- PROPOSITION POUR EVALUER LA CAPACITE EN RUPTURE DE BLOC DES ASSEMBLAGES DE TYPE TIGES

Ci-dessous est présentée une proposition pour modifier la partie rupture fragile des assemblages de type tige de la dernière version du Draft de l'EN1995-1-1 [24] .

### 11.5 Brittle failure modes of connections with dowel-type fasteners loaded parallel to grain

#### 11.5.1 General

(1) When multiple fasteners are used in steel-to-timber and timber-to-timber connections possible brittle failure caused by splitting, row shear, block shear, plug shear, and net tensile failure should be considered, see Figure 11.23.

NOTE The preferred design of a timber connection is such that failure is caused by yielding of the fastener and embedment in the timber member.

(2) The verification have to conducted whatever the load direction imposed to the connection : tensile or compression.

(3) The following clauses apply to ST and PL.

(4) Cracks due to swelling and shrinkage in the connection area have to be considered into the design especially to determine lateral shear capacities (see Figure 11.22).

(5) For closely spaced fasteners in connections, brittle failure modes caused by splitting, row shear, block shear (plug shear) and net section failure should be determined in accordance with 11.5.5 provided the built-up connection is symmetrical (where outer and inner members are symmetrical in thickness).

(6) Since brittle failure could occure in a member of the connection, the capacity of the connection has to be evaluated taking into account the load distribution in the different members.

#### 11.5.2 Design resistance of a timber member per shear plane

(1) The design brittle failure resistance per shear plane (see figure 11.22) of a timber member should be determined by the minimum resistance of the following failure modes. :

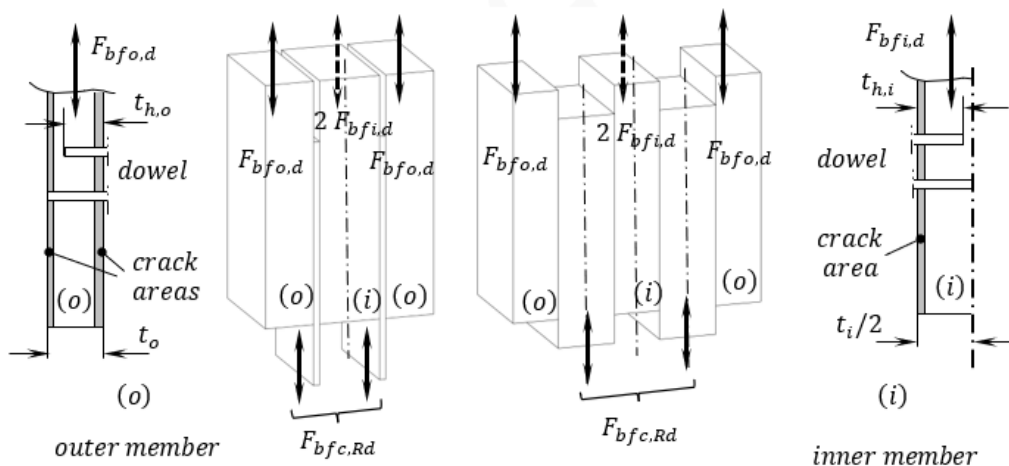
- s) splitting, considered by the effective number of fasteners;
- r) row shear failure;
- b) block shear failure for member with more than one row of fasteners;
- p) plug shear failure for member with more than one row of fasteners;
- n) net failure.

prEN 1995-1-1:20XX (E)

$$F_{bfo,d} \text{ or } F_{bfi,d} = \min \begin{cases} \sum_i^{n_{g0}} F_{v,ef,d,i} & (s) \\ \sum_i^{n_{g0}} F_{v,l,d,i} & (r) \\ F_{v,l,d} + F_{t \text{ or } c,d} & \text{if } n_{g0} > 1 \quad (b) \\ F_{v,l,d} + F_{v,b,d} + F_{t \text{ or } c,d} & \text{if } n_{g0} > 1 \quad (p) \\ F_{t \text{ or } c,d} & (n) \end{cases} \quad (11.27)$$

where

- $F_{bfo,d}$  is the design brittle failure resistance of an outer member;
- $F_{bfi,d}$  is the design brittle failure resistance of a half an inner member;
- $F_{v,ef,d,i}$  is the effective design resistance for a row according to 11.5.3.1;
- $F_{v,l,d}$  or  $F_{v,l,d,i}$  is the design shear resistance for two shear planes in the timber member according to 11.5.3.2 or for a row  $i$
- $F_{v,b,d}$  is the design shear resistance for the bottom shear planes in the timber member according to 11.5.3.3
- $F_{t \text{ or } c,d}$  is the design tensile or compression failure resistance parallel to grain of the head plane according to 11.5.3.4 for failure mode (b), (p), (n).



where

- $t_{ho \text{ or } i}$  is the embedment length of a fastener in an outer (o) or an inner (i) member,
- $t_o \text{ or } i$  is the thickness of an outer (o) or an inner (i) member,
- $F_{bfc,Rd}$  is the design brittle failure resistance of the connection

**Figure 11.22 — Designation of brittle failure capacities per shear planes for metal to timber or timber to timber connections : modelling of cracks in cross section and thicknesses to be taken into account for brittle failure design .**

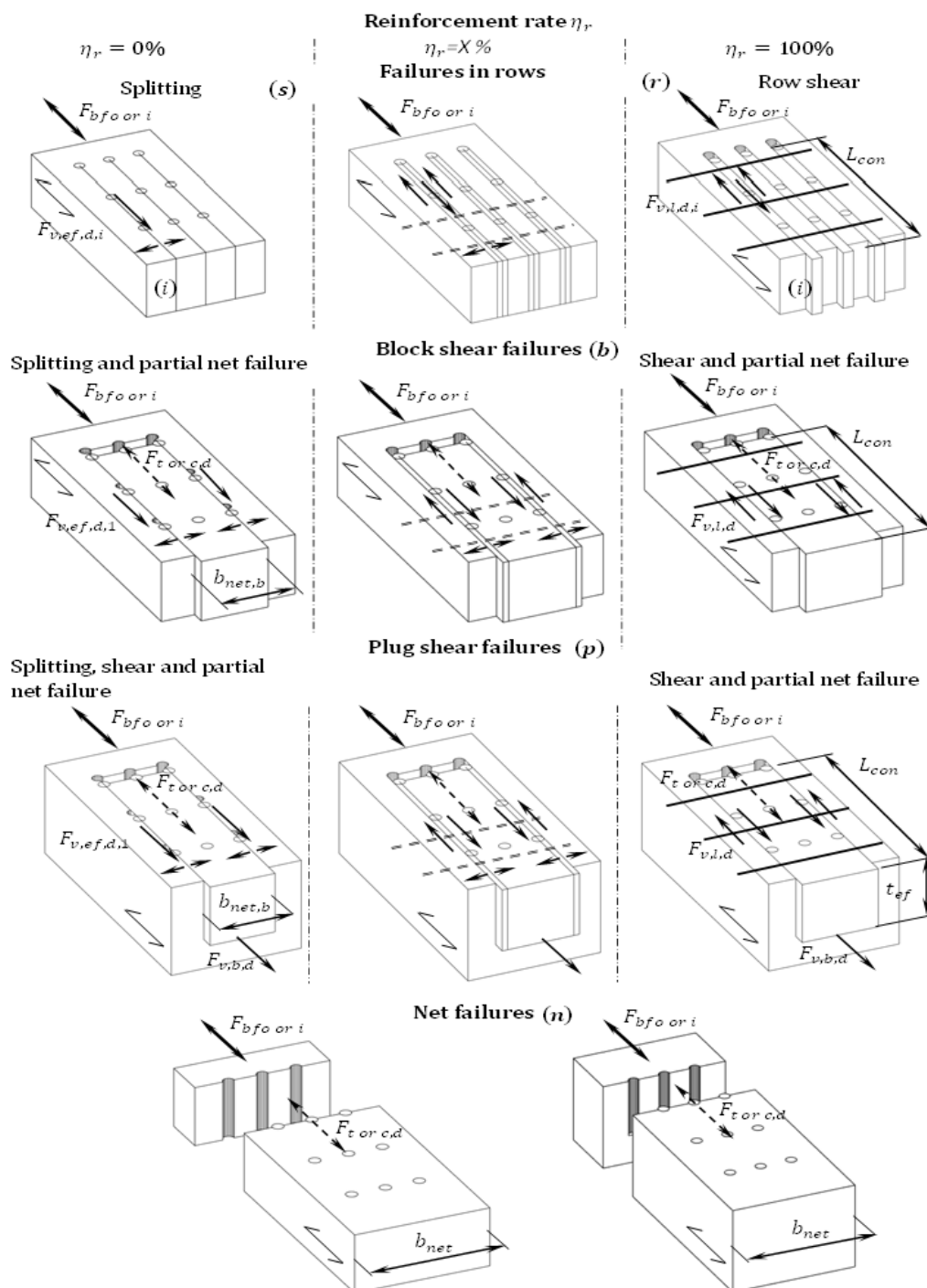


Figure 11.23 — Types of brittle failure modes for outer members or for the half symmetrical part for an inner members and capacities contribution.

prEN 1995-1-1:20XX (E)

(2) The design net tensile failure resistance should be determined according to 8.1.2, taking into account the reduction of the cross-section due to the pre-drilled holes for the fasteners, see Figure 11.24. The net section is determined at the section presenting the highest parallel to the grain stress and considering 7.1.2.

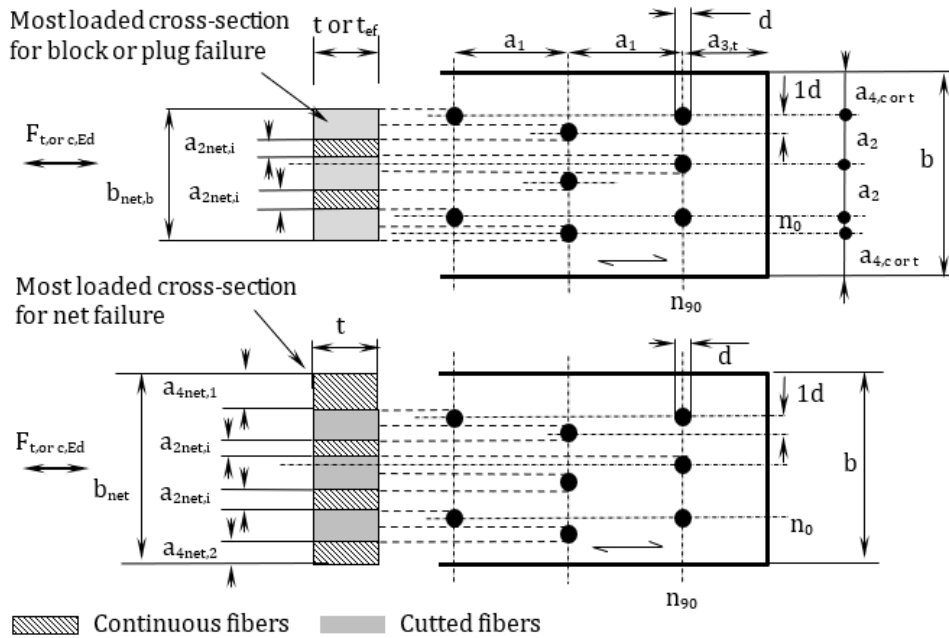


Figure 11.24 — Basic geometry of a generic multiple fastener connection: net cross section definition for block, plug failure and net cross section

(3) For connections with shear connectors the reduction of the cross-section is given in Table 11.17 and Table 11.18.

### 11.5.3 Design capacities of the individual type of failure

#### 11.5.3.1 Splitting capacity of a row of fastener

(1) It shall be taken into account that the capacity of a multiple fastener connection, consisting of fasteners of the same type and dimension, is lower than the summation of the individual resistances for each fastener.

(2) For a row  $i$  of fasteners parallel to grain direction, the effective design resistance for a row  $F_{v,ef,d,i}$  should be taken as:

$$F_{v,ef,d,i} = n_{ef,r,i} F_{v,d} \quad (11.28)$$

where

$n_{ef,r,i}$  is the effective number of dowels in the row  $i$  considering the rate of reinforcement,

$F_{v,d}$  is the design resistance per fastener according to 11.3.1, for the direction of the force.

(3) The effective number of dowels in a row  $n_{ef,r,i}$  in a connection can take into account the rate of reinforcement. The uniformity of the reinforcement distribution has to be respected, otherwise the reduction factor  $k_{dis,c}$  must be applied.

$$n_{ef,r,i} = (n_{ef,i} + (n_{0,i} - n_{ef,i}) \times \eta_r \times k_{dis,c}) \quad (11.29)$$

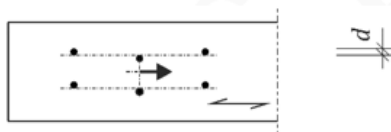
where

- $n_{ef,i}$  is the effective number of fasteners in the row  $i$  according to 11.5.3.1.1;
- $n_{0,i}$  is the number of dowels in the row ( $i$ ),
- $\eta_r$  is the rate of reinforcement for bolts or dowels,  $\eta_r = 0$  for other fasteners,
- $k_{dis,c}$  is the coefficient considering the spreading of the reinforcement along the splitting plane,

#### 11.5.3.1.1 Effectif number of fastener in a row without reinforcement

(1) Splitting along the grain of a row of fasteners, see Figure 11.25 is accounted for by the effective number of fasteners  $n_{ef}$ .

(2) The effective number of fasteners  $n_{ef}$  in a row should be taken from Table 11.10, unless the fasteners of that row are staggered perpendicular to grain by at least  $1d$ , see Figure 11.25



**Key**

$d$  Distance of staggered fasteners

**Figure 11.25 — Dowel-type fasteners parallel to grain staggered by  $1d$**

(3) The effective number of fasteners in a column should be taken  $n_{ef} = n_{90}$ .



**Table 11.10 — The effective number of dowel-type fasteners in a row**

Fastener	Laterally loaded fasteners
Nails	$n_{ef} = n^{k_{ef}} \quad (1)$
	$k_{ef} = \begin{cases} 1 & \text{for } a_1 \geq 14d \\ 0,85 & \text{for } a_1 = 10d \\ 0,7 & \text{for } a_1 = 7d \end{cases} \quad \text{timber and wide face of LVL} \quad (2)$
	Only predrilled:
	$k_{ef} = 0,5 \text{ for } a_1 = 4d \quad (3)$
	For intermediate spacings, linear interpolation of $k_{ef}$ is permitted
	$k_{ef} = \min \left\{ 1 - 0,03 \left( 20 - \frac{a_1}{d} \right) \right. \quad \text{edge face of LVL} \quad (4)$
Staples	$n_{ef} = n \quad (5)$
Screws $d < 12$ mm	see nails
Screws, dowels, and bolts	$n_{ef} = \min \left\{ n, n^{0,9} \sqrt[4]{\frac{a_1}{13d}} \right\} \quad \text{in ST, PL and CL} \quad (6)$
Screws and rods with wood screw thread $d > 12$ mm	$n_{ef} = \min \left\{ n, n^{0,9} \sqrt[4]{\frac{ta}{50d^2}} \right\} \quad \text{in LVL} \quad (7)$
Dowels and bolts	with
	$a = \begin{cases} a_3 & \text{when } n = 1 \\ \min \left\{ a_1, a_{3,t} \right\} & \text{when } n \geq 2 \end{cases} \quad (8)$
	$t = \begin{cases} \min \left\{ t_1, t_2 \right\} & \text{for single shear connection} \\ \min \left\{ 2t_1, 2t_2, t_{ms} \right\} & \text{for double shear connections} \end{cases} \quad (9)$
<b>Key</b>	
$n_o$	number of fasteners in a row parallel to grain;
$a_1$	spacing parallel to grain, see 11.5, in mm;
$a_{3,t}$	loaded end distance parallel to grain, see 11.5, in mm;
$d$	diameter of the fastener, in mm;
$t_1$ and $t_2$	thicknesses of the outer timber members in mm;
$t_{ms}$	thickness of the inner member of double shear connections or the smallest thickness of the inner member of multiple shear plane connections, in mm.

### 11.5.3.1.2 Splitting reinforcement with laterally loaded dowels and/or bolts -rate of reinforcement

(1) Where splitting of the member from in GST, GLT-c, BGLT from softwood is prevented through sufficient reinforcement perpendicular to grain (see Figure 11.26), the effective number of fasteners according to Formula 11.18 may be taken as  $n_{ef} = n_0$ .

(2) The characteristic tensile force in the reinforcement may be taken as  $F_{t,90,Ek} = 0,3 F_{v,k}$  with  $F_{v,k}$  determined for one bolt/dowel and one shear plane according to Formula 11.7.

(3) Considering that each row is reinforced identically, the rate of reinforcement  $\eta_r$  can be evaluated by the following formula.

$$\eta_r = \max \left\{ \frac{\sum_i^{n_{rf}} F_{t,90,Rk,i}}{\sum_i^{n_0} F_{t,90,Ek,i}} = \frac{n_{rf} \times F_{t,90,Rk}}{n_0 \times 0,3 F_{v,k}} \right. \quad (11.30)$$

where

$F_{v,k}$	is the shear force on one bolt or one dowel per shear plane,
$F_{t,90,Rk,i}$	is the characteristic tensile strength of a reinforcement (i),
$F_{t,90,Ek,i}$	is the characteristic tensile force in the reinforcement (i),
$n_{rf}$	is the number of reinforcement in a row,
$n_0$	is the number of fastener in a row,

(4) The uniformity of the reinforcement over the length of the shear plane has to be taken into account with the coefficient  $k_{dis,c}$ . If the reinforcement are not uniformly distributed, they had to be preferentially place at the extremity of the connection.

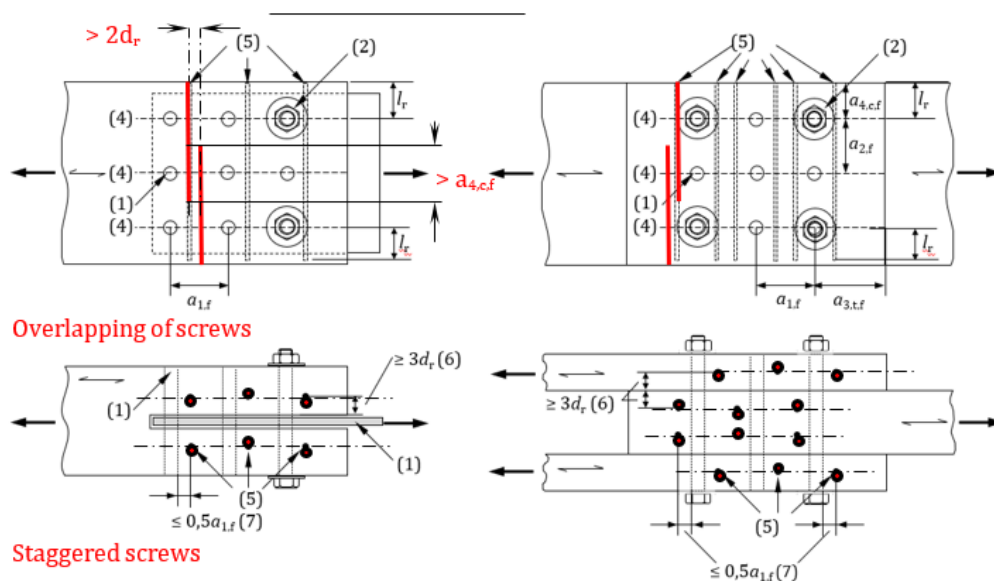
with

$k_{dis,c}=1$  when reinforcement is uniformly distributed,

$k_{dis,c}=0,5$ ? *in other cases (to be discussed may be a rule can be added to define uniformity ?)*

(3) 11.6 applies.

prEN 1995-1-1:20XX (E)



**Key**

- (1) Dowel; bolt
- (2) Tight-fitting bolts to reduce moment from eccentricity
- (3) Slotted-in steel plate
- (4) Possible crack line
- (5) Reinforcement
- (6) Recommended:  $3d_r$
- (7) Recommended:  $2d_r$
- $a_{1,F}$  Spacing parallel to grain between two fasteners
- $a_{3,t,F}$  Distance between the fastener and the loaded end
- $d_r$  Diameter of the dowel-type reinforcement
- $l_{w,1}$  ;  $l_{w,2}$

**Figure 11.26 — Reinforcement of bolted and dowelled connections**

**11.5.3.2 Side shear planes capacity**

- (1) The design side shear planes capacity for block and plug shear  $F_{v,l,d}$  or the design side shear planes capacity of a row  $F_{v,l,d,i}$  should be determined with formula 11.31 considering that the row capacity  $F_{v,ef,d,i}$  do not include reinforcement rate:

$$\frac{F_{v,l,d}}{\text{or}} = \left( \min \left\{ \frac{2 \times t_{v,l,d} L_{con} k_v f_{v,d}}{F_{v,ef,d,i}} \right\} \right) \times \left( 1 + \left( \frac{2 \times t_{v,l,d} L_{con} k_v f_{v,d}}{\min \left\{ 2 \times t_{v,l,d} L_{con} k_v f_{v,d} \right\}} - 1 \right) \eta_r \times k_{dis,c} \right) \quad (11.31)$$

with  $t_{v,l,d}$  the thickness in shear depending on the type of failure

$$t_{v,l,d} = \begin{cases} t_{ef, \text{or } i} - (1 - k_{cr}) \left( \frac{t_o \text{ or } t_i}{2} \right) + \begin{cases} 0,5 d & (r) \\ 0 & (p) \end{cases} \\ \left( t_o \text{ or } \frac{t_i}{2} \right) k_{cr} & (b) \end{cases} \quad (11.32)$$

with the net connection length parallel to grain, see Figure 11.24;

$$L_{con} = a_1(n_0 - 1) + a_{3,t} - (n_0 - 1/2) \times d_0 \quad (11.33)$$

with the reduction factor taking into account the shear distribution  $k_v = 0,71$  for SWB and  $\square$

$$k_v = 0,4 + 1,4 \sqrt{\frac{G_{mean}}{E_{0,mean}}} \quad \text{for VB.} \quad (11.34)$$

where

$t_{ef, \text{or } i}$	is the effective thickness of outer or inner member partially or fully penetrating fasteners determined in 11.5.4;
$F_{v,ef,d,i}$	is the effective splitting design capacity for a row (i);
$t_o \text{ or } t_i$	is the thickness of the outer or inner member;
$k_{cr}$	is the factor for effects of cracks;
$f_{v,d}$	is the design shear strength of timber;
$k_{dis,c}$	is the coefficient considering the spreading of the reinforcement over the lateral shear plane;
$a_1$	is the spacing parallel to grain;
$n_0$	is the number of fasteners in a row parallel to grain;
$a_{3,t}$	is the loaded end distance parallel to grain;
$d_0$	is the largest of the diameter of the predrilled hole or fastener diameter;
$\eta_r$	is the rate of reinforcement for bolts and dowels,

### 11.5.3.3 Bottom shear plane capacity

(1) The design bottom shear plane failure resistance  $F_{v,b,d}$  should be determined by:

$$F_{v,b,d} = k_v \times A_{net,v,b} \times f_{v,d} \quad (11.35)$$

prEN 1995-1-1:20XX (E)

with the reduction factor taking into account the shear distribution  $k_v = 0,71$  for SWB and

$$k_v = 0,4 + 1,4 \sqrt{\frac{G_{\text{mean}}}{E_{0,\text{mean}}}} \text{ for VB.} \quad (11.36)$$

with  $A_{\text{net},v,b}$  the bottom shear area when there is no space between fastener and hole.

$$A_{\text{net},v,b} = a_2(n_{90} - 1) \times (a_1(n_0 - 1) + a_{3,t}) \quad (11.37)$$

when there is space between fastener and hole.

$$A_{\text{net},v,b} = a_2(n_{90} - 1) \times (a_1(n_0 - 1) + a_{3,t}) - (((n_0 - 1/2) \times (n_{90} - 1)) \times \pi d_0^2 / 4) \quad (11.38)$$

where

- $f_{v,d}$  is the design shear strength of timber;
- $a_1$  is the spacing parallel to grain;
- $n_0$  is the number of fasteners in a row parallel to grain, see Figure 11.24;
- $n_{90}$  is the number of fasteners in a row perpendicular to grain, see Figure 11.24;
- $a_{3,t}$  is the loaded end distance parallel to grain;
- $a_2$  is the spacing perpendicular to grain;
- $d_0$  is the largest of the diameter of the predrilled hole or fastener diameter;

**11.5.3.4 Net tensile capacity with block shear, plug shear and net tensile failure**

(1) The design tensile failure resistance parallel to grain of the critical net cross section  $F_{t,Rd}$  should be determined by:

$$F_{t,d} = k_t \times f_{t,0,d} \times A_{\text{net},t \text{ or } c} \quad (11.39)$$

With an increase factor for tensile  $k_t = 1,02$  for SWB and

$$k_t = 0,9 + 1,4 \sqrt{\frac{G_{\text{mean}}}{E_{0,\text{mean}}}} \text{ for VB} \quad (11.40)$$

(2) The design compression failure resistance parallel to grain of the critical net cross section  $F_{c,d}$  should be determined by:

$$F_{c,d} = f_{c,0,d} \times A_{\text{net},t \text{ or } c} \quad (11.41)$$

$$A_{net,t \text{ or } c} = \begin{cases} b_{net,b} (t_o \text{ or } t_i/2) & (b) \\ b_{net,b} t_{ef \text{ o or } i} & (p) \\ b_{net} (t_o \text{ or } t_i/2) & \text{for fully penetrating fasteners} \\ b_{net} (t_o \text{ or } \frac{t_i}{2}) + n_{90} \times & (n) \\ (t_o \text{ or } \frac{t_i}{2} - t_{h_o} \text{ or } t_{h_i}) \times d_o & \text{for partially penetrating fasteners} \end{cases} \quad (11.42)$$

With the net cross section defined on Figure 11.24 for block and plug shear failures are defined as follow :

$$b_{net,b} = \begin{cases} \sum_{i=1}^{n_{90}-1} a_{2,net,i} & \text{for tensile} \\ \sum_{i=1}^{n_{90}-1} a_{2,net,i} + 0.9 n_{90}d \text{ (or } 1.8 n_{90}d \text{ if staggered)} & \text{for compression} \end{cases} \quad (11.43)$$

The net cross section defined on Figure 11.24 for net failure are defined as follow :

$$b_{net} = \begin{cases} \sum_{i=1}^{n_{90}-1} a_{2,net,i} + a_{4,net,1} + a_{4,net,2} & \text{for tensile} \\ \sum_{i=1}^{n_{90}-1} a_{2,net,i} + a_{4,net,1} + a_{4,net,2} + 0.9 n_{90}d & \text{for compression} \end{cases} \quad (11.44)$$

where

- $k_t$  is an increase factor for tensile;
- $b_{net}$  is the net width of area that fails in net failure, consider 7.1.2;
- $b_{net,b}$  is the net width of area that fails in block or plug shear, consider 7.1.2;
- $t_{ef \text{ o or } i}$  is the effective thickness of outer or inner member partially or fully penetrating fasteners determined in 11.5.4;
- $t_o \text{ or } t_i$  is the thickness of the outer or inner member;
- $f_{t,0,d}$  is the design tensile strength of the timber parallel to grain;
- $a_2$  is the spacing perpendicular to grain, in mm;
- $a_{2,net,i}$  is the (i) net spacing perpendicular to grain, in mm;
- $d_o$  is the largest of the diameter of the predrilled hole or fastener diameter;
- $n_{90}$  is the number of rows of fasteners parallel to grain.

#### 11.5.4 Effective thickness of the failure shear planes

(1) For connections with fully or partially penetrating fasteners, the effective thickness should be always calculated considering the embedment length of the fastener  $t_{h,i}$  or  $t_{h,o}$ .

prEN 1995-1-1:20XX (E)

(2) The embedment length  $t_{h,2}$  of the fastener in member 2 is always equal to the thickness of member 2.

(3) The effective thickness should be calculated with the full plastic bending capacity  $M_{y,i,k}$  of the fastener with the following formula.

$$M_{y,i,k} = 1/6(f_{u,k} \text{ or } f_{y,k}) d^3 \quad (11.45)$$

With :

$f_{u,k}$  Is the ultimate characteristic tensile strength for hard steel ;

$f_{y,k}$  Is the characteristic yield strength for mild steel ;

$d$  Is the diameter of the fastener;

(4) The effective thickness should be calculated for timber to timber connection with the ratio  $\beta$  of the respective embedment strength which are composing the connection.

$$\beta = \frac{f_{h,2,k}}{f_{h,i \text{ or } o,k}} \quad (11.46)$$

With

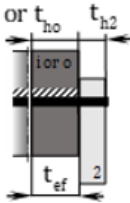
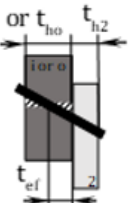
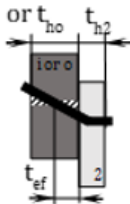

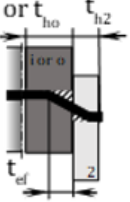
$f_{h,2,k}$  is the embement strength of member 2 see Table 11.11;

$f_{h,i \text{ or } o,k}$  is the embement strength of member i (inner) or o (outer) see Table 11.11;

Comment : In the following Table 11.11 the column Timber to metal could be suppressed but it needs expertized to use the column Timber to timber and get the right results. To simplify the writings of the formulae in the table the ratio  $\delta$  is used and defined as :

$$\delta = \frac{t_{h2}}{\frac{t_{hi}}{2} \text{ or } t_{ho}}$$

**Table 11.11 — Effective thickness depending on the failure mode for single shear connection and multiple shear connection (inner and outer member)**

Failure mode	Timber to metal $t_{ef}$	Timber to timber $t_{ef}$
a) $t_{hi}/2$ 	$\frac{t_{hi}}{2}$ or $t_{ho}$	$\frac{t_{hi}}{2}$ or $t_{ho}$
c) $t_{hi}/2$ 	$0,4 \left( \frac{t_{hi}}{2} \text{ or } t_{ho} \right)$	$\frac{t_{hi}}{2}$ or $t_{ho} \times$ $\left( \frac{\left[ \sqrt{\beta + 2\beta^2 [1 + \delta + \delta^2]} + \beta^3 \delta^2 - \beta(1 + \delta) \right]}{1 + \beta} \right)$
d) $t_{hi}/2$ 	$\left( \frac{t_{hi}}{2} \text{ or } t_{ho} \right) \times$ $\sqrt{2 + \frac{4 \times M_{y,f,k}}{f_{h,i \text{ or } o,k} d \left( \frac{t_{hi}}{2} \text{ or } t_{ho} \right)^2} - 1}$	$\left( \frac{t_{hi}}{2} \text{ or } t_{ho} \right) \times$ $\sqrt{2\beta(\beta + 1) + \frac{4\beta(2 + \beta)M_{y,f,k}}{f_{h,i \text{ or } o,k} d \left( \frac{t_{hi}}{2} \text{ or } t_{ho} \right)^2} - \beta}$
e) $t_{hi}/2$ 	$\sqrt{\frac{2M_{y,f,k}}{f_{h,i \text{ or } o,k} d}}$	$\beta \left( \frac{-t_{h2}}{2\beta + 1} + \sqrt{\frac{t_{h2}^2}{(2\beta + 1)^2} + \frac{t_{h2}^2}{2\beta + 1} + \frac{4M_{y,f,k}}{f_{h,i \text{ or } o,k} d \beta(2\beta + 1)}} \right)$
f) $t_{hi}/2$ 	$2 \sqrt{\frac{M_{y,f,k}}{f_{h,i \text{ or } o,k} d}}$	$\sqrt{\frac{2\beta}{1 + \beta}} \sqrt{\frac{2M_{y,f,k}}{f_{h,i \text{ or } o,k} d}}$



prEN 1995-1-1:20XX (E)

**11.5.5 Design brittle resistance of the connection**

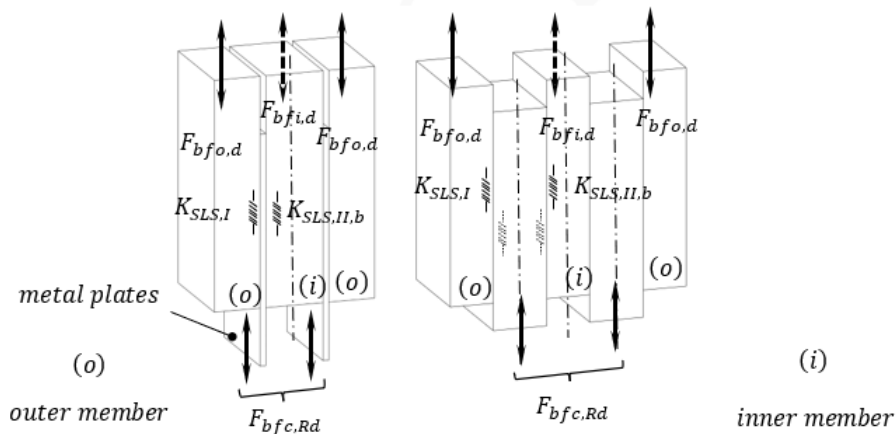
(1) The design brittle resistance of a connection comprising several timber members should be obtained as the sum of the forces of the timber members transferring the load when brittle failure is reached in one member.

(2) The design brittle failure resistance of a symmetrically built-up multiple shear plane connection  $F_{bfc,Rd}$  should be determined by:

$$F_{bfc,Rd} = \min \begin{cases} 2 \times F_{bfo,d} \left( \frac{m_i \times K_{SLS,II,b}}{K_{SLS,I}} + 1 \right) & \text{failure of outer members} \\ 2 \times F_{bfi,d} \left( m_i + \frac{K_{ULS,I}}{K_{ULS,II,b}} \right) & \text{failure of inner members} \end{cases} \quad (11.45)$$

where

- $F_{bfo,d}$  is the design brittle failure resistance of the outer member;
- $F_{bfi,d}$  is the design brittle failure resistance of half an inner member;
- $m_i$  is the number of inner timber members;
- $K_{SLS,II,b}$  is the service stiffness of one shear plane of an inner part when dowel have no rotation in the steel plates,
- $K_{ULS,I}$  is the service stiffness of one shear plane of an outer part,



**Figure 11.27 — Generic definition of outer and inner timber members and shear plane stiffness for metal to timber or timber to timber connections**

ADDITIVE PART FOR STIFFNESS **SLS ULS**

The stiffness per shear plane could be given as a function for inner and outer parts in chapter 11.3.7.1

Stiffness of multiple shear steel to timber connections:

The stiffness of the connection  $K_{SLS,c}$  could be obtained with :

- OTM :  $K_{SLS,c} = 2 \times (K_{SLS,I} + m_i \times K_{SLS,II,b})$

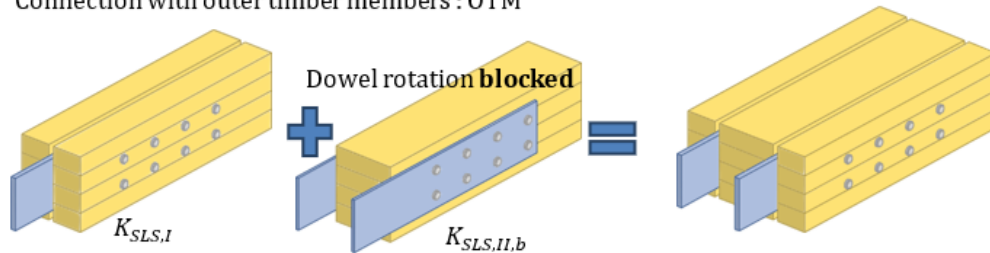
- OSM :  $K_{SLS,c} = 2 \times (K_{SLS,II,f} + (m_i - 1) \times K_{SLS,I})$

With :

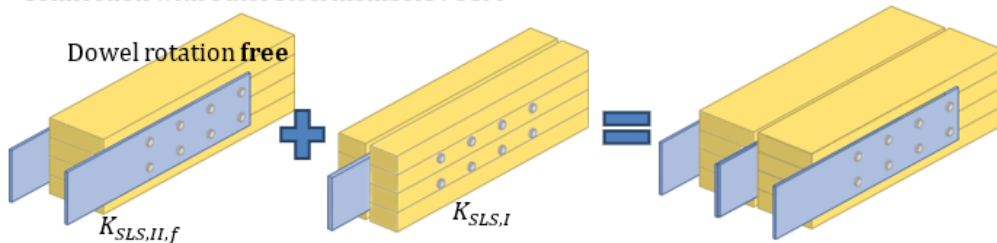
- $K_{SLS,I}$  Stiffness **per shear plane** for connection with a steel plate slotted in,
- $K_{SLS,II,b}$  Stiffness **per shear plane** for connection with steel plates on each sides and dowel rotation **blocked**,
- $K_{SLS,II,f}$  Stiffness **per shear plane** for connection with steel plates on each sides and dowel rotation **free**,
- $m_i$  number of inner timber member(s).

The ratio of stiffness is varying depending on the member thicknesses, it is not a constant.

Connection with outer timber members : OTM

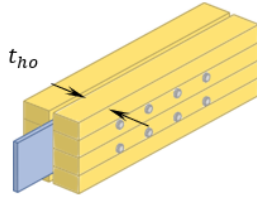


Connection with outer steel members : OSM



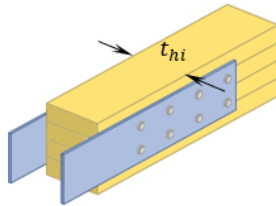
prEN 1995-1-1:20XX (E)

**Outer part** : Mode I  $d_0 = d$  no space between dowel and hole in timber



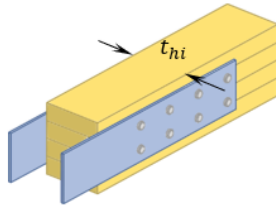
$$K_{SLS,I} = 0,232 \cdot \rho_m^{1,5} \cdot n_0^{0,26} \cdot n_{90}^{0,88} \cdot \left(\frac{a_1}{d}\right)^{-0,35} \cdot \left(\frac{t_{h,o}}{d}\right)^{0,43} \cdot \left(\frac{t_s}{d}\right)^{0,08} \cdot d^{1,13} \quad (N/mm)$$

**Inner part** : Mode II, f  $d_0 = d$  no space between dowel and hole in timber and rotation of dowel is considered perfectly **free** in the steel plates



$$K_{SLS,II,f} = 0,153 \cdot \rho_m^{1,5} \cdot n_0^{0,31} \cdot n_{90}^{0,93} \cdot \left(\frac{a_1}{d}\right)^{-0,35} \cdot \left(\frac{t_{h,i}}{d}\right)^{0,32} \cdot \left(\frac{t_s}{d}\right)^{0,10} \cdot d^{1,16} \quad (N/mm)$$

**Inner part** : Mode II, b  $d_0 = d$  no space between dowel and hole in timber and rotation of dowel is considered perfectly **blocked** in the steel plates



$$K_{SLS,II,b} = 0,210 \cdot \rho_m^{1,5} \cdot n_0^{0,16} \cdot n_{90}^{0,91} \cdot \left(\frac{a_1}{d}\right)^{-0,41} \cdot \left(\frac{t_{h,i}}{d}\right)^{0,50} \cdot \left(\frac{t_s}{d}\right)^{0,27} \cdot d^{1,21} \quad (N/mm)$$

With :

$n_0$  : number of dowel in a row,

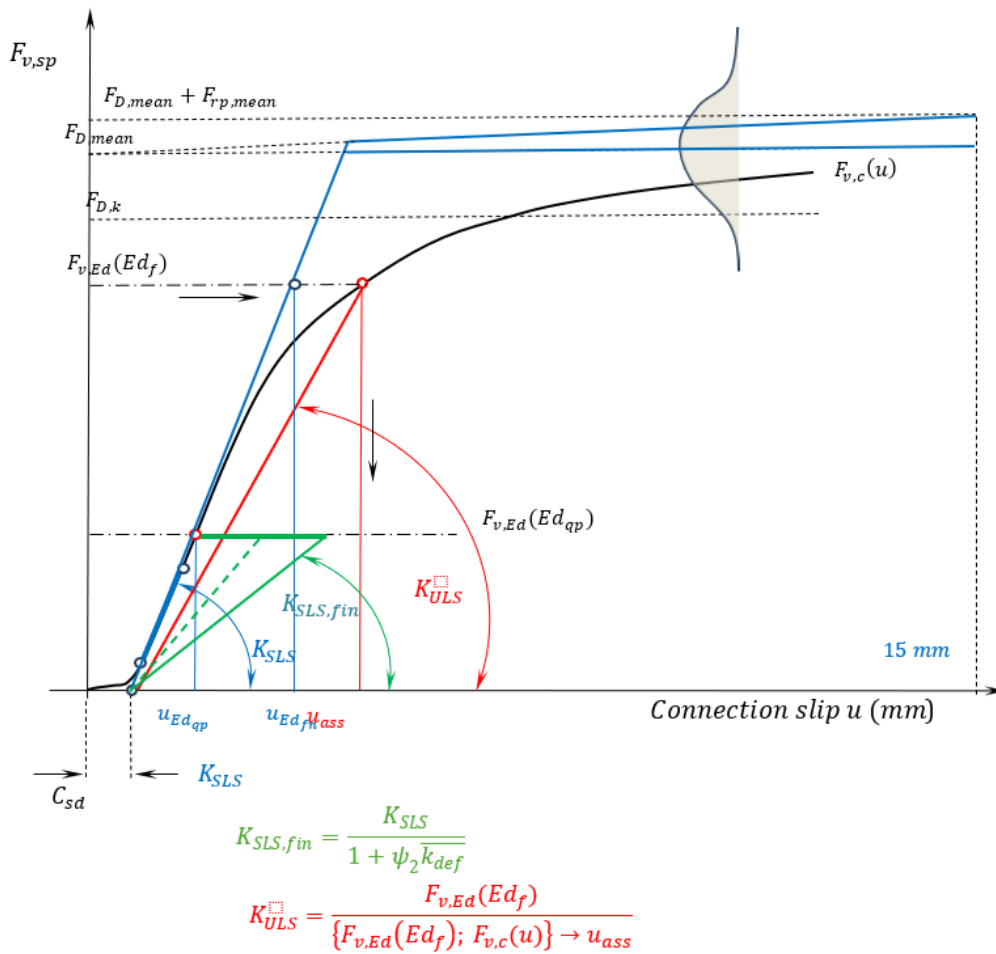
$n_{90}$  : number of row in the joint,

$a_1$  : spacing between dowel in a row

$t_{h,ori}$  : thickness of the inner or the outer member (s)

$t_s$  : thickness of the inner or the outer steel member(s)

$d$  : diameter of the dowel



To take into account the non linear behaviour of dowel connections in incremental or iterative methods, the following equations could be used to describe the evolution of the shear planes capacity regarding  $F_{v,c}$  to the slip of the connection  $u$ .

$$F_{v,c}(u) = \frac{\left(K_{SLS} - \frac{F_{rp,mean}}{15}\right) \times u}{\left(1 + \left(\frac{\left(K_{SLS} - \frac{F_{rp,mean}}{15}\right) \times u}{F_{D,mean}}\right)^{\alpha_r}\right)^{\frac{1}{\alpha_r}}} + \frac{F_{rp,mean}}{15} \times u \text{ RICHARD ABBOTT model}$$

$$F_{v,c}(u) = \left(F_{D,mean} + \frac{F_{rp,mean}}{15} \times u\right) \times \left(1 - \exp\left(\frac{\alpha_f \times K_{SLS}}{F_{D,mean}} \times u\right)\right) \text{ FOSCHI model}$$

With :

- $F_{D,mean}$  : Average plastic capacity of the connection in N per shear plane,
- $F_{rp,mean}$  : Rope effect capacity considered reached at a slip of 15 mm in N per shear plane,
- $K_{SLS}$  : Service stiffness of the connection in N/mm per shear plane,

prEN 1995-1-1:20XX (E)

- $C_{sd}$  : Clearance between dowel and metal plate in mm ,
- $\alpha_r$  : Correctif factor to fit the RICHARD ABBOTT law to any kind of connection,
- $\alpha_f$  : Correctif factor to fit the FOSCHI law to any kind of connection,

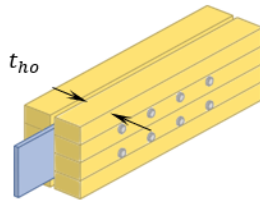
Since the rope effect is technically difficult to guarantee on dowel-type connections, the previous formula could then be simplified as follows:

$$F_{v,c}(u) = \frac{(K_{SLS}) \times u}{\left(1 + \left(\frac{(K_{SLS}) \times u}{F_{D,mean}}\right)^{\alpha_r}\right)^{\frac{1}{\alpha_r}}}$$

$$F_{v,c}(u) = F_{D,mean} \times \left(1 - \exp\left(\frac{\alpha_f \times K_{SLS}}{F_{D,mean}} \times u\right)\right)$$

Where  $\alpha_f$  and  $\alpha_r$  are factors depending on the geometry of the connection

**Outer part** : Mode I  $d_0 = d$  no space between dowel and hole in timber



$$\alpha_{f \text{ ou } r, I} = \left( Cst \cdot n_0^{\alpha_1} \cdot n_{90}^{\alpha_2} \cdot \left(\frac{a_1}{d}\right)^{\alpha_3} \cdot \left(\frac{t_{ho}}{d}\right)^{\alpha_4} \cdot \left(\frac{t_s}{d}\right)^{\alpha_5} \cdot d^{\alpha_6} \right)$$

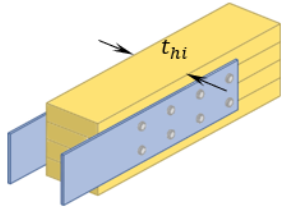
Coefficients  $\alpha_i$  to determine the Foschi coefficient  $\alpha_{f, I}$  when  $F_{rp, mean} = 0$

$\alpha_i$	$C$	$n_0$	$n_{90}$	$a_1/d$	$t_{ho}/d$	$t_s/d$	$d$
Mode (f)	2.71	-0.09	0.01	-0.05	0.06	0.04	-0.13
Mode (g)	1.33	0.13	0.00	0.06	-0.07	-0.05	-0.03
Mode (h)	0.94	0.29	0.00	0.12	-0.14	-0.09	0.00

Coefficients  $\alpha_i$  to determine the Richard Abbott coefficient  $\alpha_{r, I}$  when  $F_{rp, mean} = 0$

$\alpha_i$	$C$	$n_0$	$n_{90}$	$a_1/d$	$t_{ho}/d$	$t_s/d$	$d$
Mode (f)	4.64	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Mode (g)	4.67	0.23	-0.01	0.16	-0.26	-0.22	-0.20
Mode (h)	1.20	0.47	-0.01	0.23	-0.27	-0.22	0.10

**Inner part** : Mode II, b  $d_0 = d$  no space between dowel and hole in timber and rotation of dowel is considered perfectly **free** in the steel plates



$$\alpha_{f\text{ ou }r,II,f} = \left( Cst \cdot n_0^{\alpha_1} \cdot n_{90}^{\alpha_2} \cdot \left(\frac{a_1}{d}\right)^{\alpha_3} \cdot \left(\frac{t_{hi}}{d}\right)^{\alpha_4} \cdot \left(\frac{t_s}{d}\right)^{\alpha_5} \cdot d^{\alpha_6} \right)$$

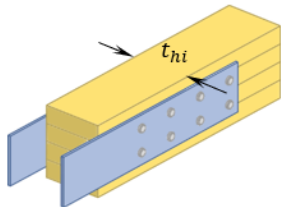
Coefficients  $\alpha_i$  to determine the Foschi coefficient  $\alpha_{f,II,f}$  when  $F_{rp,mean} = 0$

$\alpha_i$	C	$n_0$	$n_{90}$	$a_1/d$	$t_{hi}/d$	$t_s/d$	d
Mode (j/l)	1.80	0.05	-0.02	-0.01	0.04	-0.14	-0.10
Mode (k/m)	2.15	0.26	0.00	0.10	-0.38	-0.24	-0.12

Coefficients  $\alpha_i$  to determine the Richard Abott coefficient  $\alpha_{r,II,f}$  when  $F_{rp,mean} = 0$

$\alpha_i$	C	$n_0$	$n_{90}$	$a_1/d$	$t_{hi}/d$	$t_s/d$	d
Mode (j/l)	4.86	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Mode (k/m)	9.75	0.45	-0.02	0.19	-0.95	-0.44	-0.14

**Inner part** : Mode II, f  $d_0 = d$  no space between dowel and hole in timber and rotation of dowel is considered perfectly **blocked** in the steel plates



$$\alpha_{f\text{ ou }r,II,b} = \left( Cst \cdot n_0^{\alpha_1} \cdot n_{90}^{\alpha_2} \cdot \left(\frac{a_1}{d}\right)^{\alpha_3} \cdot \left(\frac{t_{hi}}{d}\right)^{\alpha_4} \cdot \left(\frac{t_s}{d}\right)^{\alpha_5} \cdot d^{\alpha_6} \right)$$

Coefficients  $\alpha_i$  to determine the Foschi coefficient  $\alpha_{f,II,b}$  when  $F_{rp,mean} = 0$

$\alpha_i$	C	$n_0$	$n_{90}$	$a_1/d$	$t_{hi}/d$	$t_s/d$	d
Mode (j/l)	3.57	-0.08	-0.03	0.02	0.11	-0.14	-0.30
Mode (k/m)	7.95	0.15	-0.01	0.06	-0.70	-0.05	-0.19

⊕ Coefficients  $\alpha_i$  to determine the Richard Abott coefficient  $\alpha_{r,II,b}$  when  $F_{rp,mean} = 0$

$\alpha_i$	C	$n_0$	$n_{90}$	$a_1/d$	$t_{hi}/d$	$t_s/d$	d
Mode (j/l)	6.48	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Mode (k/m)	8.00	0.28	0.00	0.32	-0.99	-0.20	0.09

□

prEN 1995-1-1:20XX (E)

With :

$n_0$  : number of dowel in a row,

$n_{90}$  : number of row in the joint,

$a_1$  : spacing between dowel in a row

$t_{h,ori}$  : thickness of the inner or the outer member (s)

$t_s$  : thickness of the inner or the outer steel member(s)

$d$  : diameter of the dowel

To obtain the average plastic force  $F_{D,mean}$  in a conservative manner, it is proposed to retain the lower limit of the variation coefficient, i.e. 10%. By considering a higher coefficient of variation, the secant stiffness could be slightly over evaluated.

$$F_{D,mean} = \frac{F_{D,k}}{1-1.64 \times 0.10} = 1,2 F_{D,k}$$

**11.5.6 Simplification**

(1) Brittle failure modes of connections do not need to be considered provided both:

- mode (f) in Formula 11.12 governs the design and/or
- the recommended minimum spacings given in 11.5.2 are met and the spacings  $a_1$ ,  $a_2$  and loaded end distance,  $a_{3,t}$  are increased by the factor,  $k_{br}$  given in 11.6.2 (2) and 11.6.2(3).

NOTE A connection where mode (f) governs Formula 11.12 may be obtained following the simplification given in 11.3.2(1) to (9).

(2) For situations where the fastener shaft penetrates the full timber member thickness the factor  $k_{br}$  is taken from:

$$k_{br} = \max \left\{ \frac{1}{(1 + k_{rp,2}) k_{pos} n_0^{0.5} n_{90}^{0.3} d^{-0.2} k_{pos}} \begin{cases} 0,65 & \text{for outer members} \\ 1,10 & \text{for inner members} \end{cases} \right.$$

with

$$k_{pos} = \begin{cases} 0,65 & \text{for outer members} \\ 1,10 & \text{for inner members} \end{cases} \quad (11.29)$$

where

$k_{br}$  is the factor to increase the spacing  $a_1$ ,  $a_2$  and loaded end distance  $a_{3,t}$ ;

$k_{rp,2}$  is the limitation for the rope effect contribution, given in Table 11.9;

$k_{pos}$  is the factor related to the timber member position;

$n_0, n_{90}$  are the number of fasteners in a row parallel to grain and in a row perpendicular to grain, respectively;

$d$  is the diameter of the fastener, in mm.

(3) When the fastener partially penetrates the timber member thickness, the factor  $k_{br}$  is taken from:

$$k_{br} = \max \left\{ (1 + k_{rp,2}) n_0^{0.3} n_{90}^{-0.2} d^{-0.4} \right. \quad (11.30)$$

where

$k_{br}$  is the factor to increase the spacing  $a_1$ ,  $a_2$  and loaded end distance  $a_{3,t}$ ;

- $k_{rp,2}$  is the limitation for the rope effect contribution, given in Table 11.9;
- $n_0, n_{90}$  are the number of fasteners in a row parallel to grain and in a row perpendicular to grain, respectively;
- $d$  is the diameter of the fastener, in mm.



## 3. – SYNTHESE SUR LA RAIDEUR DES ASSEMBLAGES DE COUTURAGE DES PLANCHERS PAR VIS

Le résultat de l'étude sur les assemblages bois panneau CLT est résumé ci-après pour ses résultats majeurs et pratiques.

La partie qui traite du fonctionnement de ces assemblages sous charges alternées étant très pointue et réservée à l'étude spécifique, elle ne fait pas l'objet de cette partie résumée.

Afin d'approfondir le résumé de l'étude présentée ci-après, il sera nécessaire de consulter au besoin les documents d'études énoncés ci-après avec la nomenclature suivante :

BIBLIO – *Pour partie bibliographique,*

NOTE – *Pour notes de calculs,*

PRO – *Pour protocole d'essais,*

RAP – *Pour rapport d'études.*

### ***ETUDE SOUS CHARGES STATIQUES***

1 - BIBLIO-1 Rapport bibliographique des assemblages par vis.pdf

2 - NOTE - 1 Note de calculs des assemblages par vis.pdf

3 - PRO 1.1 - Protocole d'essais d'arrachement de vis.pdf

4 - PRO 1.2 - Protocole d'essais des assemblages par vis.pdf

6 - Rap-1.1 - Rapports d'essais des assemblages de panneau CLT par vis.pdf

### ***ETUDE SOUS CHARGES ALTERNÉES***

5 - PRO 1.3 - Protocole d'essais alternés d'assemblages par vis.pdf

7 - Rap-1.2 - Rapports d'essais alternés des assemblages de panneau CLT par vis.pdf

La Figure 3-1 présente les configurations d'assemblages de panneaux de plancher en CLT retenues par la commission structure et qui ont été éprouvées. Les Tableaux 3-2, Tableau 3-3 et Tableau 3-5 présentent les caractéristiques dimensionnelles des vis utilisées suivant les configurations, les Figure 3-2, et Figure 3-3, présentent les géométries de ces vis et la dénominations des paramètres.

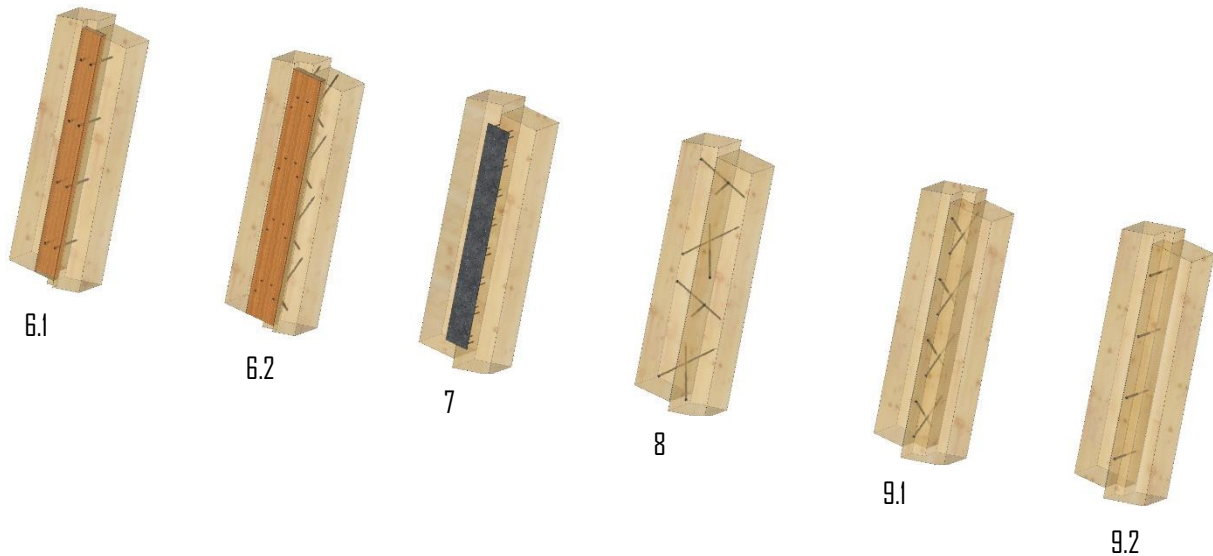


Figure 3-1 : Schémas des différentes configurations d'assemblages mécaniques de type vis sur des panneaux en bois lamellé collé croisé.

Tableau 3-1 : Caractéristiques des vis génériques de quelques fournisseurs ASSEMBLAGE 6.1 et 9.2.

Fabricants	ETA	Type de vis	d (mm)	d <sub>i</sub> (mm)	d <sub>k</sub> (mm)	k <sub>l</sub> (mm)	a (mm)	l <sub>sp</sub> (mm)	l (mm)
SIMPSON	ETA 13/0796 [1]	ESCRFTZ	8	5,2	10,2	7,5	10	8,2	140
WURTH	ETA 11/0190 [2]	ASSY Plus VG	8	5,0	10,0	7,5	11	0	140
HECO	ETA 11/0284 [3]	HECO TOPIX	8	5,25	12	5,2	8	??	140

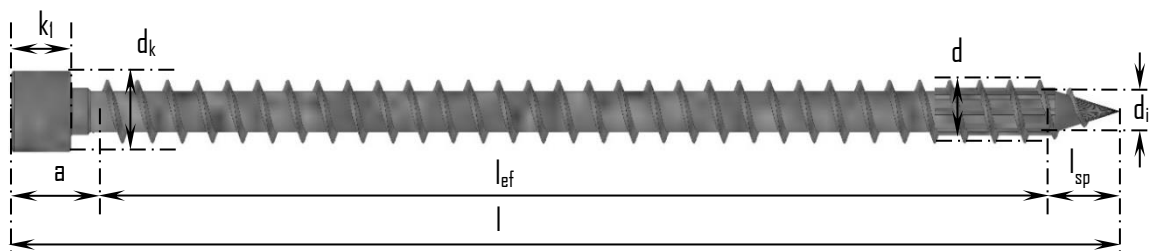


Figure 3-2 : Schéma d'une vis avec toutes les dénominations

Tableau 3-2 : Caractéristiques des vis de quelques fournisseurs ASSEMBLAGE 6.2 et 9.1.

Fabricants	ETA	Type de vis	d (mm)	d <sub>i</sub> (mm)	d <sub>k</sub> (mm)	k <sub>l</sub> (mm)	a (mm)	l <sub>sp</sub> (mm)	l (mm)
SIMPSON	ETA 13/0796 [1]	ESCRFTZ	8	5,2	10,2	7,5	10	8,2	200
WURTH	ETA 11/0190 [2]	ASSY Plus VG	8	5,0	10,0	7,5	11	0	200
HECO	ETA 11/0284 [3]	HECO TOPIX	8	5,25	12	5,2	8	??	200

Tableau 3-3 : Caractéristiques des vis de quelques fournisseurs ASSEMBLAGE 8

Fabricants	ETA	Type de vis	d (mm)	d <sub>i</sub> (mm)	d <sub>k</sub> (mm)	k <sub>l</sub> (mm)	a (mm)	l <sub>sp</sub> (mm)	l (mm)
SIMPSON	ETA 13/0796 [1]	ESCRFTZ	8	5,2	10,2	7,5	10	8,2	240
WURTH	ETA 11/0190 [2]	ASSY Plus VG	8	5,0	10,0	7,5	11	0	240
HECO	ETA 11/0284 [3]	HECO TOPIX	8	5,25	12	5,2	8	??	240

Le Tableau 3-4 présente le moment plastique indiqué par les fournisseurs de vis dans les ETA.

Tableau 3-4 : Moment caractéristiques des vis des fournisseurs ci-dessus

Fabricants	M <sub>y,Rk</sub> (N.m)
HECO	20,0
SIMPSON	24,0
WURTH	23,0

Tableau 3-5 : Caractéristiques des vis de quelques fournisseurs ASSEMBLAGE 7

Fabricants	ETA	Type de vis	d (mm)	d <sub>i</sub> (mm)	d <sub>k</sub> (mm)	k <sub>l</sub> (mm)	a (mm)	l (mm)
SIMPSON	ETA 04/0013 [8]	CSA	5	3,15	8,3	2,6	6	50
WURTH	ETA 11/0190 [2]	ASSY 3	5	3,15	8	2,6	6	50

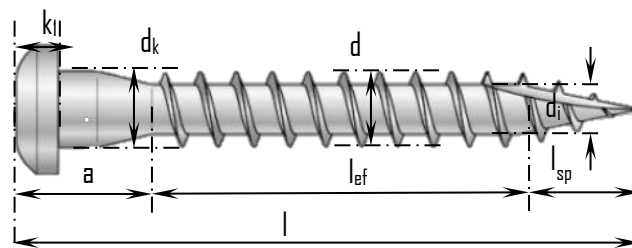


Figure 3-3 : Schéma d'une vis avec toutes ses dénominations

Pour réaliser une connexion, suivant la solution technique adoptée, il est nécessaire de disposer d'un nombre minimum de vis pour transférer un effort d'une plaque CLT à une autre. La Figure 3-4 présente les configurations et l'assemblage dit « unitaire » pour transférer l'effort. Le nombre de vis par assemblage « unitaire » est indiqué sous chaque configuration.

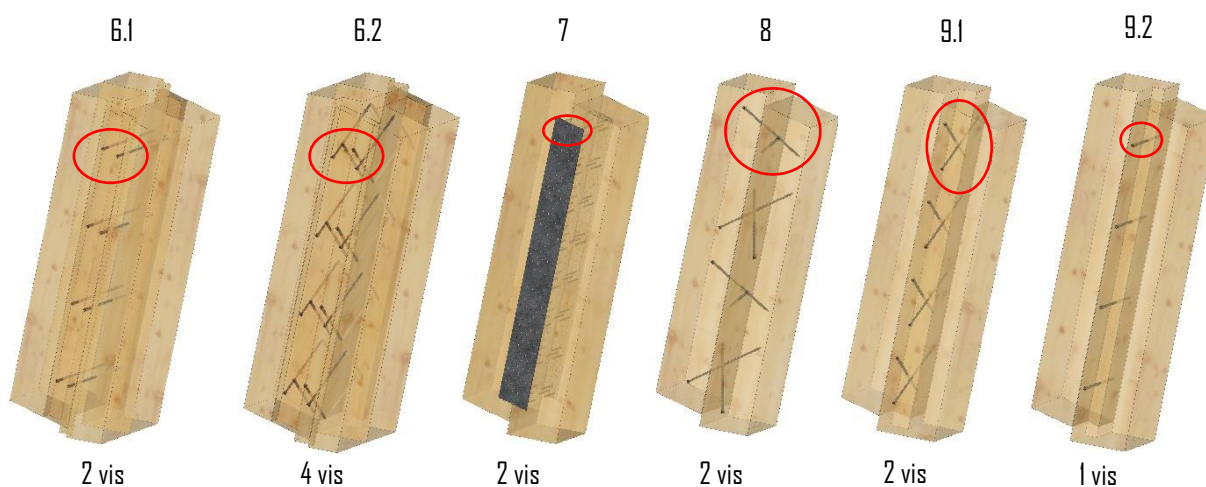








Figure 3-4 : Assemblage dit « unitaire » est entouré en rouge sur chaque configuration.

Le Tableau 3-6 présente la raideur et la capacité caractéristique des assemblages « unitaires » classées par ordre de raideur croissante. La Figure 3-5 présente l'évolution du comportement des assemblages « unitaires » afin d'apprécier le comportement propre à chaque type de liaison.

Tableau 3-6 : Classement des configurations de la moins raide à la plus raide par assemblage unitaire (valeurs en kN et kN/mm) dépouillement initial.

Configuration	Schéma	Nombre de vis par assemblage unitaire	$K_{SLS}$ $K_{SER}$	$F_{v,Rk}$
CIS-6-1		2	1.02	3.32
CIS-9-1		1	1.33	4.77
CIS-7		2	2.61	3.65
CIS-6-2		4	5.78	9.75
CIS-9-2		2	15.36	20.89
CIS-8		2	18.72	20.09

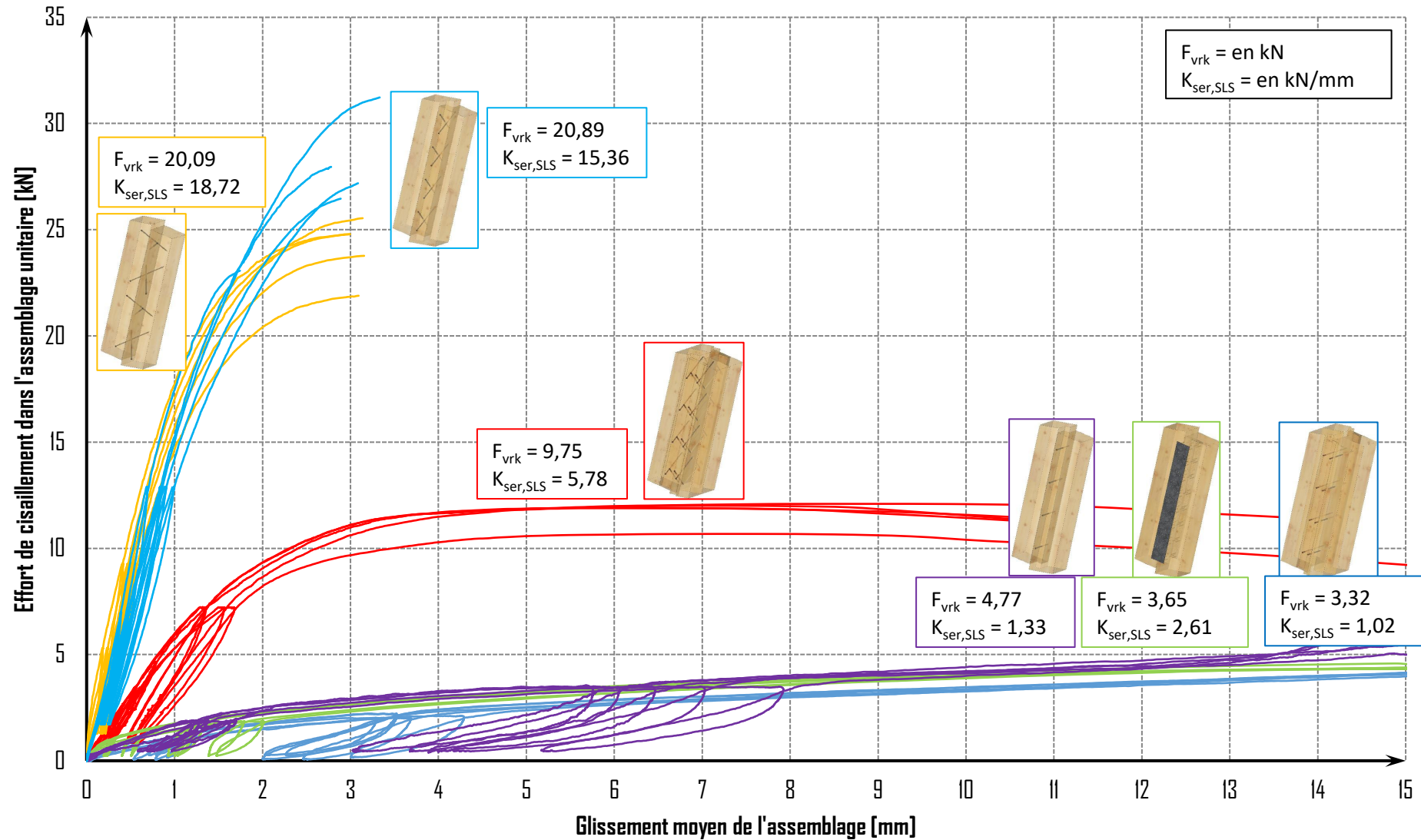


Figure 3-5 : Evolutions des efforts de cisaillement dans l'assemblage **unitaire** en fonction du glissement d'assemblage

## 4.- SYNTHÈSE SUR LA RAIDEUR DES ASSEMBLAGES PAR CONTACT BOIS SUR BOIS

Le résultat de l'étude sur les assemblages bois/bois est résumé ci-après pour ses résultats majeurs et pratiques dans le cas de contact sans défaut de perpendicularité des surfaces.

En ce qui concerne l'exploitation des résultats d'essais avec défaut de surface, l'étude n'a pas permis pour le moment d'aboutir à des résultats pratiques. Il sera nécessaire de s'appuyer sur un code de calcul éléments finis pour étendre les résultats expérimentaux et d'en tirer des règles. Les grandes lignes de ce que pourraient être ce modèle seront exposées en fin de cette partie.

Afin d'approfondir le résumé de l'étude présentée ci-après, il sera nécessaire de consulter au besoin les documents d'études énoncés ci-après avec la nomenclature suivante :

BIBLIO - *Pour partie bibliographique,*

PRO - *Pour protocole d'essais,*

RAP - *Pour rapport d'études.*

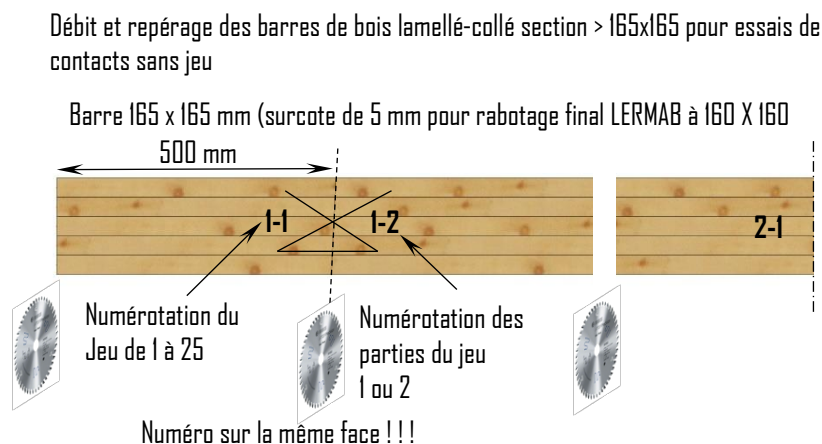
19 - BIBLIO-3 - Rapport bibliographique des assemblages par contact.pdf

20 - PRO-3 - Protocole d'essais des assemblages par contact.pdf

21 - RAP-3 - Rapport d'essais des assemblages par contact 17022022.pdf

#### 4.1. CONFIGURATION DES CONTACTS ETUDIÉS

Afin de définir expérimentalement le comportement de contact direct bois sur bois en présence d'interface ou non deux types d'essais ont été réalisés : des essais sans défaut géométrique et des essais avec défaut géométrique (perpendicularité des surfaces). Pour réaliser des essais sans défaut géométrique, des barres ont été découpées d'un seul trait de scie. Ces barres ont été appairées afin d'être montées sans retournement dans une enceinte de maintien lors de l'essai de compression. La *Figure 4-1* présente le schéma de découpage des éprouvettes.



*Figure 4-1 : Schéma du protocole de découpe des éprouvettes permettant de réaliser un essai de contact sans défaut.*

Les essais montrent en premier lieu que la surface de contact n'est pas le lieu privilégié d'un affaiblissement des propriétés de compression du bois, ceci quel que soit l'interface testé : bois / bois, bois / métal ou bois / mortier. La rupture est toujours apparue par compression des lits de trachéides dans la hauteur de l'éprouvette de manière décalée du fait du bois lamellé-collé et de son alternance de lamelles. Les *Figure 4-3*, *Figure 4-5* et *Figure 4-7* montrent les corps d'épreuve dans l'enceinte de confinement. Celle-ci est indispensable pour aligner les deux morceaux de l'échantillon. Le contact était ainsi parfait avant chaque essai.

Les *Figure 4-4*, *Figure 4-6* et *Figure 4-8* montrent l'état des surfaces de contact sur quelques échantillons après essai. Les surfaces de contact après rupture ne montrent aucun défaut majeur. Pour les assemblages de contact direct bois sur bois, il apparaît tout de même un biais. En effet, afin d'obtenir des éprouvettes sans défauts géométriques, les cernes de croissance se sont retrouvés exactement en vis-à-vis ce qui ne sera jamais le cas pour des poteaux en situation de construction réelle. La *Figure 4-2* montre l'effet d'enchevêtrement des cernes lorsque ceux-ci ne sont pas en vis-à-vis lorsque le niveau de contraintes dans le corps d'épreuve atteint la capacité de résistance du bois. Ce type de matage a été obtenu pour des éprouvettes avec défaut géométrique, c'est pourquoi les résultats d'essais ne permettent pas de séparer l'effet du matage de contact avec l'effet d'écrasement progressif du fait du défaut géométrique. Des essais supplémentaires seraient indispensables pour tester des assemblages bois/bois avec des échantillons non appairés. Un nouveau protocole de découpe serait à produire sachant qu'il est possible, au regard de ce qui a été réalisé, de produire en milieu industriel des éprouvettes avec un défaut géométrique quasi parfait.





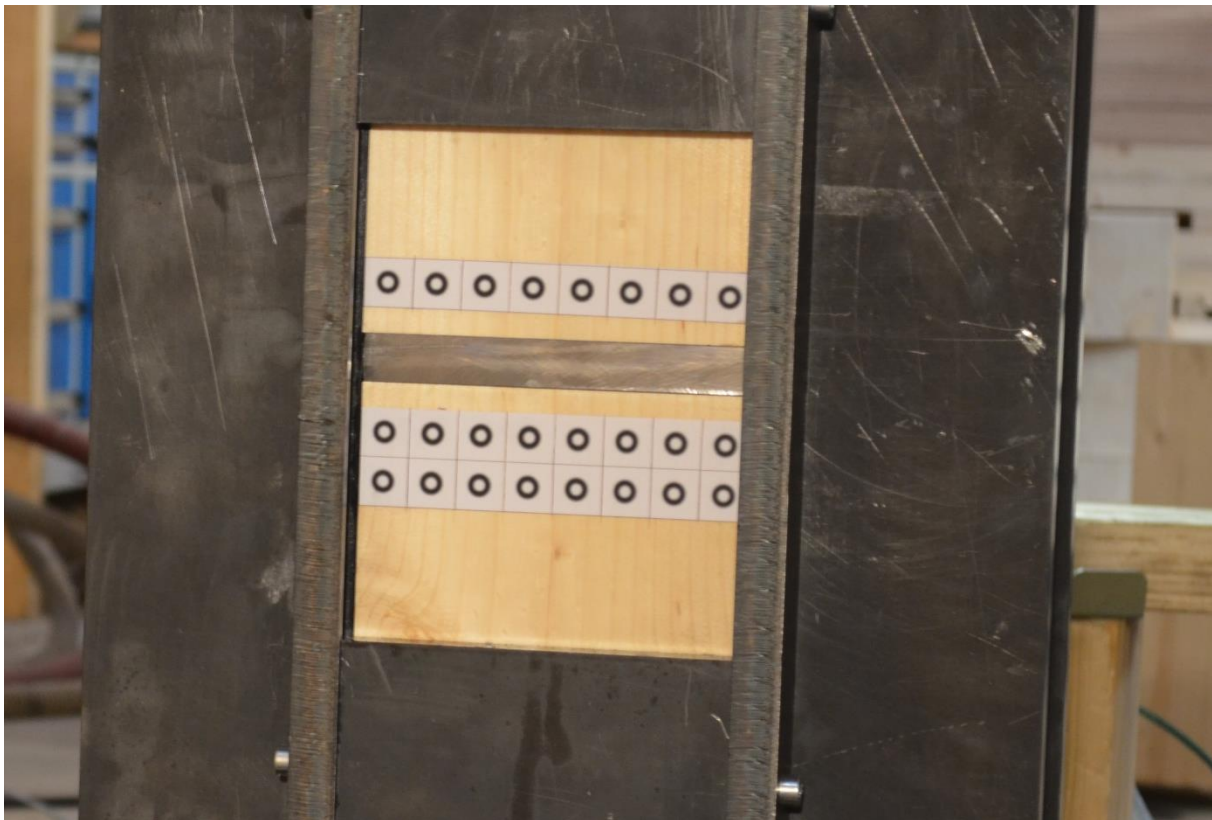
*Figure 4-2 : Exemple de matage en compression de l'interface des échantillons bois/bois avec défaut géométrique « B-B-D »*



*Figure 4-3 : Échantillon d'essai de contact bois/bois B-B en contact parfait dans l'enceinte de confinement métallique.*



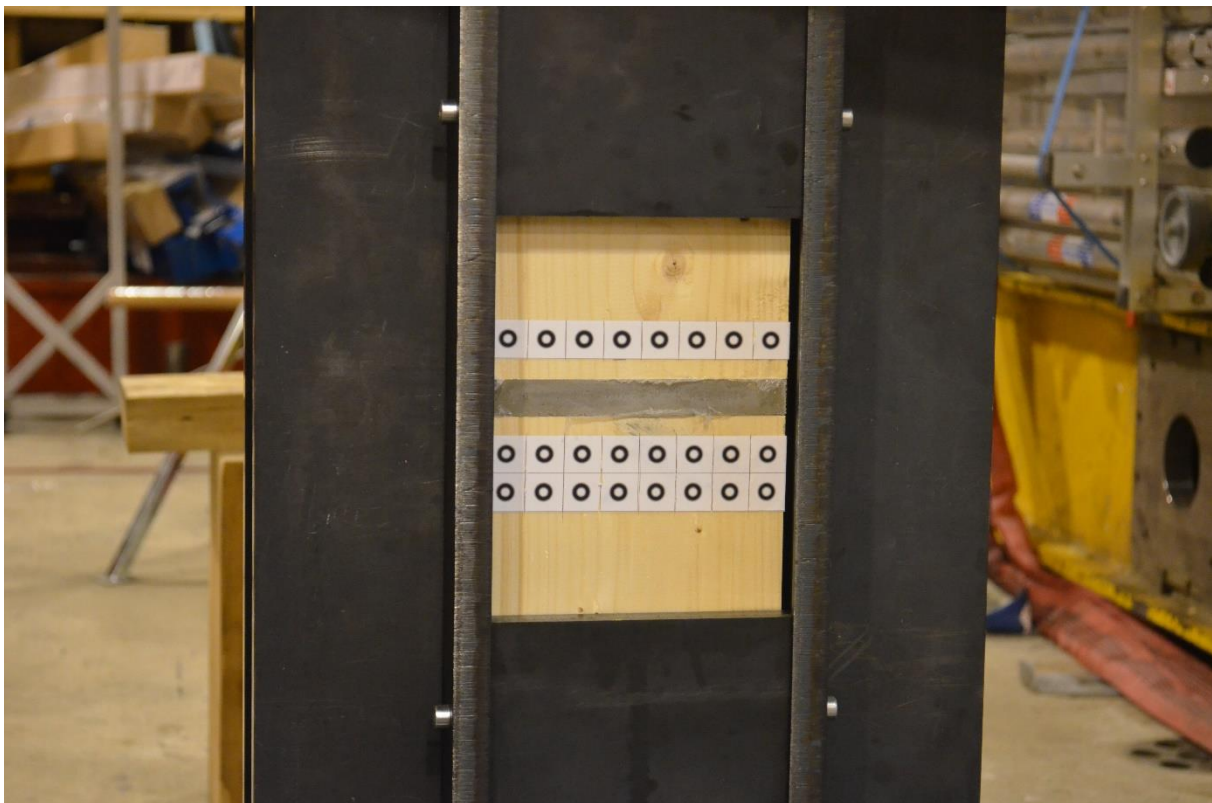
*Figure 4-4 : Matage des surfaces de contact très peu perceptible après essai bois/bois sur l'éprouvette B-B-5.*



*Figure 4-5 : Echantillon d'essai de contact bois/métal B-ME en contact parfait dans l'enceinte de confinement métallique.*



*Figure 4-6 : Matage uniforme des surfaces de contact très peu perceptible sur l'échantillon B-ME-5 essai bois/métal.*



*Figure 4-7 : Échantillon d'essai de contact bois/mortier B-MD en contact parfait dans l'enceinte de confinement métallique.*

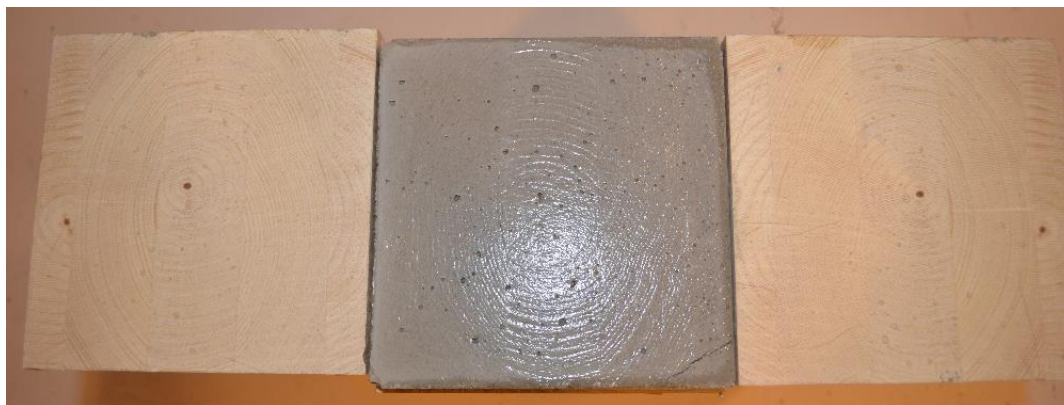


Figure 4-8 : Aucun matage de surface n'est observable ici sur l'échantillon B-MO-5 essai bois/ mortier

## 4.2. RAIDEUR DE CONTACT

La Figure 4-9 synthétise l'ensemble des évolutions de la contrainte en fonction du tassement net moyen des éprouvettes sans défaut. L'ensemble des courbes présente les mêmes évolutions avec des jeux plus ou moins importants. Le seuil de rupture est quasi identique quel que soit le contact puisque pour tous les échantillons, la rupture est apparue dans le corps d'éprouvette en bois. Il apparaît que les essais bois/bois sont plus rigides que les essais bois métal et bois mortier du fait de ce qui a été expliqué précédemment. Il faut rappeler ici que les éprouvettes ont été replacées en continuité de leur découpe : les cernes sont exactement en face les unes de autres dans les assemblages bois/bois. Aucun enchevêtrement de cernes n'a été observé.

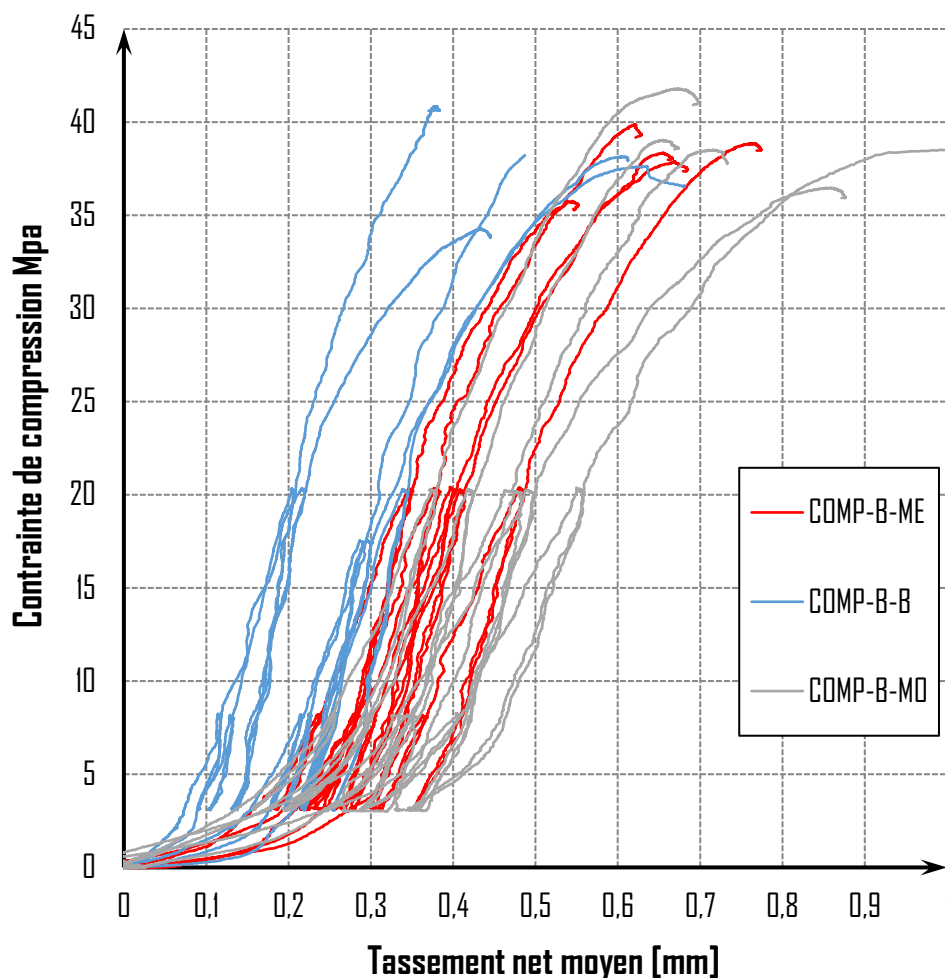


Figure 4-9 : Evolution de la contrainte en fonction du tassement net moyen de toutes les éprouvettes sans défaut

Le Tableau 4-1 présente les modules de fondations  $m_{el,1,4}$  pour les configurations sans défauts. Le module de fondation le plus élevé est obtenu pour le contact Bois-Bois d'éprouvettes appairées. A partir de cette valeur, une différence de 41% et 63% est observée par rapport au contact Bois-Métal et Bois-Mortier respectivement. Cependant, les modules de fondations sont moins variables sur ces deux derniers types de contact.

Tableau 4-1 : Modules de fondations  $m_{el,1,4}$  de contact sans défaut [ $N/mm^2$ ]

Echantillon	COMP-B-B	COMP-B-ME	COMP-B-MO
Moyenne	<b>242.12</b>	<b>143.08</b>	<b>88.78</b>
Minimum	324.85	164.91	105.78
Maximum	153.18	122.87	76.58
Ecart type	62.78	20.22	12.51
COV	25.93%	14.13%	14.09%

Le Tableau 4-2 présente la valeur des jeux pour les configurations sans défauts. Ces jeux sont similaires sur l'ensemble des configurations. Cependant, le coefficient de variation caractérisant les jeux sont assez importants.

Tableau 4-2 : Jeu ou matage initial des contacts sans défauts

Echantillon	COMP-B-B	COMP-B-ME	COMP-B-MO
Moyenne	<b>0.12</b>	<b>0.19</b>	<b>0.16</b>
Maximum	0.19	0.26	0.22
Minimum	0.05	0.13	0.10
Ecart type	0.06	0.05	0.05
COV	49.73%	24.45%	31.87%

### 4.3. EXEMPLE DE CALCUL DE LA RAIDEUR DE CONTACT ET DES DEPLACEMENTS D'UN ASSEMBLAGE DE POTEAU SANS DEFAUT AVEC CONTACT METALLIQUE

Soit un poteau d'une structure en bois lamellé-collé GL24h de 400 mm de côté.

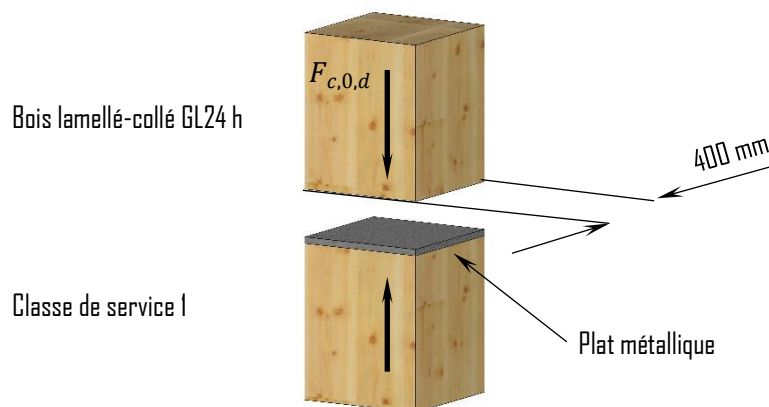


Figure 4-10 : Assemblage par contact métallique d'un poteau de structure de section 400 x 400 mm en bois lamellé-collé GL24h

La résistance en compression du bois GL24h est  $f_{c,0,k} = 24 \text{ Mpa}$

La résistance de calcul sous charge permanente et de :  $f_{c,0,d} = \frac{k_{mod} \times f_{c,0,k}}{\gamma_M} = \frac{0.6 \times 24}{1.25} = 11,52 \text{ Mpa}$

La capacité de compression en contact parfait à l'interface sans considérer de variation dimensionnelle est de :

$$F_{c,0,d}(ULS) = f_{c,0,d} \times A_c = 11,52 \times 400^2 = 1843,2 \text{ kN}$$

En considérant la combinaison fondamentale à l'ULS qu'avec des charges permanentes de l'Équation 29

$$Ed_f = \sum_{i=1}^n \gamma_{G,i} G_{k,i} \oplus \gamma_{Q,1} Q_{k,1} \oplus \sum_{j=1}^n \gamma_{Q,j} \psi_{0,j} Q_{k,j} \quad (k_{mod} \text{ associé}) \quad \text{Équation 29}$$

Il vient :

$$Ed_f = \gamma_{G,i} \sum_{i=1}^n G_{k,i} = 1,35 \times G_k$$

Et donc en charge permanente maximum :

$$Ed_f = 1,35 \times G_k \leq F_{c,0,d} \Rightarrow G_k = \frac{F_{c,0,d}}{1,35} = \frac{1843,2}{1,35} = 1365,3 \text{ kN}$$

Pour une combinaison caractéristique ou rare à l'SLS :

$$Ed_c = \sum_{i=1}^n G_{k,i} \oplus Q_{k,1} \oplus \sum_{j=1}^n \psi_{0,j} Q_{k,j}$$

Il vient sous charge permanente

$$Ed_c = \sum_{i=1}^n G_{k,i} = G_k$$

$$F_{c,0,d}(SLS) = G_k = 1365,3 \text{ kN}$$

La raideur de contact s'obtient par :

$$K_{SLS} = A_c \times m_{el,1,4} \quad \text{Équation 30}$$

Avec :

$A_c$  Aire de la surface comprimée,

$m_{el,1,4}$  module de fondation de la surface de contact,

En considérant le module de fondation bois métal du Tableau 4-1 : Modules de fondations  $m_{el,1,4}$  de contact sans défaut [N/mm<sup>3</sup>] il vient :

$$K_{SLS} = A_c \times m_{el,1,4} = 400^2 \times 143,08 = 22892,8 \text{ KN/mm}$$

En considérant un jeu ou plutôt un matage initial issu du Tableau 4-2 le déplacement à l'état limite de service serait de :

$$\delta_{SLS} = \frac{F_{c,0,d}(SLS)}{K_{SLS}} + J = \frac{1365,3}{22892,8} + 0,19 = 0,25 \text{ mm}$$

Au regard des comportements expérimentaux, il n'y a pas lieu de considérer un comportement non linéaire pour des charges plus élevées, le déplacement à l'état limite ultime s'obtient sous charge permanente alors par :

$$\delta_{ULS} = \frac{F_{c,0,d}(ULS)}{K_{SLS}} + J = \frac{1843,2}{22892,8} + 0,19 = 0,27 \text{ mm}$$

La raideur de contact apporte un déplacement supplémentaire très faible par rapport au matage initial du plan découpé au moment du façonnage.

#### 4.4. PRINCIPE DE MODELISATION NON LINEAIRE DE L'ASSEMBLAGE PAR CONTACT A L'AIDE D'UN MODELE MEF 2,5 D

Au départ de cette étude sur les assemblages par contact, un certain nombre d'interrogations étaient formulées. En premier lieu une interrogation forte était posée sur la capacité en entreprise à tenir une tolérance de fabrication telle qu'elle était proposée dans le projet de norme d'exécution II.I[22] rappelée dans le Tableau 4-3 et seul référentiel connu à ce jour pour le bois.

Tableau 4-3 : Écarts maximaux en dimensions sur la perpendicularité

Géométrie découpée/usinée	Schéma	$\Delta_{\max}$
Contact par pression (par exemple, appuis, assemblages bout à bout, assemblage de charpente)		En retenant la valeur la plus élevée : 1,5 mm ou $(h+b)/1000$ , ou 5,0 mm si un dispositif de contact approprié est utilisé

Le retour d'expérience montre que ces tolérances sont tenables et peuvent même être réduites suivant le savoir-faire des entreprises. Néanmoins, l'aléa de fabrication subsistera toujours et devra être pris en compte dans les calculs. Deux conséquences majeures sont attendues de ce défaut de contact des surfaces :

- Le contact se produit de manière excentrée et induit un moment dans le poteau du fait de la charge axiale à faire transiter. Ce moment induit des contraintes dont il faut tenir compte pour établir la capacité résistante du poteau. D'autre part, ce moment induit de la flexion et donc une déformée initiale qui doit être cumulée avec l'effet du temps aux défauts de rectitude initiaux des poteaux avant d'effectuer une analyse au second ordre.
- Le contact non uniforme induit des pressions localisées sur les surfaces de contact qui font naître obligatoirement du cisaillement longitudinal à la périphérie de ces surfaces. Ce cisaillement devra être limité afin de ne pas faire naître de fissuration non maîtrisée. Seule l'étendue de la surface de contact permettra d'augmenter le périmètre cisailé et donc de limiter le taux de cisaillement. Si le cisaillement ne peut être limité, les conséquences d'une fissuration en tête de poteau doivent être contrôlées.

Pour intégrer dans les calculs de structure les deux points précédents, il est nécessaire de pouvoir :

- Définir la valeur de l'excentricité en fonction du défaut, de la charge et des dimensions des poteaux.
- Evaluer le risque de fissuration au niveau de la surface de contact.

La campagne d'essais conduite sur des poteaux de 160 mm x 160 mm avec des défauts de perpendicularité contrôlés n'a pas fait apparaître le phénomène de fissuration de surface. Les sections testées étaient peut-être trop petites pour laisser se localiser une zone comprimée malgré le défaut. Le moment de flexion développé dans le poteau n'a pas pu être mesuré, ce moment était bloqué par le contact sans frottement des bois dans l'enceinte. Les essais ont permis en revanche d'obtenir l'évolution de la déformation aux niveaux des surfaces de contact. Ces résultats d'essais constituent cependant une base de données intéressantes pour élaborer de la modélisation et juger dans un premier temps de la réponse globale de celle-ci.

De façon pragmatique, seule une modélisation peut permettre l'élaboration de règles de dimensionnement. Les phénomènes non-linéaires à prendre en compte étant complexes, la modélisation par éléments finis semble l'outil le plus commode pour arriver à des résultats probants.

La modélisation éléments finis permet d'intégrer aisément les défauts de géométrie. Elle permet d'intégrer, étant donné les développements mécaniques existants, le comportement non linéaire de contact ainsi que le comportement

non linéaire du bois en compression. Cependant, il n'existe pas de modèle non linéaire orthotrope vraiment reconnu à ce jour. Ces modèles sont souvent très complexes à identifier et par conséquent des plus pertinents étant donné le caractère uni-axial du problème à traiter. De base, le problème est tridimensionnel ce qui rend rapidement le problème long à résoudre surtout lorsque des comportements non linéaires sont intégrés. Cependant, le défaut majeur apparaît pour des poteaux en contact lorsque le défaut de perpendicularité est présent sur les deux faces pour un poteau rectangulaire. Le défaut le plus important apparaîtra lorsque le défaut se cumulera en plaçant les sommets des deux surfaces en contact en vis-à-vis. En regardant, le problème non pas perpendiculairement à une face mais selon une diagonale le problème peut être ramené en 2D en faisant varier de proche en proche les propriétés de la section pour que l'épaisseur alors non constante puisse être intégrée dans la modélisation : il est alors possible de parler d'un modèle 2.5 D. Seule la tête des poteaux est impactée par les phénomènes non linéaires, le corps du poteau conserve un comportement de poutre élastique. Par ce constat, seul un tronçon proche de la surface de contact a besoin d'être modélisé, le reste du poteau peut être modélisé par éléments finis 1D comme une poutre. Le tronçon 2D et la poutre pourront être raccordés par des éléments finis 1D aux propriétés adaptées afin de reproduire la continuité. Cette approche permet une réduction de la taille du problème à résoudre afin d'en augmenter la discrétisation et ainsi maîtriser la qualité de la réponse.

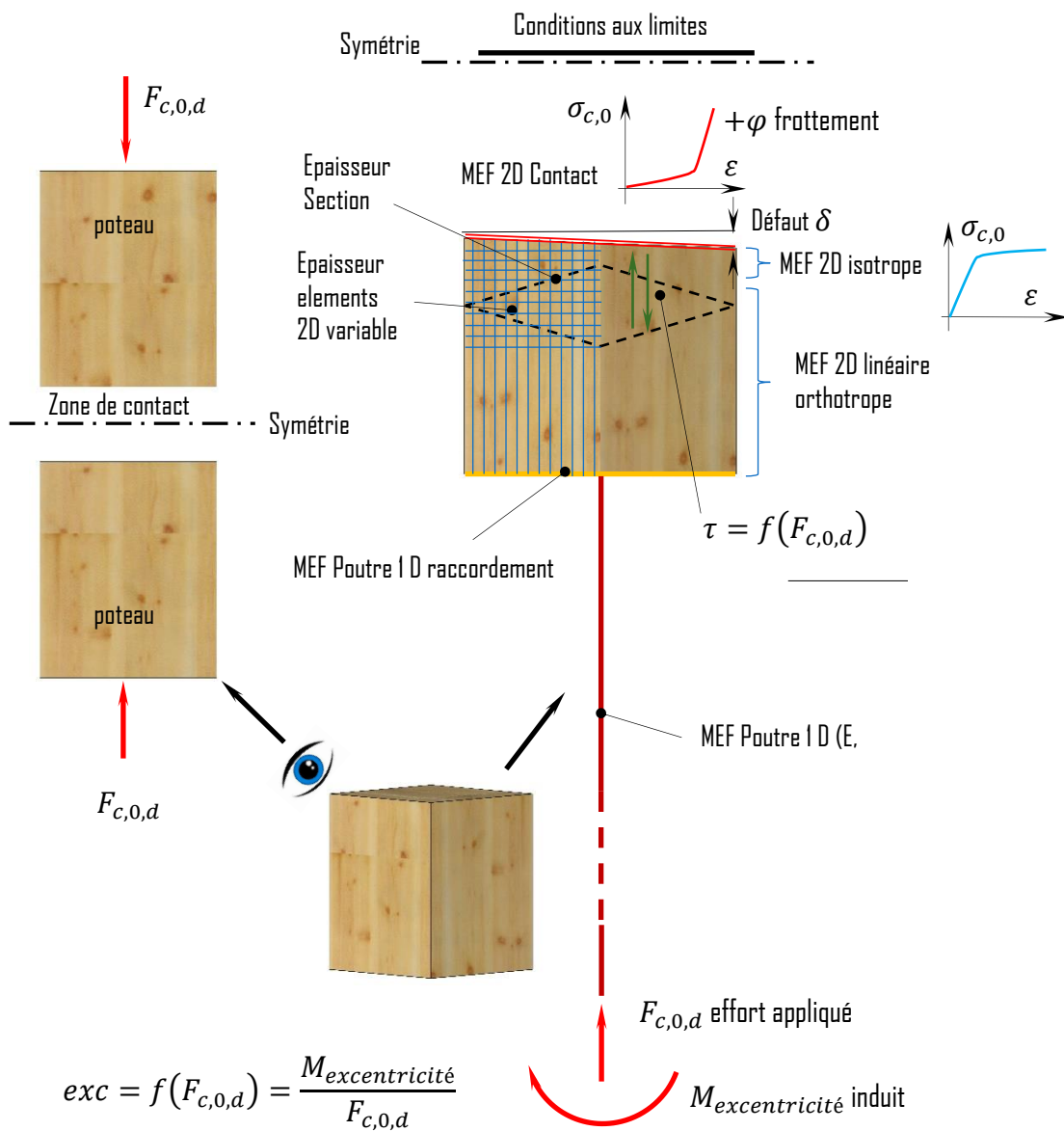


Figure 4-11 : Principe de modélisation MEF 2,5 D de l'assemblage par contact : détermination de l'excentricité et évolution du cisaillement en fonction de l'effort de compression



En premier lieu le modèle permettra d'extraire l'excentricité par le rapport du moment relevé dans la poutre simulant le poteau sur l'effort de compression appliqué de manière incrémentale. Cette excentricité évoluera de manière non linéaire. Par une étude paramétrique, des règles de calcul pourront être obtenues ainsi que des limites aux défauts géométriques tolérés.

L'analyse de la contrainte de cisaillement en limite de zone plastifiée nécessitera dans un premier temps d'être comprise ce qui n'est pas évident au premier regard. En effet le phénomène est complexe étant donné la progression du contact, la plastification et la rotation de la section. Il sera sans doute nécessaire d'élaborer un critère en contrainte dont la distribution pourra d'être tiré du modèle à la suite d'une analyse paramétrique.

Fait à EPINAL le 06/06/2022

**Jean-François BOCQUET**

Maître de Conférences à l'**ENSTIB**

Enseignant chercheur du **LERMAB**



**Damien LATHUILLIERE**

Ingénieur de Recherche au **LERMAB**

## 5.- BIBLIOGRAPHIE :

- [1] 1 - BIBLIO-1 Rapport bibliographique des assemblages par vis.pdf
- [2] 2 - NOTE - 1 Note de calculs des assemblages par vis.pdf
- [3] 3 - PRO 1.1 - Protocole d'essais d'arrachement de vis.pdf
- [4] 4 - PRO 1.2 - Protocole d'essais des assemblages par vis.pdf
- [5] 5 - PRO 1.3 - Protocole d'essais alternés d'assemblages par vis.pdf
- [6] 6 - Rap-1.1 - Rapports d'essais des assemblages de panneau CLT par vis.pdf
- [7] 7 - Rap-1.2 - Rapports d'essais alternés des assemblages de panneau CLT par vis.pdf
- 
- [8] 8 - BIBLIO-2 Rapport bibliographique des assemblages par broches (Thèse romain LEMAITRE).pdf
- [9] 9 - NOTE-2 Notes de calculs des assemblages par broches.pdf
- [10] 10 - PRO 2.1 Protocole d'essais de portance locale.pdf
- [11] 11 - PRO-2.2 Protocole de flexion de broche.pdf
- [12] 12 - PRO-2.3 Protocole d'essais des assemblages par broche.pdf
- [13] 13 - RAP 2.1 Analyse du tolérancement de perçage pour la fabrication des assemblages brochés métal bois.pdf
- [14] 14 - RAP-2.2 - Rapport des essais de flexion de broche.pdf
- [15] 15 - RAP-2.3 - Rapport des essais de portance local.pdf
- [16] 16 - RAP-2.4 - Rapport d'essais des assemblages par broches 12mm.pdf
- [17] 17 - RAP-2.5 - Rapport d'essais des assemblages par broches 16 mm.pdf
- [18] 18 - RAP-2-6 - Rapport d'extrapolation par modèle.pdf
- [19] 19 - BIBLIO-3 - Rapport bibliographique des assemblages par contact.pdf
- [20] 20 - PRO-3 - Protocole d'essais des assemblages par contact.pdf
- [21] 21 - RAP-3 - Rapport d'essais des assemblages par contact 17022022.pdf
- 
- [22] BNTEC, 2ème projet de texte de la partie Exécution de l'Eurocode 5. 2020
- [23] AFNOR, NF EN 1995-1-1 : EC 5 - Eurocode 5 - Calcul des structures en bois - Partie 1-1 - Règles générales et règles pour les bâtiments. 2005.
- [24] CEN-TC250-SC5-WG5\_N247\_prEN\_1995-1-1\_Updated\_N1488
- [25] 2ème forum bois construction, Beaune 2012 Solutions d'assemblages frettés - Le projet Frank Gehry / Fondation Louis Vuitton | J.-F. Bocquet
- [26] R. Foschi, "Load-slip characteristics of nails," *Wood Science and Technology*, pp. 69-76, 1974.
- [27] [Richard et Abbott, 1975] Richard, R. M. et Abbott, B. J. (1975). Versatile Elastic- Plastic Stress-Strain Formula. *Journal of the Engineering Mechanics Division*, 101(4):511-515. 50



A D I V B O I S  
[www.ativbois.org](http://www.ativbois.org)