

Les

références

EUROCODE 5

Application aux ponts mixtes
bois/béton à poutres en lamellé-collé



RÉPUBLIQUE
FRANÇAISE

*Liberté
Égalité
Fraternité*

Guide méthodologique

Eurocode 5

Application aux ponts mixtes bois/béton
à poutres en lamellé-collé



Cet ouvrage, œuvre collective du Cerema, a été piloté par Fabien Renaudin et Vincent Brun (Cerema).

Ont contribué à la rédaction de ce guide puis à sa relecture :

- Jean-François Bocquet (École Nationale Supérieure des Technologies et Industries du Bois, Epinal)
- Vincent Brun (Cerema)
- Alain Corfdir (École Nationale des Ponts et Chaussées (ENPC), Cermes)
- Pierre Corfdir (Cerema)
- Cyril Douthe (Université Gustave Eiffel, département matériaux et structures)
- Philippe Jandin (Cerema)
- Thierry Kretz (Université Gustave Eiffel, département matériaux et structures)
- Robert Le Roy (Université Gustave Eiffel, ENPC, Laboratoire Navier)
- Fabien Renaudin (Cerema)

Ont également contribué au groupe de travail à l'origine de ce guide :

- Paul Allegre alors au Laboratoire régional des ponts et chaussées, Nancy
- Nadjwa Boudali (Cerema)
- Jean-Yves Joineau (Cerema)
- Noël Robert (Cerema)

Relecteur :

- Christophe Aubagnac (Cerema)

Réalisation des illustrations sauf indication :

- Gérald Pagneux (Cerema)

Crédits photos :

- Arbonis
- Université Gustave Eiffel
- Cerema

Le Cerema remercie les nombreux contributeurs et relecteurs pour leurs précieux conseils et leurs observations.

Comment citer cet ouvrage :

Cerema. *Guide méthodologique. Eurocode 5. Application aux ponts mixtes bois/béton à poutres en lamellé-collé*
Bron : Cerema, 2023. Collection : Les références. ISBN : 978-2-37180-539-2 (papier) - 978-2-37180-540- (PDF)



Sommaire

Avant-propos	5
Introduction	7
Partie 1 – Données du projet et hypothèses de calcul	9
1 - Principales caractéristiques géométriques du tablier	9
1.1 - Coupe longitudinale	10
1.2 - Coupe transversale de calcul	10
1.3 - Détail de la retombée de dalle	10
1.4 - Constitution des poutres bois	11
1.5 - Connexion bois/béton	12
1.6 - Éléments transversaux	12
1.7 - Textes réglementaires et référentiel	12
2 - Données du projet	12
2.1 - Durée d'utilisation du projet	12
2.2 - Classe de service	12
2.3 - Classement des actions selon la durée de chargement	13
2.4 - Classe de trafic	13
2.5 - Coupe transversale fonctionnelle	14
2.6 - Chargement pour la vérification à la fatigue	14
2.7 - Données climatiques	14
2.8 - Phasage de bétonnage	14
3 - Matériaux	15
3.1 - Bois lamellé-collé (BLC)	15
3.2 - Acier de la plaque métallique	15
3.3 - Armatures passives	15
3.4 - Béton	16
3.5 - Connecteurs tirefonds	16
3.6 - Conditions sur l'espacement des tirefonds	17
3.7 - Connecteurs goujons	18
3.8 - Vis de freinage sur appui	18
3.9 - Sol	19
3.10 - Coefficients partiels de sécurité sur les matériaux	19
4 - Actions	22
4.1 - Actions permanentes	22
4.2 - Actions variables	25
5 - Combinaisons d'actions	30
5.1 - État Limite Ultime en combinaison fondamentale	31
5.2 - État Limite de Service	31
5.3 - État Limite Ultime en combinaison accidentelle	32
Partie 2 - Modélisation	33
1 - Fonctionnement mixte bois/béton en connexion partielle	33
1.1 - Généralités sur le fonctionnement mixte bois/béton	33
1.2 - Détermination des efforts internes dans une poutre mixte bois/béton avec rigidité partielle	37



2 - Modélisation d'un tablier mixte bois/béton - Analyse globale	41
2.1 - Généralités	41
2.2 - Principes de l'analyse globale	42
2.3 - Calcul des contraintes	45
2.4 - Répartition transversale	46
2.5 - Largeur effective de la table de compression béton	48
2.6 - Caractéristiques de la section mixte	49
Partie 3 - Justifications	55
1 - Justifications des déformations à l'ELS	55
1.1 - Critères de limitation des flèches	55
1.2 - Application à l'exemple	55
2 - Justifications des nervures en bois à l'ELU	56
2.1 - Principales justifications à produire	56
2.2 - Justification vis-à-vis des contraintes normales de la section à mi-travée	57
2.3 - Justification en cisaillement de la section sur appui	62
2.4 - Justification en compression perpendiculaire du bois sur appui	66
3 - Justification de la connexion	73
3.1 - Principes généraux	73
3.2 - Détermination de la résistance de la connexion bois/béton	73
3.3 - Dimensionnement de la connexion au bois - Application à l'exemple	79
3.4 - Résistance au cisaillement de bloc	83
3.5 - Justifications complémentaires aux extrémités liées à la conception semi-intégrale	85
3.6 - Justification de la connexion au béton	85
4 - Justifications vis-à-vis du déversement au moment du bétonnage	86
4.1 - Principe de la justification	86
4.2 - Application à l'exemple	87
5 - Justifications à l'ELU de fatigue	88
5.1 - Principe des justifications	88
5.2 - Application à l'exemple	89
6 - Justifications en situation accidentelle	92
6.1 - Défaillance de la connexion	92
6.2 - Action accidentelle de choc de véhicules	93
6.3 - Situation accidentelle sous feu	94
7 - Justifications d'une section située sur pile	95
7.1 - Modélisation du tablier	95
7.2 - Détermination des zones fissurées	96
7.3 - Justification de la connexion	96
7.4 - Justification en contrainte normale	98
Bibliographie et références réglementaires	101
Notations	103
Annexes	113
Annexe 1 - Essais push-out sur la connexion	113
Annexe 2 - Essais en fatigue sur la connexion	118
Annexe 3 - Analyse du comportement 3D du pont à nervures en bois sous hourdis en béton armé et comparaison avec la théorie de Guyon-Massonnet	133
Annexe 4 - Coefficients de répartition transversale des charges et moment de torsion dans les nervures déterminés selon la théorie de Guyon-Massonnet	146
Annexe 5 - Exploitation du modèle poutre-échelle à une travée	155
Annexe 6 - Exploitation du modèle poutre-échelle à deux travées continues	168
Annexe 7 - Modèle analytique	174



Avant-propos

Le matériau bois, cette ressource renouvelable capable de stocker le carbone, fort de ses propriétés mécaniques, de son abondance lorsqu'il est exploité raisonnablement, a été remis à l'honneur en France dans le domaine de la construction. Pour accompagner ce renouveau, le Cerema a établi les règles de bonne conception d'un pont routier à ossature bois/béton, constitué de nervures en bois lamellé-collé associées à un hourdis en béton armé [1].

Le présent guide est consacré à la justification détaillée de ce type de tablier de ponts à ossature mixte bois/béton.

Il s'adresse principalement aux bureaux d'études en charge du dimensionnement et complète le guide de conception en constituant un guide d'application des Eurocodes pour la justification des parties d'ouvrages en bois et de la connexion bois/béton.

Les éléments de justification présentés dans le guide peuvent utilement être adaptés pour les vérifications des parties structurelles en bois d'autres types de structures.

Ce type d'ouvrage peut porter des voies routières sans limitation particulière de tonnage. Toutefois, on exclura, dans l'attente d'un retour d'expérience plus exhaustif, les axes stratégiques et notamment les axes autoroutiers.

Cet ensemble de guides vise *in fine* à proposer un corpus complet, abordant la conception, les prescriptions et les justifications, qui permet une collaboration fructueuse et sécurisée entre maîtres d'ouvrage, maîtres d'œuvre, bureaux d'études et entreprises.



Introduction

Le choix de conception du tablier est détaillé dans le guide du Cerema « *Ponts mixtes bois/béton à poutres en lamellé-collé* ». Ce choix permet d'offrir une structure classique et fiable, utilisant des matériaux aisément disponibles (poutres en lamellé-collé de dimensions courantes pour la fabrication, le transport et la manutention et béton armé) avec des exigences de mise en œuvre simples, de manière à rendre sa construction accessible à des entreprises de taille moyenne. Dans cet esprit, cette technologie est conçue pour limiter les interfaces entre les entreprises spécialisées dans le bois et celles spécialisées dans le génie civil et offrir une grande durabilité au maître d'ouvrage grâce à l'abri qu'offre la dalle aux poutres, qui sont ainsi protégées des intempéries.

De cette conception découle le besoin d'aborder les justifications concernant le dimensionnement de la poutre porteuse, de la dalle et de la connexion entre ces deux éléments. Les justifications présentées portent sur la résistance de l'ouvrage vis-à-vis de la flexion générale. La flexion locale, qui implique essentiellement la dalle en béton, est classique et n'est pas traitée ici.

Le présent guide est composé de trois parties rédigées selon la trame d'une note de calcul simplifiée d'un tablier d'ouvrage d'art :

Partie 1 : Données du projet et hypothèses de calcul. Cette partie regroupe les données issues de la commande du maître d'ouvrage, il s'agit principalement des données fonctionnelles et environnementales qui régissent l'ouvrage. Elle détaille le règlement utilisé, les caractéristiques des matériaux, les actions agissant sur le pont et leurs combinaisons.

Partie 2 : Modélisation. Cette partie décrit les principes à appliquer pour modéliser le fonctionnement mécanique d'un ouvrage mixte bois/béton en tenant compte de la rigidité de connexion.

Partie 3 : Justifications. Cette partie détaille toutes les justifications à conduire dans une poutre mixte bois/béton, en détaillant tant la résistance des poutres à la flexion générale de l'ouvrage (poutre en bois et connexion) que la justification locale des poutres au droit des appuis.



Partie 1

Données du projet et hypothèses de calcul

1 - Principales caractéristiques géométriques du tablier

Le tablier pris comme exemple est un pont routier de 15 m de portée, comprenant deux voies de 3,50 m et deux trottoirs de 1,40 m de largeur utile pour une largeur totale de tablier de 11,80 m.

Il est composé de six nervures en bois connectées à un hourdis en béton armé.

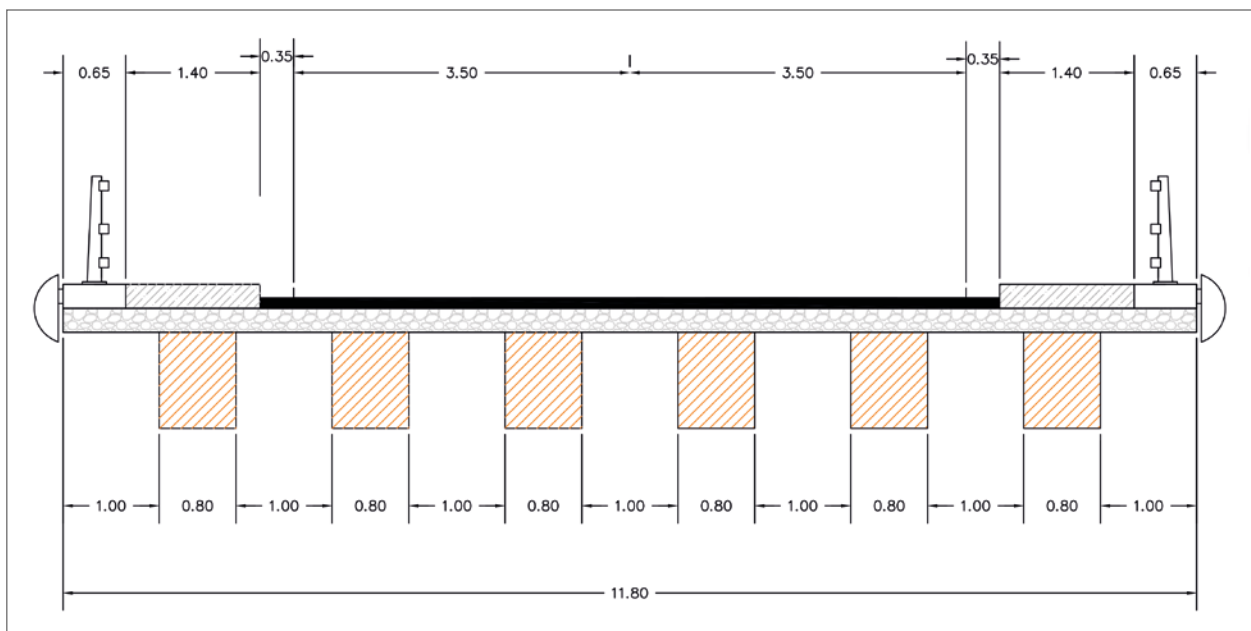


Figure 1 : Coupe transversale du tablier

Le tablier est de type semi-intégral, il est équipé d'appareils d'appui et d'une retombée de dalle protégeant l'about des poutres, mais pas de joint de chaussée. L'ouvrage de l'exemple n'est pas équipé d'une dalle de transition par simplification des justifications. Selon la nature de la voie portée, il peut être souhaitable de prévoir une telle dalle articulée à l'extrémité du tablier (cf. [1]).



1.1 - Coupe longitudinale

Le tablier présente une travée isostatique de 15 m de portée.

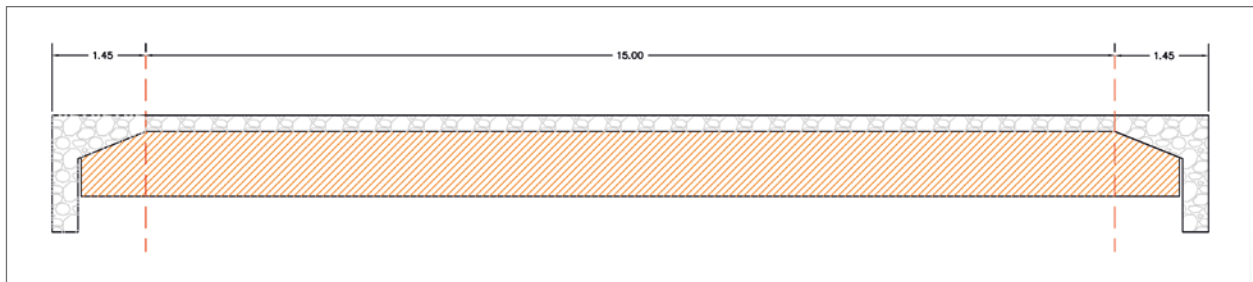


Figure 2 : Coupe longitudinale du tablier

1.2 - Coupe transversale de calcul

Toutes les sections transversales du tablier sont identiques. Dans les calculs, par souci de simplification, la dalle en béton armé affectée à une nervure en bois est assimilée à une section rectangulaire.

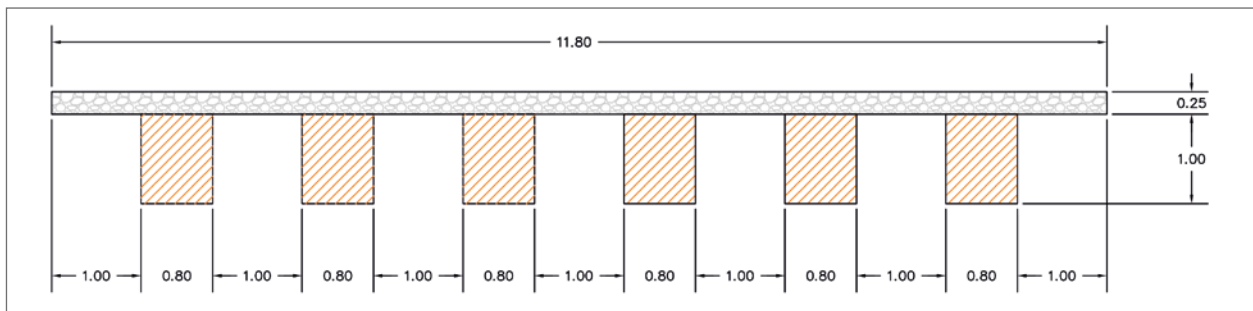


Figure 3 : Coupe transversale de calcul du tablier

1.3 - Détail de la retombée de dalle

La retombée de dalle présente une épaisseur de 40 cm pour une hauteur de 1,80 m. Elle est raidie par un gousset en béton armé de 40 cm d'épaisseur présent sur la largeur de la dalle. La poutre en bois est usinée au-delà de la ligne d'appui pour permettre la réalisation de ce gousset.

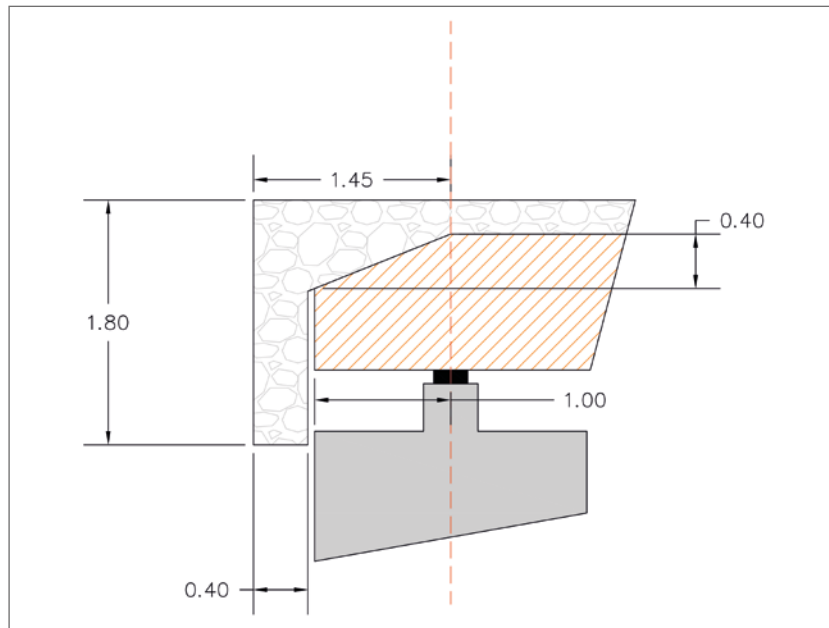


Figure 4 : Détail de la retombée de dalle et du gousset de raidissement

1.4 - Constitution des poutres bois

Les poutres en bois sont constituées par l'assemblage en bloc de poutres unitaires en bois lamellé-collé (BLC) pour former une poutre de 0,80 m de large que l'on dénommera « nervure ». L'assemblage des poutres unitaires est réalisé par collage en usine.

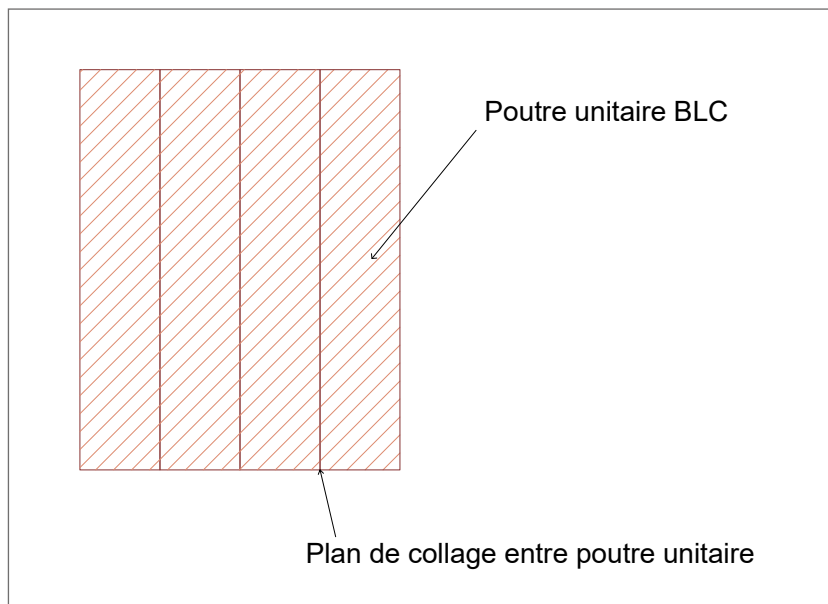


Figure 5 : Coupe transversale de principe d'une nervure



1.5 - Connexion bois/béton

La connexion bois/béton est assurée par l'intermédiaire de plaques métalliques d'interface. Ces plaques sont équipées de goujons côté béton et sont ancrées dans le bois par des tirefonds. Pour l'exemple, on retient des tirefonds dont le diamètre extérieur du filetage est égal à 12 mm. C'est généralement le diamètre extérieur qui sert à la désignation des tirefonds. L'épaisseur des plaques métalliques est prise égale à ce diamètre.

1.6 - Éléments transversaux

Compte tenu de la faible portée du tablier, de la dimension des nervures en bois et de la connexion en service des nervures au hourdis en béton, aucun élément transversal d'entretoisement n'est mis en œuvre.

1.7 - Textes réglementaires et référentiel

Le référentiel utilisé pour dimensionner le tablier de l'ouvrage est celui des Eurocodes :

- NF EN 1990/A1/NA [5] ;
- NF EN 1991-1-5 [6] ;
- NF EN 1991-1-5/NA [6] ;
- NF EN 1992-1-1 [7] ;
- NF EN 1992-2 [8] ;
- NF EN 1993-1-8 ;
- NF EN 1993-1-9 ;
- NF EN 1993-2 ;
- NF EN 1994-2 [9] ;
- NF EN 1995-1-1 et les amendements A1 et A2 [10] ;
- NF EN 1995-1-1/NA [10] ;
- NF EN 1995-1-2 [11] ;
- NF EN 1995-1-2/NA [11] ;
- NF EN 1995-2 [12] ;
- NF EN 1995-2/NA [12].

Ce référentiel est complété par la norme suivante :

- NF EN 14080 [13].

Et par les guides d'application de l'Eurocode suivants :

- Guide d'application EC0 et 1 - Sétra [2] ;
- Guide d'application EC2 - Sétra [3] ;
- Guide d'application EC3 et 4 - Sétra [4].

2 - Données du projet

2.1 - Durée d'utilisation du projet

(2.3 de NF EN 1990)

La durée d'utilisation de projet du pont est fixée à 100 ans.

2.2 - Classe de service

(2.3.1.3 de NF EN 1995-1-1 et NF EN 1995-1-1/NA)

Compte tenu de la protection des poutres en bois apportée par le hourdis, la classe de service de l'ouvrage est la classe 2 correspondant au cas d'une charpente abritée soumise à des variations hygrométriques : l'humidité moyenne en service est stabilisée entre 13 % et 20 % d'humidité.



La connaissance de la classe de service permet de déterminer les coefficients k_{mod} et k_{def} qui permettent d'ajuster les valeurs de calcul des résistances et les paramètres de rigidité du bois :

k_{mod} tableau 3.1 NF EN 1995-1-1/A1

Matériau	Norme	Classe de service	Classe de durée de chargement (voir 2.3)		
			Action permanente	Action court terme	Action instantanée
BLC	EN 14080	1	0,60	0,90	1,10
		2	0,60	0,90	1,10
		3	0,50	0,70	0,90

Tableau 1 : Coefficients k_{mod}

k_{def} tableau 3.2 NF EN 1995-1-1/A1

Matériau	Norme	Classe de service		
		1	2	3
BLC	EN 14080	0,6	0,8	2

Tableau 2 : Coefficients k_{def}

2.3 - Classement des actions selon la durée de chargement

(2.3.1.2 de NF EN 1995-1-1, NF EN 1995-2 et NF EN 1995-2/NA)

Les actions sont classées en fonction de leur durée d'application selon le tableau suivant :

Tableau 2.2 NF EN 1995-2/NA

Classe de durée de chargement	Exemples de chargement
Permanent	Poids propre, superstructures, retrait
Court terme	Charges de trafic caractéristiques, actions thermiques
Instantané	Situations ou actions accidentelles, vent

Tableau 3 : Classes de durée de chargement

2.4 - Classe de trafic

(4.3.2 (3) de NF EN 1991-2/NA)

La définition de la classe de trafic permet d'ajuster l'intensité des charges de trafic prises en compte dans le dimensionnement en fonction de l'importance de l'itinéraire porté par l'ouvrage.

Pour la plupart des ponts routiers français sur routes nationales et autoroutes, la classe de trafic est la classe 2. Les coefficients d'ajustement sont les suivants :

4.3.2 (3) de NF EN 1991-2/NA

Voie	Coefficients d'ajustement sur la masse des essieux TS	Coefficients d'ajustement sur la densité UDL	Coefficients d'ajustement sur la densité de chargement de l'aire résiduelle
	α_{qi}	α_{qi}	α_{qr}
1	0,9	0,7	/
2 ou plus	0,8	1,0	/
Aire résiduelle	/	/	1,0

Tableau 4 : Coefficients d'ajustement



2.5 - Coupe transversale fonctionnelle

La coupe transversale fonctionnelle sur l'ouvrage est la suivante :

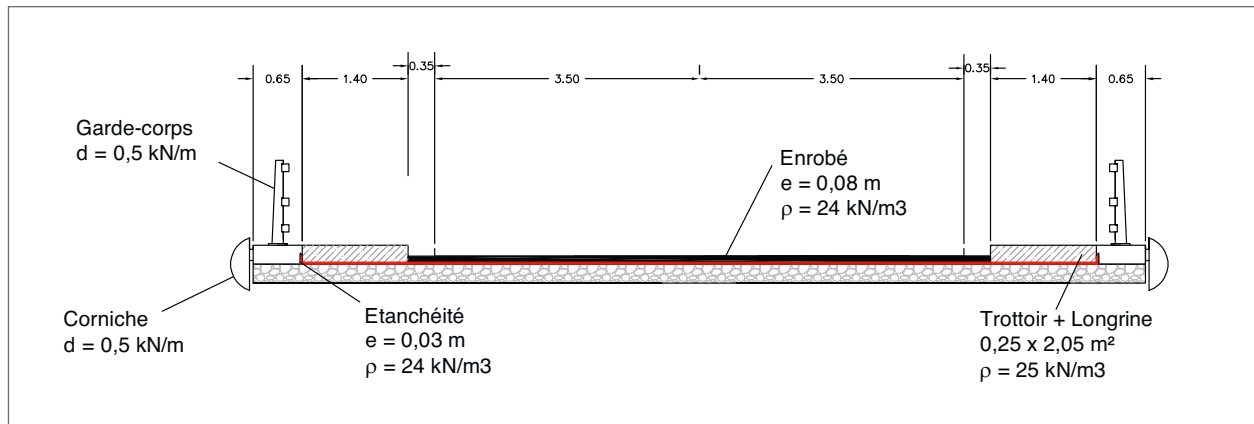


Figure 6 : Coupe transversale fonctionnelle schématique

Le tablier porte une chaussée de 7,70 m de large et deux trottoirs de 1,40 m de largeur utile.

2.6 - Chargement pour la vérification à la fatigue

(4.6.2 de NF EN 1991-2)

On a recours à la méthode simplifiée des étendues de contraintes équivalentes. La variation de contrainte dans un détail donné de la structure est alors obtenue par le passage unique d'un camion calibré, le modèle de charge de fatigue n° 1 (4.6.2 de la NF EN 1991-2).

2.7 - Données climatiques

Les données climatiques sont déterminées en fonction de l'implantation de l'ouvrage. Dans notre cas :

2.7.1 - Humidité relative moyenne

Pour l'humidité relative moyenne dans la zone de l'ouvrage, on retient une valeur de 70 % (Guide méthodologique EC2 [3] page 50).

2.7.2 - Température

(6.1.3.2 de NF EN 1991-1-5/NA)

Les températures minimale et maximale (période de retour 50 ans) auxquelles est soumis l'ouvrage sont respectivement prises égales à :

- $T_{\min} = -20^{\circ} \text{C}$;
- $T_{\max} = +40^{\circ} \text{C}$.

2.8 - Phasage de bétonnage

Le tablier est construit par phases :

- pose des nervures ;
- réalisation du hourdis éventuellement partiellement préfabriqué ;
- réalisation des superstructures.

Dans l'exemple, pour la justification du tablier, le bois est supposé reprendre seul le poids du béton. Le fonctionnement mixte intervient à partir de la mise en œuvre des superstructures.

Dans la pratique, il est tenu compte du phasage réel retenu pour la réalisation du hourdis.



3 - Matériaux

3.1 - Bois lamellé collé (BLC)

(5.1.4.3 de NF EN 14080)

Pour le pont, on retient un BLC GL24h, conforme à la norme NF EN 14080 :

	Notation NF EN 14080	GL24h		
Résistance à la flexion	$f_{m,g,k}$	24	MPa	
Résistance à la traction	$f_{t,0,g,k}$	19,2	MPa	Dans le sens du fil
	$f_{t,90,g,k}$	0,5	MPa	Perpendiculaire au fil
Résistance en compression	$f_{c,0,g,k}$	24	MPa	Dans le sens du fil
	$f_{c,90,g,k}$	2,5	MPa	Résistance en compression perpendiculaire
Résistance en cisaillement	$f_{v,g,k}$	3,5	MPa	
Module d'élasticité	$E_{0,g,moy}$	11500	MPa	Valeur moyenne instantanée
	$E_{0,g,05}$	9600	MPa	Valeur à 5 %
	$E_{90,g,moy}$	300	MPa	Module moyen transversal
Module de cisaillement	$G_{g,moy}$	650	MPa	Valeur moyenne instantanée
Masse volumique	$\rho_{g,k}$	385	kg/m ³	Valeur caractéristique
	ρ_m	420	kg/m ³	Valeur moyenne

Tableau 5 : Caractéristiques du bois lamellé-collé GL24h

Le coefficient de dilatation thermique du bois dans le sens du fil α_{bth} est pris égal à $0,5 \cdot 10^{-5}$ m/m/°C (NF EN 1991-1-5 annexe C).

Compte tenu du caractère massif des nervures en bois, aucune variation dimensionnelle liée à la mise en équilibre hygroscopique du bois n'est considérée. En effet, les variations d'humidité n'affectent qu'une profondeur de quelques centimètres.

3.2 - Acier de la plaque métallique

(Tab.7 du 13 de NF EN 10025-2 [15])

L'acier de la plaque métallique est un acier pour charpente métallique de nuance S355 selon la NF EN 10025-2. La limite d'élasticité de la plaque est fonction de son épaisseur, pour une épaisseur de 12 mm, $f_{yk} = 355$ MPa.

Le poids volumique de l'acier est de 77 kN/m³.

Le module de l'acier de charpente E_a est égal à 210 000 MPa.

Les plaques sont supposées discontinues et ne participent pas à la résistance.

3.3 - Armatures passives

(NF EN 1992-2 et NF A 35-080-1 [16])

Les armatures passives sont des barres à haute adhérence (HA) de nuance B500B : classe de ductilité B avec une limite d'élasticité $f_{sk} = 500$ MPa.

Le module de ces armatures est égal à : $E_s = 200\,000$ MPa.

Dans l'exemple, aucun calcul du fonctionnement local en béton armé du hourdis n'est réalisé, les épaisseurs des éléments en béton sont classiques pour leurs dimensions et leur ferrailage ne pose pas de difficultés particulières.

La vérification des contraintes dans les aciers longitudinaux en fonctionnement mixte des sections fissurées proches des appuis est réalisée sur l'exemple d'un pont à deux travées continues de portées égales.



3.4 - Béton

(NF EN 1992-1-1 et NF EN 206/CN [14])

Le béton est caractérisé par sa classe de résistance, de là découle ses caractéristiques mécaniques.

Le béton du hourdis est un C35/45 :

- résistance caractéristique à la compression : $f_{ck} = 35 \text{ MPa}$;
- résistance moyenne à la compression : $f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ MPa} = 43 \text{ MPa}$;
- résistance moyenne à la traction : $f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 3,20 \text{ MPa}$;
- module d'élasticité : $E_{cm} = 22\,000 \cdot (f_{cm}/10)^{0,3} = 34\,077 \text{ MPa}$.

Le poids volumique du béton armé est de 25 kN/m^3 .

Le coefficient de dilatation thermique α_{cth} du béton est pris égal à $1,0 \cdot 10^{-5} \text{ m/m/}^\circ\text{C}$.

3.5 - Connecteurs tirefonds

(NF EN 14592+A1 [18])

Les caractéristiques des tirefonds sont données par des Agréments Techniques Européens (ATE) délivrés pour la mise en circulation des produits. Pour l'exemple, nous retenons les caractéristiques suivantes :

Désignation	Tirefond de 12 mm
Diamètre partie lisse d (mm)	8,00
Diamètre ext. partie fileté d_f (mm)	12,00
Diamètre int. partie fileté d_i (mm)	6,85
Moment d'écoulement plastique $M_{y,Rk}$ (N.mm)	50 000
f_u (N/mm ²)	900
Longueur partie fileté l_g (mm)	160
Longueur partie lisse (mm)	10
Hauteur tête (mm)	12
Diamètre tête d_h (mm)	20

Tableau 6 : Caractéristiques des tirefonds

La figure ci-après explicite les différentes parties d'un tirefond.

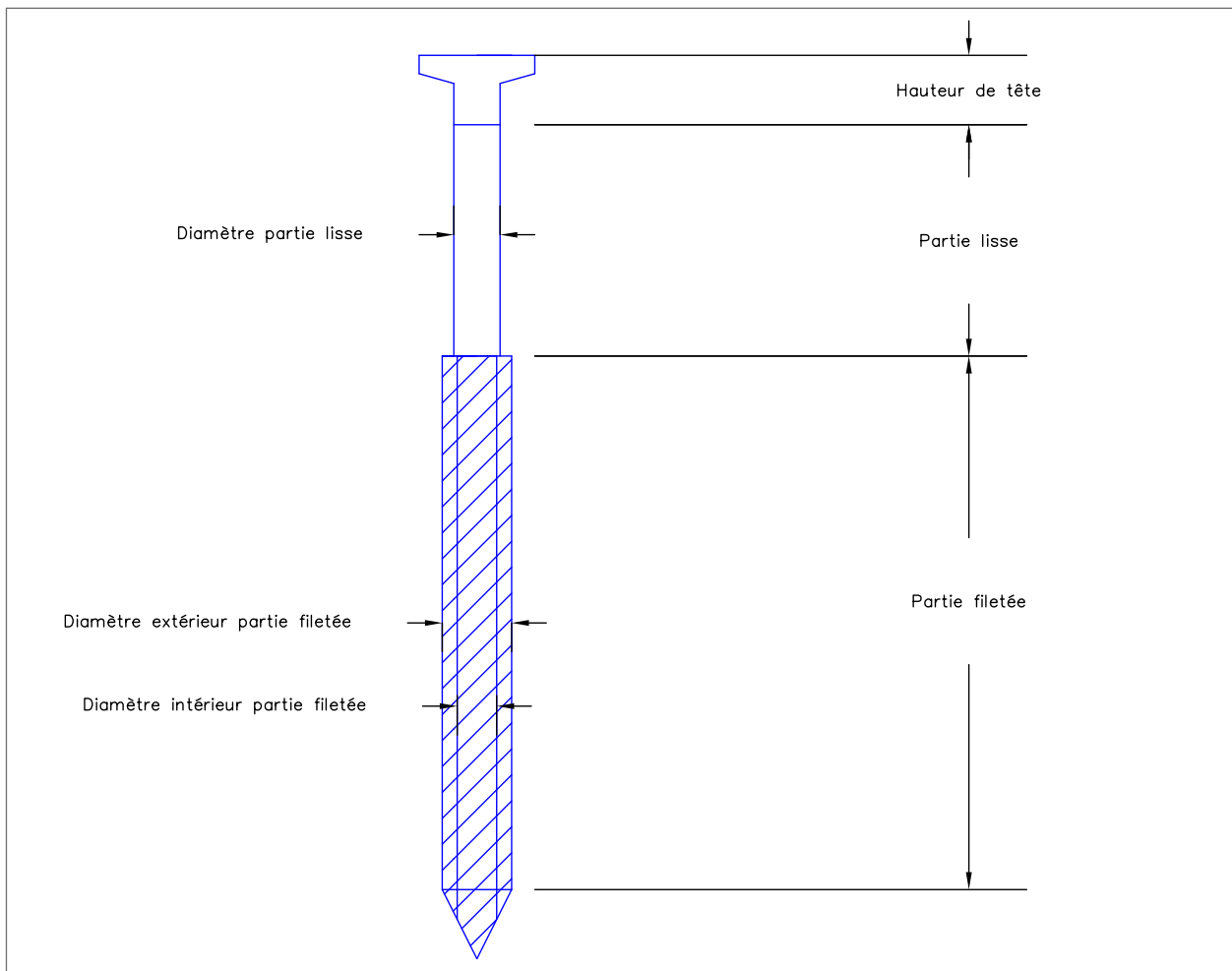


Figure 7 : Schéma d'un tirefond

3.6 - Conditions sur l'espacement des tirefonds

Les conditions sur les espacements et les distances au bord des tirefonds sont données par le tableau 8.6 de la norme NF EN 1995-1-1/A1 sur la base des nomenclatures données par la figure 8.11.a de cette norme. Ces conditions dépendent du diamètre extérieur de la partie fileté du tirefond, soit 12 mm pour l'exemple.

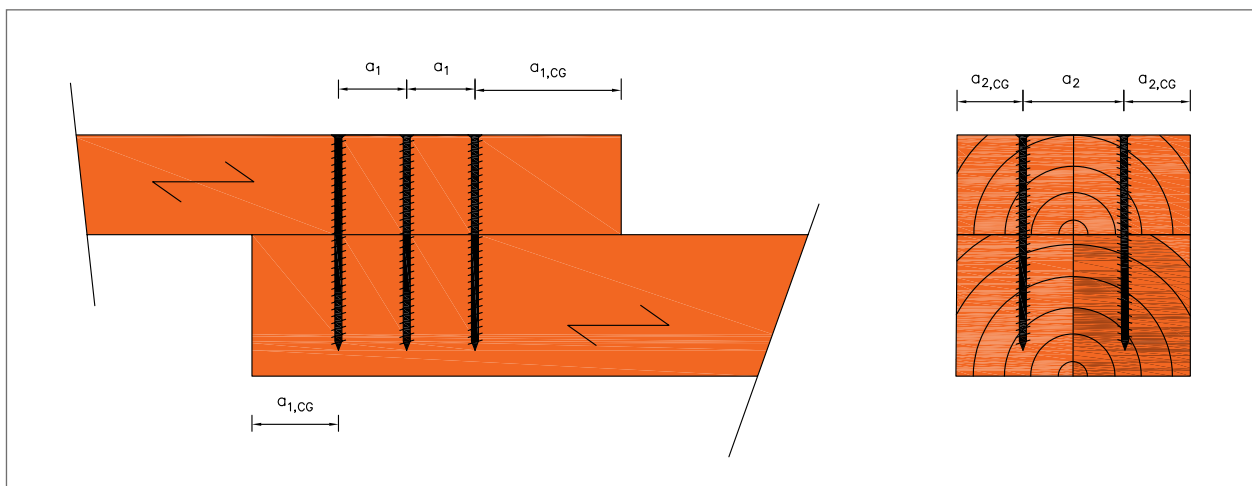


Figure 8 : Espacements et distances des tirefonds dans le bois - Définitions - Figure 8.11.a de la NF EN 1995-1-1/A1



Espacement minimal d'un tirefond sur un plan parallèle au fil	Espacement minimal d'un tirefond perpendiculaire à un plan parallèle au fil	Distance d'extrémité minimale du centre de gravité de la partie fileté du tirefond dans l'élément	Distance minimale de rive du centre de gravité de la partie fileté du tirefond dans l'élément
a_1	a_2	$a_{1,CG}$	$a_{2,CG}$
$7d$	$5d$	$10d$	$4d$

Tableau 7 : Espacements et distances minimaux - Tableau 8.6 de la NF EN 1995-1-1/A1

Dans le cas de notre exemple, on obtient ainsi les valeurs minimales à respecter suivantes :

Diam. tirefond d	a_1	a_2	$a_{1,CG}$	$a_{2,CG}$
12 mm	84 mm	60 mm	120 mm	48 mm

Tableau 8 : Espacements et distances minimaux à respecter pour l'exemple

3.7 - Connecteurs goujons

(NF EN ISO 13918 [17])

Les goujons de diamètre 16 mm et de hauteur 125 mm sont en acier S235J2 avec une résistance caractéristique à rupture f_u de 450 MPa.

3.8 - Vis de frettage sur appui

Le bossage supérieur des appuis est réalisé par une cale biaise en acier S355K2, d'épaisseur à l'axe de 40 mm. Ces plaques ont des dimensions en plan égales à celles des appareils d'appui augmentées de 50 mm sur tout le pourtour.

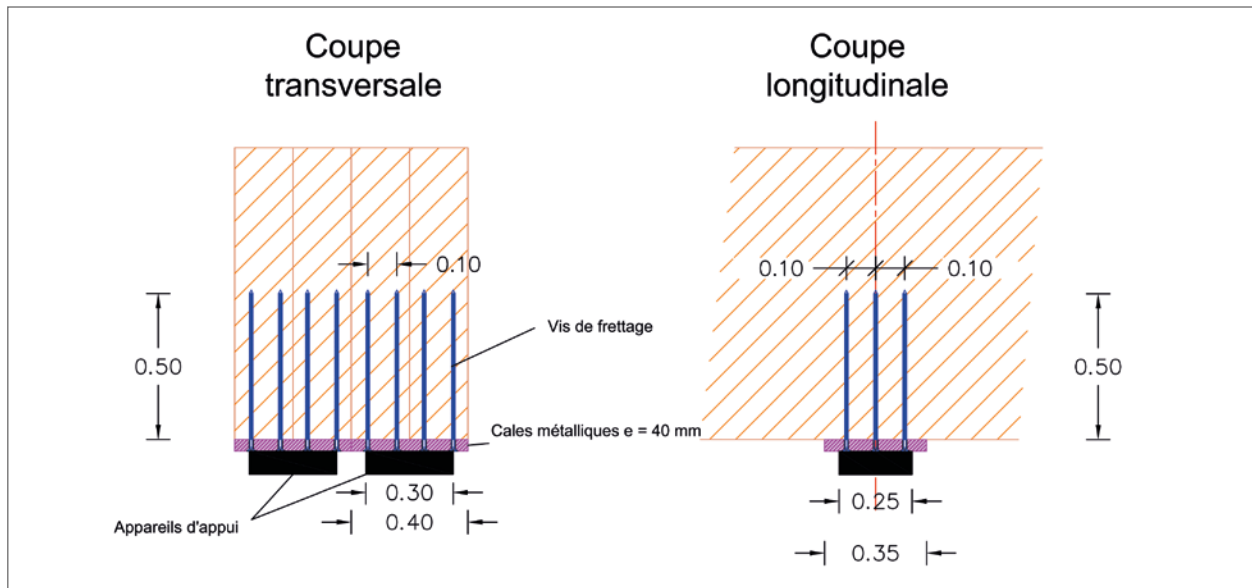


Figure 9 : Renforcement du bois par vis de frettage au droit des zones d'appui

Les cales biaises permettent de diffuser la réaction vers des vis de renforts insérées verticalement dans les nervures. Ces vis de renforts seront d'un diamètre nominal de 13 mm dans l'exemple.



Désignation	Vis de renfort de 13 mm
Diamètre ext. partie fileté d (mm)	13
Longueur de la vis dans le bois l _s (mm)	500
Résistance caractéristique à la rupture f _u (N/mm ²)	800

Tableau 9 : Caractéristiques des vis de renfort

Toute la longueur de vis est filetée. L'espacement est déterminé en fonction de l'effort à reprendre.

3.9 - Sol

Le poids volumique du sol est pris égal à 20 kN/m³.

Pour déterminer l'action du sol sur la retombée de dalle, un coefficient de butée K_p égal à 3 est retenu.

3.10 - Coefficients partiels de sécurité sur les matériaux

Les coefficients partiels de sécurité sur les matériaux sont les coefficients à appliquer aux valeurs caractéristiques de résistance des matériaux de façon à obtenir les valeurs de calcul utilisées dans les formats de vérification.

3.10.1 - Coefficients partiels de sécurité pour le bois

Les valeurs de calcul des propriétés du bois s'obtiennent selon le principe suivant (2.4.1 de NF EN 1995-1-1) :

$$X_d = k_{mod} \frac{X_k}{\gamma_M}$$

Avec :

- X_k : valeur caractéristique d'une propriété ;
- X_d : valeur de calcul d'une propriété ;
- γ_M : coefficient partiel de sécurité.

Le coefficient modificatif k_{mod} est égal à :

- 0,6 pour les actions permanentes ;
- 0,9 pour les actions de court terme ;
- 1,1 pour les actions instantanées.

Le coefficient γ_M est donné par le tableau suivant :

Tableau 2.1 NF EN 1995-2 et Tableau 2.3 NF EN 1995-1-1

États limites ultimes	γ _M
Combinaisons fondamentales	
Bois - vérifications générales du bois lamellé-collé	γ _M = 1,25
Bois - vérification en fatigue du bois lamellé-collé	γ _{M,fat} = 1,0
Connecteurs bois/béton - vérifications générales	γ _M = 1,25
Connecteurs bois/béton - vérification en fatigue	γ _{M,fat} = 1,0
Combinaisons accidentelles	γ _{M,acc} = 1,0

Tableau 10 : Coefficients partiels de sécurité pour le bois



Pour la justification de la connexion, le tirefond est considéré comme un connecteur bois/béton.

			Valeurs de calcul					
			X_d	k_{mod}				
Classe de résistance du bois lamellé-collé	X_k	GL24h		0,6	0,9	1,1		
Résistance en flexion		$f_{m,g,k}$	24	$f_{m,d}$	11,52	17,28	21,12	MPa
Résistance en traction	dans le sens du fil	$f_{t,0,g,k}$	19,2	$f_{t,0,d}$	9,22	13,82	16,90	MPa
	perpendiculaire	$f_{t,90,g,k}$	0,5	$f_{t,90,d}$	0,24	0,36	0,44	MPa
Résistance en compression	dans le sens du fil	$f_{c,0,g,k}$	24	$f_{c,0,d}$	11,52	17,28	21,12	MPa
	perpendiculaire	$f_{c,90,g,k}$	2,5	$f_{c,90,d}$	1,2	1,8	2,2	MPa
Résistance en cisaillement		$f_{v,g,k}$	3,5	$f_{v,d}$	1,68	2,52	3,13	MPa

Tableau 11 : Valeurs caractéristiques et de calcul des caractéristiques du bois

Pour les paramètres de rigidité, on applique les principes suivants :

- à l'ELU pour tenir compte de l'influence de l'humidité et de la durée de chargement sur les déformations : valeurs moyennes finales selon 2.3.2.2 (2) de la NF EN 1995-1-1.

$$E_{mean,fin} = \frac{E_{mean}}{(1 + \psi_2 k_{def})} \quad G_{mean,fin} = \frac{G_{mean}}{(1 + \psi_2 k_{def})} \quad K_{ser,fin} = \frac{K_{ser}}{(1 + \psi_2 k_{def})}$$

Avec :

E_{mean} : module d'élasticité moyen initial ;

$E_{mean,fin}$: module d'élasticité moyen final ;

G_{mean} : module de cisaillement moyen initial ;

$G_{mean,fin}$: module de cisaillement moyen final ;

K_{ser} : module de glissement initial de la connexion ;

$K_{ser,fin}$: module de glissement final de la connexion ;

ψ_2 : facteur pour la valeur quasi-permanente de l'action qui génère la plus grande contrainte eu égard à la résistance ;

k_{def} donné dans le tableau 2 ci-avant.

Le coefficient ψ_2 permettant de déterminer la valeur quasi-permanente des actions est donné par le tableau suivant :

NF EN 1990/A1/NA Tableau A2.1	Charges permanentes	Charges de trafic Forces dues au vent	Actions de température
ψ_2	1	0	0,5

Tableau 12 : Facteur de combinaison quasi-permanente des actions

- à l'ELS : pour tenir compte de l'influence de l'humidité : valeurs moyennes finales selon 2.3.2.2 (1) de la NF EN 1995 1-1.

$$E_{mean,fin} = \frac{E_{mean}}{(1 + k_{def})} \quad G_{mean,fin} = \frac{G_{mean}}{(1 + k_{def})} \quad K_{ser,fin} = \frac{K_{ser}}{(1 + k_{def})}$$



3.10.2 - Coefficients partiels de sécurité pour les autres matériaux

Matériaux	Coefficients	Références
ELU Situation de projet : durable ou provisoire		
Béton	$\gamma_c = 1,5$	EN 1992-1-1, 2.4.2.4
Aciers passifs	$\gamma_s = 1,15$	EN 1992-1-1, 2.4.2.4
Charpente métallique	$\gamma_{M0} = 1,00$ Plastification, instabilité locale $\gamma_{M1} = 1,10$ Instabilité d'ensemble $\gamma_{M2} = 1,25$ Ruine de section nette tendue	EN 1993-2, 6.1 Tab. 6.1 et AN 6.1 (1)
Goujons	$\gamma_v = 1,25$	EN 1994-2 et AN 2.4.1.2
Assemblages	$\gamma_{M2} = 1,25$ Boulons, soudures $\gamma_{M3} = 1,10$ Glissement	EN 1993-1-8 et AN 2.2 (2)

Tableau 13 : Coefficients partiels de sécurité pour l'ELU en combinaison fondamentale

ELU de fatigue				
ELU Situation de projet : durable ou provisoire				
Béton	$\gamma_{\text{fat}} = 1,5$		EN 1992-1-1, 2.4.2.4	
Aciers passifs	$\gamma_{\text{fat}} = 1,15$		EN 1992-1-1, 2.4.2.4	
Charpente métallique	Conséquences	Faibles	Fortes	EN 1993-1-9 Tab. 3.1
	Tolérances de l'endommagement	$\gamma_{Mf} = 1,00$	$\gamma_{Mf} = 1,15$	
	Durée de vie sûre	$\gamma_{Mf} = 1,15$	$\gamma_{Mf} = 1,35$	
Goujons	$\gamma_{Mf,s} = 1,25$		EN 1994-2 et AN 6.8.2	

Tableau 14 : Coefficients partiels de sécurité pour l'ELU de fatigue

ELS		
Béton	$\gamma_c = 1,0$	EN 1992-1-1, 2.4.2.4
Aciers passifs	$\gamma_s = 1,0$	EN 1992-1-1, 2.4.2.4
Charpente métallique	$\gamma_{Mf,ser} = 1,00$	EN 1993-2, 7.3
Goujons	$\gamma_v = 1,25$	EN 1994-2 et AN 6.8.2
Assemblages	$\gamma_{M3,ser} = 1,25$	EN 1993-1-8 et AN 2.2 (2)

Tableau 15 : Coefficients partiels de sécurité pour l'ELS



4 - Actions

Pour la justification du tablier, nous étudierons la deuxième poutre depuis la rive. Dans le présent chapitre, nous présentons les actions globales s'exerçant sur le tablier. Le principe de détermination des sollicitations de la poutre étudiée est présenté dans la partie 2.

4.1 - Actions permanentes

4.1.1 - Poids propre de la poutre mixte

Les poids volumiques des matériaux sont les suivants :

- bois : 4,2 kN/m³ ($\rho_{g, \text{moyen}}$ pour un GL24h selon *NF EN 14080*) ;
- acier : 77 kN/m³ ;
- béton : 25 kN/m³.

Pour l'étude d'une poutre, on considère l'affectation simplifiée du hourdis à une poutre donnée par la figure ci-après :

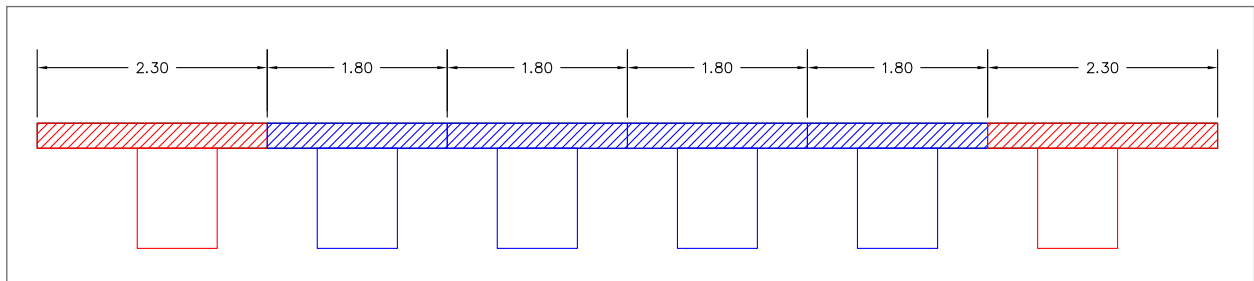


Figure 10 : Largeur d'affectation du hourdis à chaque poutre

Les sections représentatives pour une poutre sont :

- $S_{\text{bois}} = 1,0 \times 0,80 = 0,80 \text{ m}^2$;
- $S_{\text{béton_rive}}^{(1)} = 0,25 \times 2,30 = 0,575 \text{ m}^2$;
- $S_{\text{béton_courante}}^{(2)} = 0,25 \times 1,80 = 0,450 \text{ m}^2$;
- $S_{\text{acier}}^{(3)} = 0,012 \times 0,80 \times 1,15^{(4)} = 0,011 \text{ m}^2$.

	S (m ²)	Densité (kN/m ³)	Masse linéique (kN/m)
Bois	0,800	4,2	3,36
Acier	0,011	77	0,85
Béton poutre de rive	0,575	25	14,38
Béton poutre courante	0,450	25	11,25
		TOTAL POUTRE DE RIVE	18,59
		TOTAL POUTRE COURANTE	15,46

Tableau 16 : Densité linéique de poids propre

Aux extrémités du tablier, il convient également de tenir compte de la retombée de dalle (voir figure 4). Pour une poutre courante, on retient une masse de :

$$P_{\text{retombée}} = 1,80 \text{ m} \times 1,80 \text{ m} \times 0,40 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 32,4 \text{ kN}$$

1 On considère, de façon simplifiée, la largeur affectée à une poutre de rive.

2 On considère, de façon simplifiée, la largeur affectée à une poutre courante.

3 On fait l'hypothèse sécuritaire que la plaque recouvre la totalité de la face supérieure des poutres.

4 On majore la masse de la tôle de 15 % pour tenir compte de la masse des goujons et des tirefonds.



4.1.2 - Superstructures

Le poids des superstructures est déterminé à partir de la coupe transversale fonctionnelle schématique. Le poids volumique de l'étanchéité et de l'enrobé est pris égal à 24 kN/m³.

Les épaisseurs de la chape d'étanchéité et de l'enrobé sont affectées de coefficients de pondération mini et maxi pour tenir compte de l'incertitude sur leur poids et du rechargement possible de la chaussée.

Le calcul de la densité globale de charges des superstructures à partir de la coupe fonctionnelle est résumé dans le tableau ci-dessous :

Poste	Section (m ²)	Densité (kN/m ³)	Masse linéique (kN/m)	Pondération maxi	Pondération mini	q _{nom} (kN/m)	q _{max} (kN/m)	q _{min} (kN/m)
Trottoirs	0,25 x 2,05 x 2	25	25,63	1	1	25,63	25,63	25,63
GC	/	/	1,00	1	1	1,00	1,00	1,00
Corniches	/	/	1,00	1	1	1,00	1,00	1,00
Étanchéité	0,03 x (1,55+3,75) x 2	24	7,63	1,2	0,8	7,63	9,16	6,11
Enrobé	0,08 x 3,75 x 2	24	14,40	1,4	0,8	14,40	20,16	11,52
TOTAL						49,66	56,94	45,25

Tableau 17 : Densité linéique des superstructures

4.1.3 - Retrait du béton

NF EN 1992-1-1, 3.1.4(6)

Le retrait du béton est une déformation imposée ϵ dans la section de béton comprimée. Il a trois origines : le retrait endogène, le retrait de dessiccation et le retrait thermique.

Le retrait endogène ϵ_{ca} correspond à la contraction du béton lors de l'hydratation du ciment, il s'effectue à court terme. Le retrait de dessiccation ϵ_{cd} correspond à l'assèchement de la pièce en béton, il s'effectue à long terme. Le retrait thermique ϵ_{th} correspond au refroidissement après prise de la pièce en béton (la réaction d'hydratation du ciment est exothermique), il n'est appliqué qu'à court terme.

Dans la pratique, on calcule un retrait à la mise en service ϵ_{cs} et un retrait à long terme $\epsilon_{cs}(\infty)$.

Calcul du retrait ϵ_{cs} à la mise en service

$$\epsilon_{cs}(t) = \epsilon_{cd}(t) + \epsilon_{ca}(t) + \epsilon_{th}$$

t est l'âge du béton à l'instant considéré. Pour les vérifications à la mise en service, on considère t = 90 jours.

Retrait endogène : $\epsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \epsilon_{ca}(\infty)$

$$\epsilon_{ca}(\infty) = 2,5(f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} = 6,25 \cdot 10^{-5}$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - e^{-0,2t^{0,5}} = 0,850$$

$$\text{D'où } \epsilon_{ca}(t) = 5,31 \cdot 10^{-5}$$

Retrait de dessiccation (faible au jeune âge)

$\epsilon_{cd,0}$ est le retrait de dessiccation de référence et il est calculé par :

$$\epsilon_{cd,0} = 0,85 \left[(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot e^{-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}} \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH}$$



L'humidité relative retenue est $RH = 70 \%$.

$$\beta_{RH} = 1,55 \left[1 - \left(\frac{RH}{100} \right)^3 \right] = 1,018$$

f_{cm0} est une valeur de référence de la résistance en compression prise égale à 10 MPa.

Enfin pour un ciment à prise normale (N), on a : $\alpha_{ds1} = 4$ et $\alpha_{ds2} = 0,12$.

D'où $\varepsilon_{cd,0} = 3,41 \cdot 10^{-4}$.

Le coefficient k_h dépend du rayon moyen h_0 (en mm) : $h_0 = 2 \cdot A_c / u = 0,90$ m.

Avec :

A_c : aire de la section de béton = $0,45 \text{ m}^2$;

u : périmètre de la section exposée à la dessiccation = $1,8^{(5)} - 0,8 = 1,0$ m ;

$k_h = 0,7$ car $h_0 > 500$ mm.

Par hypothèse, l'âge du béton, quand le retrait de dessiccation commence, est pris égal à 1 jour.

On a alors :

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{t - t_s}{t - t_s + 0,04 \sqrt{h_0^3}} = 0,076 \text{ (à 90 jours)}$$

$$\text{D'où } \varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} = 1,82 \cdot 10^{-5} \text{ (à 90 jours)}$$

Retrait thermique : Il n'est appliqué qu'à court terme

Le retrait thermique est une particularité des structures mixtes, il est lié à la différence de température entre les matériaux au moment du bétonnage. Si la NF EN 1994-2 et son annexe nationale abordent la prise en compte de ce phénomène pour les structures mixtes acier/béton, ce n'est pas le cas de la NF EN 1995-2.

À défaut d'éléments, on retient les principes de l'annexe nationale de la NF EN 1994-2 basés sur le guide « Ponts mixtes - Recommandations pour maîtriser la fissuration des dalles » [23], à savoir une différence de température $\Delta T = 10^\circ \text{C}$ entre le bois et le béton au moment du bétonnage et par conséquent une déformation de retrait thermique égale à :

$$\varepsilon_{th} = \alpha_{ct,h} \cdot \Delta T = 1,00 \cdot 10^{-4}$$

Le retrait à la mise en service est égal à $\varepsilon_{cs}(t) = \varepsilon_{ca}(t) + \varepsilon_{cd}(t) + \varepsilon_{th} = 1,71 \cdot 10^{-4}$.

Calcul du retrait à long terme

En faisant tendre t vers l'infini, on obtient :

$$\varepsilon_{cs}(\infty) = \varepsilon_{ca}(\infty) + \varepsilon_{cd}(\infty)$$

Avec :

$$\beta_{ds}(\infty, t_s) = 1 \text{ et } \varepsilon_{cd}(\infty) = 1 \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} = 2,39 \cdot 10^{-4}$$

D'où le retrait à temps infini $\varepsilon_{cs}(\infty) = 3,01 \cdot 10^{-4}$.

4.1.4 - Fluage du béton

Quand on applique une charge de compression constante sur une éprouvette de béton, celle-ci présente une déformation immédiate puis elle continue de se déformer progressivement dans le temps lorsque la charge est maintenue. À long terme, la déformation finale observée est environ 3 fois supérieure à la déformation initiale. C'est cette déformation évolutive sous charge constante qui est appelée fluage du béton.

⁵ Cas d'une poutre centrale.



Le module du béton au temps infini dépend :

- du type de charge appliquée (par le coefficient ψ_L) ;
- du fluage du béton à partir de t_0 (par la fonction de fluage φ_t).

Le rapport entre le module instantané et le module à t infini est égal à $1 + \psi_L \cdot \varphi_t$.

Par simplification, on retient une unique valeur pour $1 + \psi_L \cdot \varphi_t$ égale à 3.

Le module à long terme du béton est égal à $34\,077 / 3 = 11\,359$ MPa.

4.1.5 - Fluage du bois

Le fluage du bois est obtenu à partir du coefficient k_{def} égal à 0,8 pour une classe de service 2.

À l'ELS, le module instantané est divisé par $1 + k_{def} = 1,8$.

À l'ELU, le module instantané est divisé par $1 + \Psi_2^* k_{def}$. Le coefficient Ψ_2 est à adapter selon la durée d'application de la combinaison considérée.

4.2 - Actions variables

4.2.1 - Modèle de charge

(NF EN 1991-2 4.3.2)

La principale action de trafic à considérer est le modèle de charge 1 (ou Load Model 1 - LM1) composé du tandem TS (Tandem System) et de la charge uniformément répartie UDL (Uniform Dead Load).

Le positionnement longitudinal et transversal sur le tablier des charges est réalisé de façon à obtenir l'effet le plus défavorable pour la poutre étudiée.

La largeur de chaussée w est définie entre nus des dispositifs ayant plus de 10 cm de haut. Cette largeur w se décompose en un nombre entier n de voies conventionnelles de 3 m et en une largeur résiduelle éventuelle $l_r = w - 3 \times n$.

Tandem TS

Le tandem est constitué d'un groupe de 2 essieux espacés de 1,2 m. L'entraxe des roues est de 2 m. Longitudinalement, chaque voie ne peut supporter qu'un seul tandem.

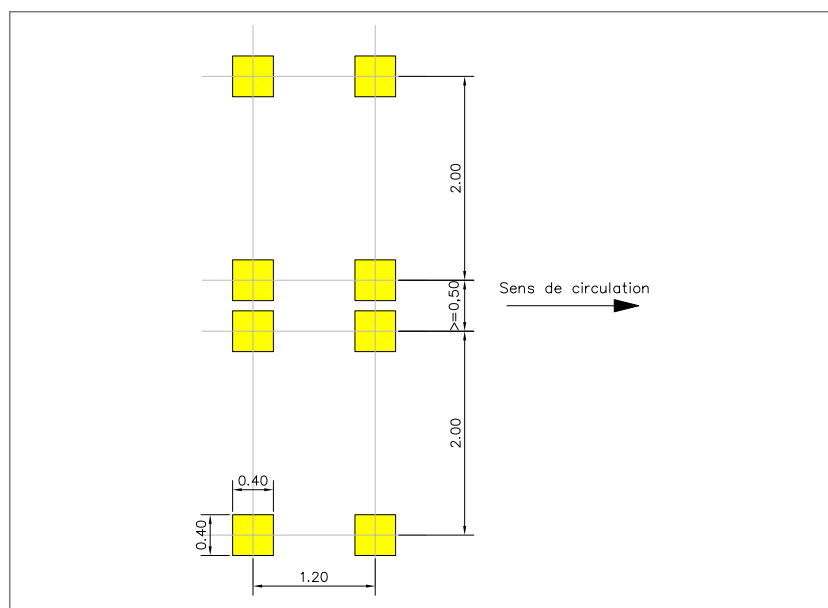


Figure 11 : Géométrie des impacts du tandem TS pour le cas d'un pont à deux voies



Application à l'exemple

- largeur de chaussée : $w = 7,70 \text{ m}$;
- nombre de voies : $n_v = \text{ent}(7,7/3) = 2$;
- largeur de l'aire résiduelle : $1,70 \text{ m}$.

Poids du tandem : le poids du tandem est dégressif sur chaque voie conventionnelle, la voie 1 étant la voie la plus chargée. Les voies sont positionnées de façon à produire l'effet le plus défavorable pour le critère étudié.

	Voie 1	Voie 2
Poids nominal d'un essieu	300 kN	200 kN
Coefficient d'ajustement α_{Qi}	0,9	0,8

Tableau 18 : Poids du tandem des voies 1 et 2

Charge uniformément répartie UDL

La densité de la charge UDL est variable selon les voies conventionnelles de calcul. Elle est de 9 kN/m^2 sur la voie 1 et de $2,5 \text{ kN/m}^2$ sur les autres voies et sur l'aire résiduelle. La voie 1 est positionnée de façon à produire l'effet le plus défavorable pour le critère étudié, en cohérence avec la position retenue pour le tandem TS.

Application à l'exemple

Densité de charge :

	Voie 1	Voie 2 et aire résiduelle
Poids nominal d'un essieu	9 kN/m^2	$2,5 \text{ kN/m}^2$
Coefficient d'ajustement α_{Qi}	0,7	1

Tableau 19 : Poids UDL de la voie 1 et de la voie 2 et de l'aire résiduelle

Pour l'étude de la deuxième poutre depuis la rive, le positionnement transversal des voies de calcul est le suivant :

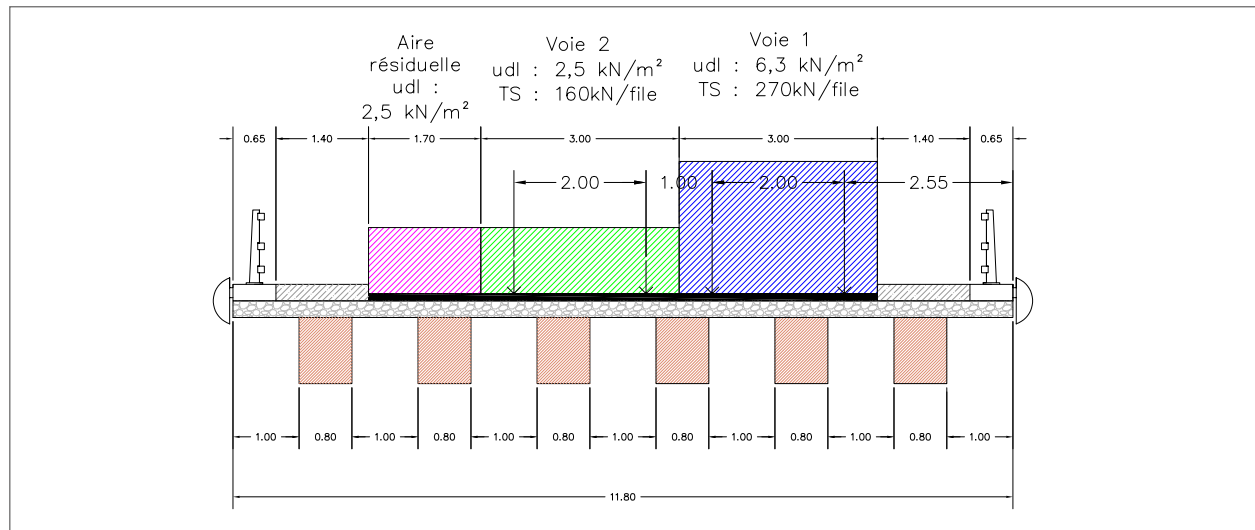


Figure 12 : Position des voies de calcul pour l'étude de la deuxième poutre depuis la droite

4.2.2 - Charge de trottoir

On considère la charge de trottoir q_{comb} en accompagnement du LM1, sa densité surfacique est de 3 kN/m^2 , la largeur de trottoir chargeable est de $1,40 \text{ m}$. Un trottoir n'est chargé que si l'effet est défavorable vis-à-vis du critère étudié.

La figure ci-après représente le chargement de foule sur les deux trottoirs.

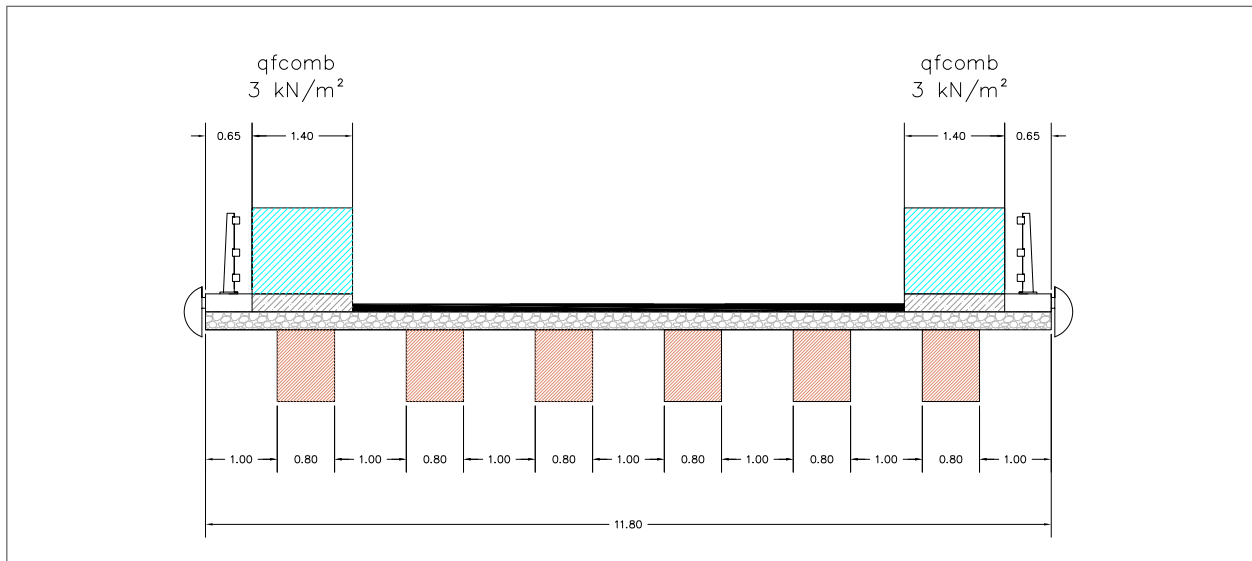


Figure 13 : Chargement de foule seule sur les trottoirs

4.2.3 - Charge de fatigue

On considère le modèle de fatigue n°1 défini à l'article 4.6.2 de la NF EN 1991-2 et l'on retient le nombre de poids lourds par an et par voie lente $N_{obs} = 0,125 \cdot 10^6$ (tableau 4.5 de NF EN 1991-2) pour des routes avec un faible trafic de camions.

Le modèle de charge de fatigue 1 a la configuration du modèle de charge caractéristique 1 (LM1) avec pour valeur des charges d'essieu $0,7 \cdot Q_{ik}$ et pour valeurs des charges uniformément réparties $0,3 \cdot q_{ik}$ et $0,3 \cdot q_{rk}$.

La charge à l'essieu du TS de fatigue est de $0,7 \times 0,9 \times 300 = 189 \text{ kN}$.

La densité de UDL de fatigue est de $0,3 \times 3 \times 0,7 \times 9 = 5,67 \text{ kN/m}$.

Pour l'exemple, le convoi de fatigue est supposé circuler centré sur une voie physique de l'ouvrage de 3,50 m de large, il présente un excentrement de 1,75 m par rapport à l'axe de l'ouvrage.

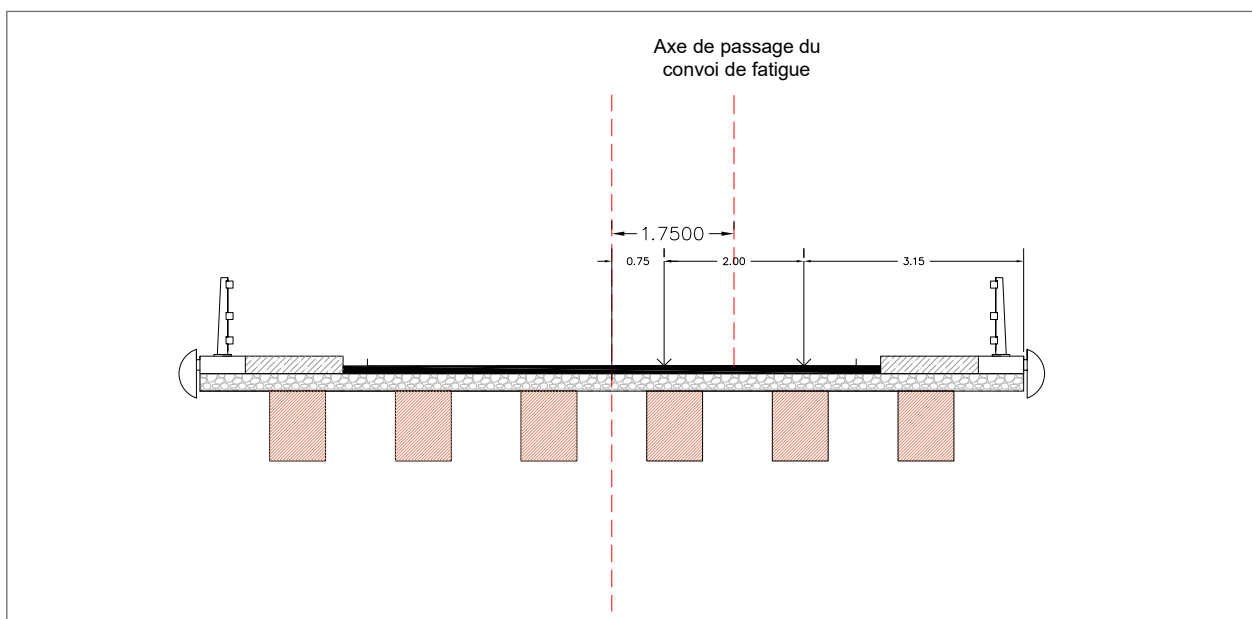


Figure 14 : Position du convoi de fatigue



4.2.4 - Forces de freinage et d'accélération

La force de freinage à prendre en compte est définie par :

$$Q_{fk} = 0,6 \cdot \alpha_{q1} \cdot (2Q_{1k}) + 0,10 \cdot \alpha_{q1} \cdot q_{1k} \cdot w_l \cdot L$$

Cette force doit être comprise dans les bornes suivantes :

$$180 \cdot \alpha_{q1} = 180 \times 0,9 = 162 \text{ kN} \leq Q_{fk} \leq 900 \text{ kN}$$

On obtient :

$$Q_{fk} = 0,6 \cdot 0,9 \cdot (2 \cdot 300) + 0,10 \cdot 0,9 \cdot 3 \cdot 15 = 352 \text{ kN}$$

Cet effort de freinage est supposé être transmis à la connexion par le hourdis béton armé monolithique. L'effort pour une poutre est de 58,7 kN et chaque poutre est équipée de 576 tirefonds. En considérant une répartition uniforme de l'effort sur l'ensemble des tirefonds, la sollicitation latérale sous freinage peut être estimée à $58,7 / 576 = 0,10$ kN.

Le niveau de cette sollicitation est faible. Pour le pont de l'exemple, les combinaisons avec l'action horizontale de freinage comme action de base ne sont pas dimensionnantes.

4.2.5 - Poussée des surcharges sur la retombée de dalle de hauteur h

Compte tenu de la faible hauteur de la retombée de dalle, seule la poussée liée à TS est considérée. La densité de charge sur la chaussée du TS de la voie 1 est de $2 \times 0,9 \times 300 / (3 \times 2,2) = 81,8$ kN/m². Le coefficient de poussée active du sol K_a est pris égal à 0,333.

L'effort de poussée pour une poutre courante est :

$$F_{pTS} = 0,333 \times 81,8 \times 1,8 \times 1,8 = 88 \text{ kN}$$

Le moment associé calculé à mi-épaisseur du hourdis est égal à $M_{pTS} = 88 \times (1,8/2 - 0,125) = 68$ kN.m

4.2.6 - Actions thermiques

Composante uniforme de température

À défaut de valeurs recommandées par l'Eurocode pour les ponts mixtes bois/béton concernant la composante de température uniforme, nous assimilons le pont à un pont à poutres en béton sous hourdis béton (pont de type 3 selon la NF EN 1991-1-5).

Les composantes des températures extrêmes du pont se déduisent des températures extrêmes de l'air sous abris, de la manière suivante pour un pont de type 3 situé en France métropolitaine (6.1.3.1 de NF EN 1991-1-5/NA) :

$$T_{e,min} = T_{min} + \Delta T_{e,min} = -20 + 8 = -12^\circ \text{C}$$

$$T_{e,max} = T_{max} + \Delta T_{e,max} = +40 + 2 = +42^\circ \text{C}$$

La température initiale est $T_0 = 10^\circ \text{C}$, l'étendue des variations uniformes de température se détermine de la manière suivante :

$$\Delta T_{N,con} = T_{e,min} - T_0 = -12 - 10 = -22^\circ \text{C}$$

$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 = 42 - 10 = +32^\circ \text{C}$$

Composante de gradient thermique

À défaut de valeurs recommandées par l'Eurocode pour les ponts mixtes bois/béton concernant la composante de gradient thermique, nous assimilons le pont à un pont mixte acier/béton et appliquons la clause 6.1.2 (2) de l'annexe nationale de la NF EN 1991-1-5.

Nous considérons un gradient non linéaire discontinu avec une différence de température $\pm 10^\circ \text{C}$ dans le béton de la dalle par rapport à la poutre bois. Le gradient est noté ΔT_M .



Combinaison des composantes

Les combinaisons suivantes sont retenues (6.1.5 de NF EN 1991-1-5) :

$$0,75 \Delta T_M + \Delta T_N$$

$$\Delta T_M + 0,35 \Delta T_N$$

Déformations imposées

Le gradient thermique peut être assimilé à une déformation imposée dans le béton :

$$\varepsilon_{\Delta T_M} = +/- \alpha_{cth} \cdot \Delta T_M = +/- 1.10^{-5} \times 10 = +/- 1.10^{-4}$$

La composante uniforme de température correspond à des déformations imposées dans le béton et dans le bois de valeurs différentes, compte tenu de coefficients de dilatation thermique différents.

Contraction

$$\varepsilon_{\Delta T_N, con, béton} = \alpha_{cth} \cdot \Delta T_{N, con} = - 1.10^{-5} \times 22 = - 2,20.10^{-4}$$

$$\varepsilon_{\Delta T_N, con, bois} = \alpha_{bth} \cdot \Delta T_{N, con} = - 0,5.10^{-5} \times 22 = - 1,10.10^{-4}$$

Expansion

$$\varepsilon_{\Delta T_N, exp, béton} = \alpha_{cth} \cdot \Delta T_{N, exp} = + 1.10^{-5} \times 32 = + 3,20.10^{-4}$$

$$\varepsilon_{\Delta T_N, exp, bois} = \alpha_{bth} \cdot \Delta T_{N, exp} = + 0,5.10^{-5} \times 32 = + 1,60.10^{-4}$$

Par combinaison des composantes, il en résulte les déformations extrêmes suivantes :

Contraction

$$\varepsilon_{\Delta T-, béton} = 0,75 \times - 1.10^{-4} + 1 \times - 2,20.10^{-4} = - 2,95.10^{-4}$$

$$\varepsilon_{\Delta T-, bois} = - 1,10.10^{-4}$$

Expansion

$$\varepsilon_{\Delta T+, béton} = 0,75 \times 1.10^{-4} + 1 \times 3,20.10^{-4} = 3,95.10^{-4}$$

$$\varepsilon_{\Delta T+, bois} = 1,60.10^{-4}$$

4.2.7 - Butée des terres et entraînement de la dalle de transition

Cas d'une conception semi-intégrale sans dalle de transition

Du fait de la conception semi-intégrale du tablier, celui-ci reçoit l'action des terres à ses abouts. On considère un coefficient de butée ($K_p = 3$) pour déterminer l'intensité de cette action et l'on considère que son origine est essentiellement liée aux effets thermiques. Cette action est donc considérée comme une action variable « de température ».

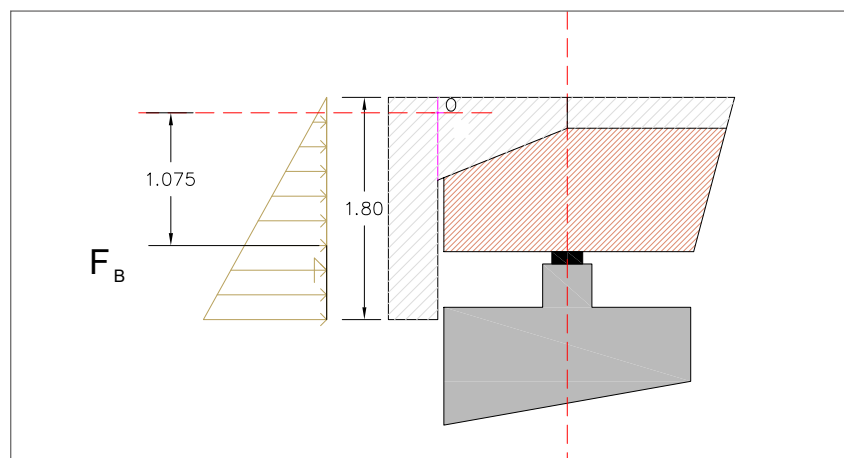


Figure 15 : Butée du sol sur la retombée de dalle

L'effort horizontal de butée ramené à une poutre courante est égal à : $F_B = 0,5.3.20.1,8^2.1,8 = 175 \text{ kN}$.



Le moment associé à mi-épaisseur du hourdis béton armé est $M_b = 175 \times (2/3 \times 1,8 - 0,125) = 188 \text{ kN.m}$.

On considère que cette action varie entre 0 (l'effort de poussée active est négligeable) et l'effort maximal mobilisable en butée. Les efforts locaux introduits sont supposés être équilibrés localement à l'extrémité du hourdis (voir vérifications spécifiques dans la partie 3).

Cet effet de mise en butée est combiné sans abattement avec l'effet thermique lié à la température maximale.

Cas d'une conception semi-intégrale avec dalle de transition articulée à la retombée de dalle

Dans le sens de l'allongement du tablier (mise en butée des terres), les sollicitations peuvent être déterminées comme présenté ci-avant en prenant en compte un écran fictif, sur lequel s'exerce la butée, égal à la hauteur de la retombée de dalle.

Dans le sens du raccourcissement du tablier, la capacité du tablier à entraîner la dalle de transition et le sol la recouvrant doit être vérifiée.

On fait l'hypothèse que l'effort à accrocher à l'extrémité du tablier est égal au poids de la dalle de transition et du sol entraîné, en considérant une égale répartition sur l'ensemble des nervures, du fait de la rigidité apportée par la retombée de dalle et par l'épaississement du hourdis en extrémité.

Sur la base d'une dalle de transition en béton de densité 25 kN/m^3 de 6 m de long, de 10 m de large et d'une épaisseur de 30 cm, recouverte en moyenne de 65 cm de sol (pente de 10 %) de densité 22 kN/m^3 , on obtient :

- poids de dalle : 450 kN ;
- poids de sol entraîné : 858 kN ;
- poids total : 1308 kN.

Soit un effort à ancrer sur la largeur d'emprise d'une nervure $F_A = 1308 / 6 = 218 \text{ kN}$.

Cet effort est supposé ancré à mi-épaisseur du hourdis de 25 cm (position des aciers d'ancrage de la dalle de transition).

Cet effort d'ancrage est combiné sans abattement avec l'effet thermique lié à la température minimale.

Nota : les actions décrites ci-dessus sont englobées sous la dénomination B_k dans les combinaisons d'actions.

5 - Combinaisons d'actions

Un pont est à vérifier pour les situations de projet suivantes :

- situations de projet transitoires ;
- situations de projet durables ;
- situations de projet accidentelles.

Pour chaque situation de projet, on définit les combinaisons de l'État Limite de Service (ELS) et de l'État Limite Ultime (ELU).

Dans les paragraphes ci-après sont données les principales combinaisons correspondant aux situations de projet durables et accidentelles.

Les notations retenues pour les actions sont les suivantes :

$G_{k \text{ sup}}$: charges permanentes pondérales défavorables ;

$G_{k \text{ inf}}$: charges permanentes pondérales favorables ;

S : action du retrait du béton ;

T_k : effets thermiques ;

B_k : butée du sol ou entraînement de la dalle de transition dont l'origine est considérée être liée essentiellement aux effets thermiques ;

UDL_k : effet de la charge uniformément répartie du LM1 ;



TS_k : effet du tandem du LM1 ;

$q_{fk\text{comb}}$: valeur de combinaison de la charge de trottoirs ;

Q_{lk} : force de freinage ;

B_{kTS} : poussée des surcharges ;

A : action accidentelle.

La lettre k signifie que l'on considère les valeurs caractéristiques des sollicitations.

5.1 - État Limite Ultime en combinaison fondamentale

En accord avec les Eurocodes, les 3 combinaisons de charges suivantes sont à étudier successivement pour les vérifications aux ELU :

$$1,35G_{k\text{ sup}} (\text{ou } 1,0G_{k\text{ inf}}) + S + 1,35(UDL_k + TS_k + q_{fk\text{ comb}} + B_{kTS}) + 1,5(0,6T_k + 0,6B_k)$$

$$1,35G_{k\text{ sup}} (\text{ou } 1,0G_{k\text{ inf}}) + S + 1,5(T_k + B_k) + 1,35(0,4UDL_k + 0,75TS_k + 0,4q_{fk\text{ comb}} + 0,75B_{kTS})$$

$$1,35G_{k\text{ sup}} (\text{ou } 1,0G_{k\text{ inf}}) + S + 1,35(Q_{lk} + 0,4UDL_k + 0,75TS_k + 0,4q_{fk\text{ comb}} + 0,75B_{kTS}) + 1,5(0,6T_k + 0,6B_k)$$

Spécifiquement pour les ouvrages en bois, il faut considérer une combinaison ELU Fondamental sous charges permanentes :

$$1,35G_{k\text{ sup}} (\text{ou } 1,0G_{k\text{ inf}}) + S + 1,5(0,5T_k + 0,5B_k)$$

5.2 - État Limite de Service

En accord avec les Eurocodes, les 3 combinaisons de charges suivantes sont à étudier successivement pour les vérifications aux ELS.

5.2.1 - ELS quasi-permanent

$$G_{k\text{ sup}} (\text{ou } G_{k\text{ inf}}) + S + 0,5(T_k + B_k)$$

5.2.2 - ELS fréquent

$$G_{k\text{ sup}} (\text{ou } G_{k\text{ inf}}) + S + 0,6(T_k + B_k)$$

5.2.3 - ELS caractéristique

$$G_{k\text{ sup}} (\text{ou } G_{k\text{ inf}}) + S + UDL_k + TS_k + q_{fk\text{ comb}} + B_{kTS} + 0,6(T_k + B_k)$$

$$G_{k\text{ sup}} (\text{ou } G_{k\text{ inf}}) + S + T_k + B_k + 0,4UDL_k + 0,75TS_k + 0,4q_{fk\text{ comb}} + 0,75B_{kTS}$$

$$G_{k\text{ sup}} (\text{ou } G_{k\text{ inf}}) + S + Q_{lk} + 0,4UDL_k + 0,75TS_k + 0,4q_{fk\text{ comb}} + 0,75B_{kTS} + 0,6(T_k + B_k)$$



5.3 - État Limite Ultime en combinaison accidentelle

Cas de défaillance de la connexion :

$$G_{k\ sup} \text{ (ou } G_{k\ inf}) + UDL_k + TS_k + q_{fk\ comb}$$

Nota : on vérifie que le bois seul est apte à reprendre les charges permanentes et la valeur caractéristique du LM1.

Cas d'un choc sur une nervure :

$$G_{k\ sup} \text{ (ou } G_{k\ inf}) + S + A + 0,5(T_k + B_k)$$

Cas d'un incendie :

$$G_{k\ sup} \text{ (ou } G_{k\ inf}) + S + 0,5(T_k + B_k)$$

Modélisation

1 - Fonctionnement mixte bois/béton en connexion partielle

1.1 - Généralités sur le fonctionnement mixte bois/béton

L'association de matériaux ayant des propriétés différentes et complémentaires permet d'améliorer le fonctionnement des structures et de diminuer la quantité de matériaux mise en œuvre. Le fonctionnement mixte est rendu possible par la présence d'éléments de liaison appelés connecteurs.

Différents types de liaisons sont actuellement utilisés dans les ouvrages mixtes bois/béton. La raideur des connecteurs est généralement telle que la connexion demeure partielle (il n'y a pas continuité des déformations à l'interface des matériaux).

Suivant la raideur du système de connexion, le comportement d'une section mixte bois/béton se situe entre le fonctionnement parfaitement connecté et le fonctionnement non connecté.

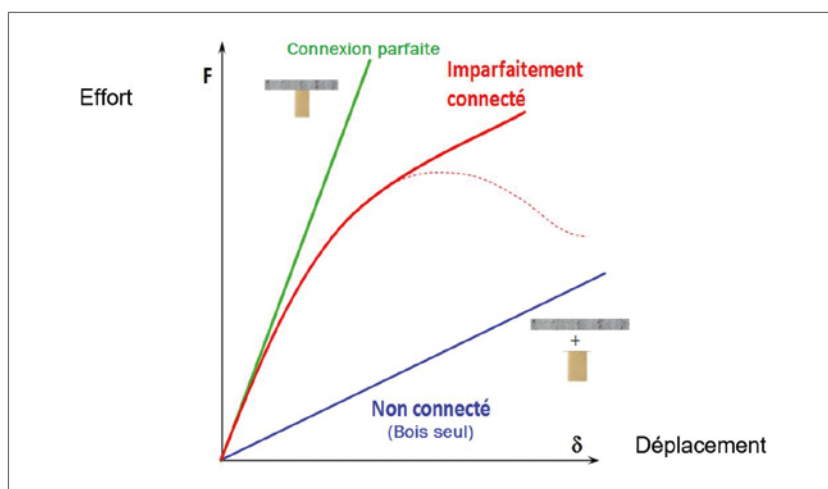


Figure 16 : Fonctionnement d'une section mixte selon la rigidité de connexion

Pour l'exemple du présent guide, nous avons choisi de retenir une solution de connexion qui peut être entièrement dimensionnée par application des principes de l'Eurocode 5 et ne relevant pas d'un système breveté. La connexion au bois est ainsi assurée par des éléments de fixation de type tirefond venant liaisonner une plaque métallique d'interface (Photo 1).

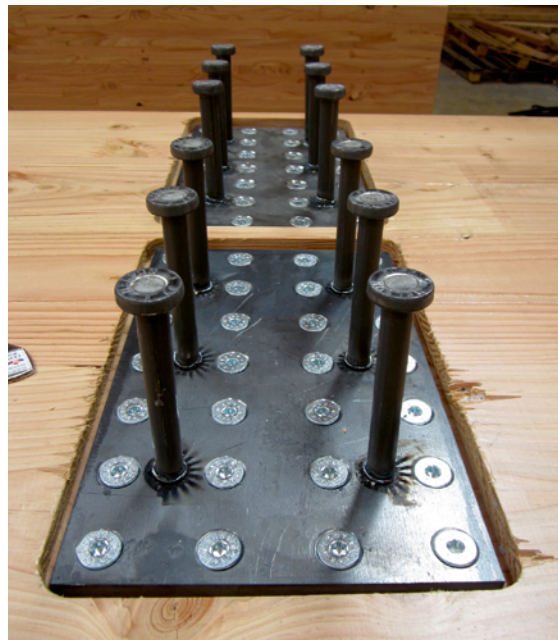


Photo 1 : Connexion bois/béton avec plaque métallique assemblée par tirefonds et engravée dans la nervure en bois.
La plaque est équipée de goujons pour assurer la connexion au béton (Crédit photo : Arbonis)

Ce principe de connexion a fait l'objet d'essais tant en statique (cf. [25]) que sous sollicitations dynamiques (cf. annexe 1) qui ont permis de mieux caractériser la rigidité et la résistance de la connexion par tirefonds en complément des éléments fournis par l'Eurocode 5. Les résultats d'essais montrent la ductilité du système ainsi que des raideurs généralement supérieures à celles résultant de l'application de l'EC5. Pour les justifications de la connexion de l'exemple du guide, les raideurs données par l'EC5 ont été conservées.

D'autres systèmes de connexion peuvent être utilisés sous réserve de pouvoir présenter des résultats probants d'essais statiques et dynamiques permettant de caractériser leur raideur et leur résistance. Les essais dynamiques sont nécessaires à la justification de la résistance en fatigue des connecteurs employés pour les ponts routiers supportant un fort trafic poids lourds (> 300 poids lourds par 24 heures environ). Il convient également que le système puisse justifier d'une durabilité compatible avec la durée d'utilisation de projet du pont.

La connexion de la plaque métallique au béton est assurée par des goujons, pour la justification de cette connexion les principes habituels utilisés en construction mixte acier/béton sont adoptés en considérant la connexion parfaite.

1.1.1 - Évaluation de la raideur de connexion

La raideur de connexion peut être estimée par essais (NF EN 26891 « Structure en bois – Assemblages réalisés avec des éléments mécaniques de fixation – Principes généraux pour la détermination des caractéristiques de résistance et de déformation » [21]) ou en appliquant les formules de l'Eurocode 5. Elle est caractérisée par une valeur caractéristique K_{ser} (module de glissement en service) et une valeur de calcul K_u (module de glissement à l'ELU).

Détermination de la raideur de connexion selon la norme NF EN 26891

La norme NF EN 26891 spécifie les principes généraux pour la détermination des caractéristiques de résistance et de déformation des assemblages réalisés avec des éléments mécaniques de fixation dans les structures en bois. La raideur est déterminée sur la base d'essais de type push-out (figure 17).

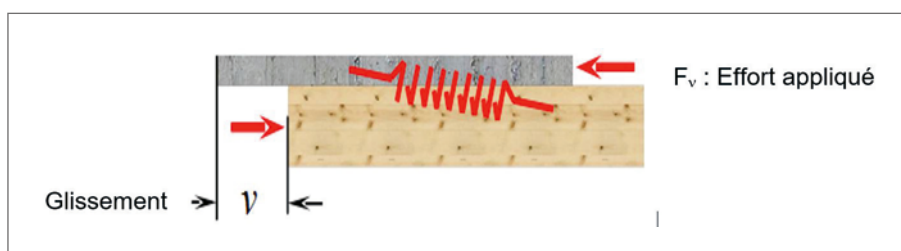


Figure 17 : Schéma de principe d'un essai push-out



La figure ci-dessous présente la courbe force / déplacement de l'interface obtenue lors de ce type d'essai et interprétée sur la base de la norme NF EN 26891.

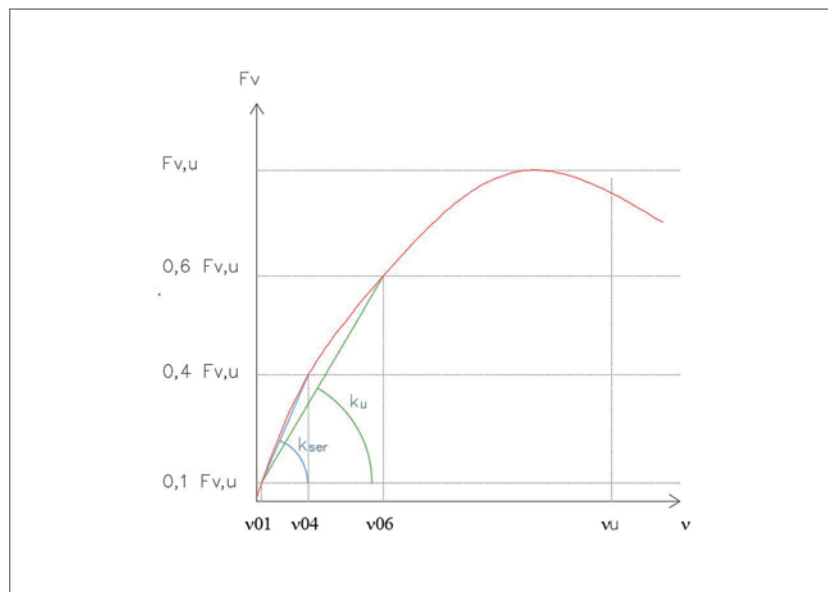


Figure 18 : Courbe issue d'un essai push-out

La courbe permet de déterminer les raideurs K_{ser} (à l'ELS) et K_u (à l'ELU) selon les principes suivants :

$$K_{ser} = \frac{0,4F_{est}}{\frac{4}{3}(v_{04} - v_{01})} \text{ et } K_u = \frac{0,6F_{v,u}}{v_{06}}$$

Avec :

F_{est} : charge maximale présumée ;

$F_{v,u}$: charge maximale ;

v : glissement de l'assemblage (v_{01} = glissement à $0,1.F_{v,u}$, v_{04} = glissement initial à $0,4.F_{v,u}$, v_{06} = glissement à $0,6.F_{v,u}$).

Détermination de la raideur de connexion selon la NF EN 1995-1-1 pour des connecteurs de type tige

La rigidité d'un organe est donnée par le tableau 7.1 de la norme NF EN 1995-1-1 :

$$K_{ser} = \rho_m^{1,5} \frac{d}{23}$$

Avec :

K_{ser} : module de glissement par plan de cisaillement et par organe en N/mm ;

ρ_m : masse volumique moyenne de l'élément bois en kg/m³ ;

d : diamètre de la partie lisse de l'organe en mm.

Pour les assemblages bois/métal ou bois/béton, il est possible de multiplier K_{ser} par 2,0 (7.1 (3) de NF EN 1995-1-1). Pour l'exemple, nous appliquerons cette multiplication par 2 pour déterminer les raideurs.

Le module de glissement pour les États Limites Ultimes K_u est calculé selon le 2.2.2 de la NF EN 1995-1-1 :

$$K_u = \frac{2}{3} K_{ser}$$



1.1.2 - Principaux résultats des essais réalisés sur la connexion par tirefond

Une connexion par tirefonds dimensionnée selon les principes de l'Eurocode 5 permet d'obtenir une rigidité efficace qui représente environ 70 à 80 % de la rigidité parfaite sans glissement.

Les essais réalisés (cf. photos 2 et 3) sur ce type de connecteur (A. Blonski et R. Le Roy [25]) font apparaître des raideurs nettement plus élevées (de l'ordre de 5 fois) permettant d'atteindre des rigidités de l'ordre de 95 % de la rigidité efficace.

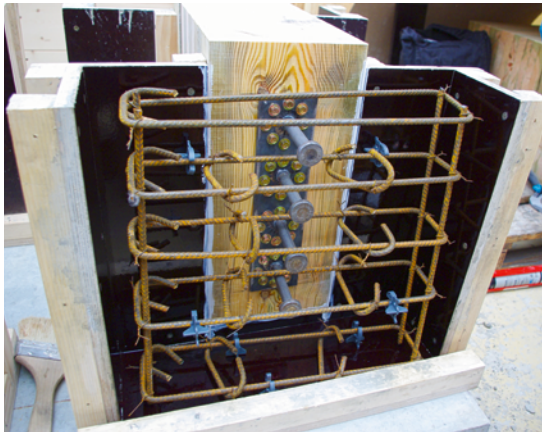


Photo 2 : Maquette pour l'essai push-out en cours de réalisation

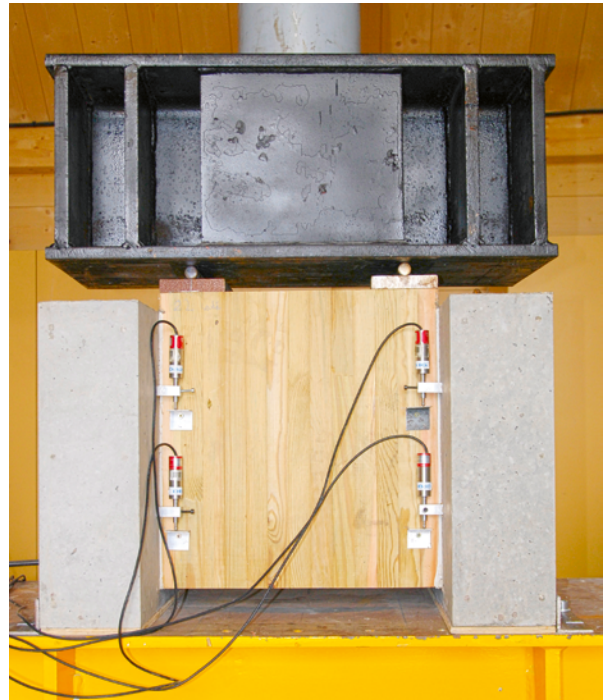


Photo 3 : Réalisation de l'essai push-out

En outre, les essais réalisés dans le cadre des travaux du présent guide ont montré le comportement ductile du tirefond sous sollicitation latérale (cf. photos 4 et 5 et annexe 1).



Photo 4 : Géométrie de l'essai push-out avec uniquement plaque métallique



Photo 5 : Déformation avec double rotule plastique dans la tige du tirefond

Des essais de fatigue ont également été réalisés sur ce principe de connexion (cf. annexe 2). L'objectif de ces essais était d'étudier l'évolution dans le temps de la raideur de connexion pour deux géométries de connexion (tirefonds droits et tirefonds inclinés). Les corps d'épreuves ont été soumis à 2 millions de cycles et ont en outre fait l'objet d'un essai statique à rupture en fin d'essai.

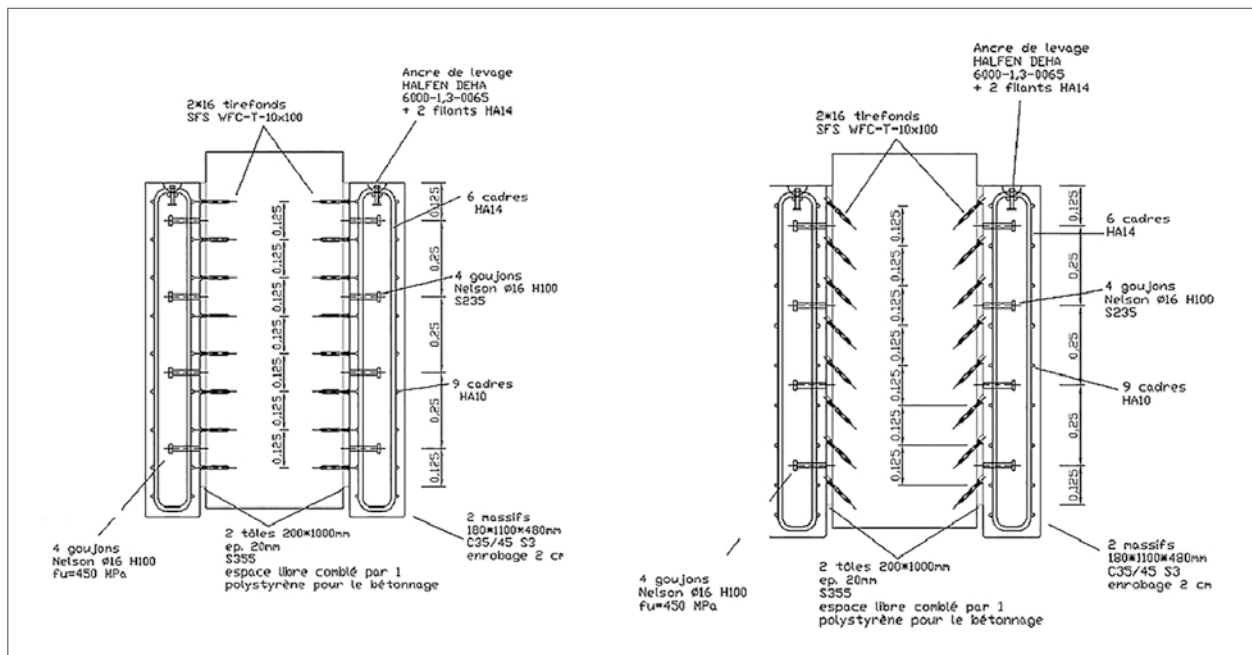


Figure 19 : Plan des corps d'épreuve testés en fatigue à l'IFSTAR (à gauche tirefonds droits - à droite tirefonds inclinés)

Les principaux enseignements tirés de ces essais sont les suivants :

- la raideur déterminée par l'essai est plus importante que la raideur réglementaire (x10 pour les tirefonds droits, x7 pour les tirefonds inclinés) ;
- la connexion présente une bonne tenue en fatigue : aucun dommage notable n'a été relevé, une diminution de l'ordre de 10 % de la raideur a été constatée, la raideur finale reste nettement supérieure à la valeur donnée par l'Eurocode 5 ;
- la résistance ultime après les cycles de fatigue est élevée : la résistance résiduelle est environ deux fois supérieure à la résistance caractéristique donnée par l'Eurocode 5 ;
- le système de connexion présente une très bonne ductilité.

1.1.3 - Loi de comportement d'une connexion par tirefonds

Les vérifications exigées par l'Eurocode sur la connexion sont uniquement à produire à l'État Limite Ultime sans vérification d'un niveau de sollicitation à ne pas dépasser à l'ELS. Dans l'exemple, nous avons arbitrairement choisi de limiter l'effort ELS dans les tirefonds à 75 % de leur résistance caractéristique (ce critère n'est pas dimensionnant).

L'Eurocode 5 ne donne pas d'indication visant à guider le projeteur dans la construction d'une loi de comportement élasto-plastique des tirefonds aux États Limites Ultimes. De telles lois auraient l'avantage de permettre de tirer parti de la grande capacité de déformation des tirefonds.

1.2 - Détermination des efforts internes dans une poutre mixte bois/béton avec rigidité partielle

L'évaluation des efforts internes dans une poutre mixte dans le cas d'une connexion partielle est relativement atypique en génie civil. Plusieurs méthodes, présentées ci-après, peuvent être mises en œuvre pour la détermination de ces efforts.

1.2.1 - Approche proposée par l'Eurocode 5 (annexe informative)

L'annexe B (informative) de la NF EN 1995-1-1 propose une solution à ce problème pour le cas d'une charge appliquée à une poutre isostatique générant un moment qui varie de façon sinusoïdale ou parabolique.

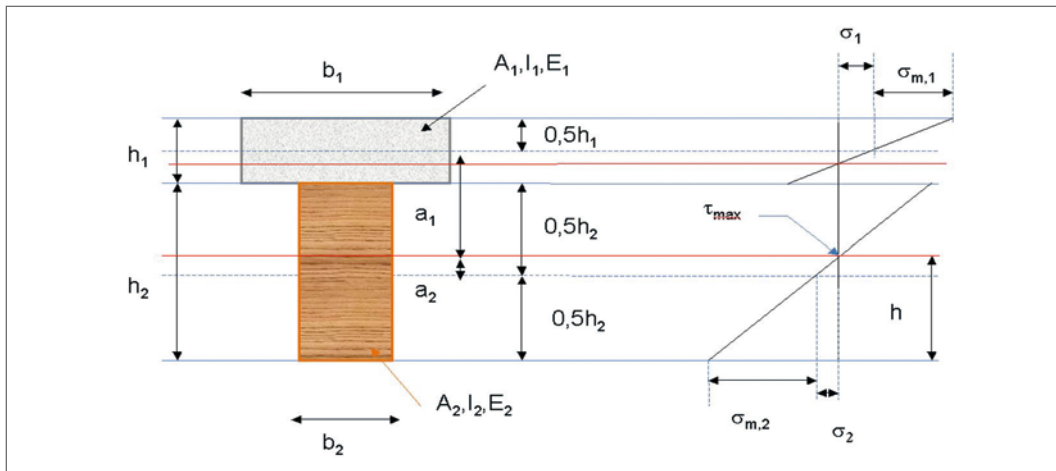


Figure 20 : Définition des paramètres de la section et distribution des contraintes de flexion selon l'annexe B de la NF EN 1995-1-1

La rigidité efficace en flexion $(EI)_{ef}$ de la poutre est déterminée par la formule suivante :

$$(EI)_{ef} = \sum_{i=1}^2 (E_i I_i + \gamma_i E_i A_i a_i^2) \quad [\text{Annexe B de l'EC5-1-1 Eq. B1}]$$

$$\text{Avec : } \gamma_1 = \left[1 + \frac{\pi^2 E_1 A_1 s}{K l^2} \right]^{-1} \quad [\text{Annexe B de l'EC5-1-1 Eq. B5}]$$

$$\gamma_2 = 1 \quad [\text{Annexe B de l'EC5-1-1 Eq. B4}]$$

$$a_2 = \frac{\gamma_1 E_1 A_1 (h_1 + h_2)}{2 \sum_{i=1}^2 \gamma_i E_i A_i} \quad [\text{Annexe B de l'EC5-1-1 Eq. B6}]$$

Où l est la portée de la poutre isostatique, K la rigidité d'une rangée de connecteurs et s l'espacement des rangées de connecteurs dans la direction longitudinale.

Lorsque l'espacement s est variable sur la longueur de la poutre, il est loisible d'appliquer la clause 9.1.3 de l'EC5-1-1 en considérant un espacement moyen $s = 0,75 s_{\min} + 0,25 s_{\max}$.

Où :

s_{\min} : espacement minimal des rangées de connecteurs ;

s_{\max} : espacement maximal des rangées de connecteurs avec $s_{\max} \leq 4 \cdot s_{\min}$.

Les contraintes normales peuvent être déterminées selon les formules suivantes :

$$\sigma_i = \frac{\gamma_i E_i a_i}{(EI)_{ef}} \quad \text{et} \quad \sigma_{m,i} = \frac{0,5 E_i h_i}{(EI)_{ef}} \cdot M \quad \text{pour } i = 1 \text{ à } 2 \quad [\text{Annexe B de l'EC5-1-1 Eq. B7 et B.8}]$$

La contrainte de cisaillement maximum dans l'âme $\tau_{2,\max}$ de l'élément 2 est donnée par :

$$\tau_{2,\max} = \frac{0,5 E_2 h^2}{(EI)_{ef}} \cdot V \quad [\text{Annexe B de l'EC5-1-1 Eq. B9}]$$

Enfin, l'effort repris par chaque rangée d'assemblage est donné par :

$$F = \frac{\gamma_1 E_1 A_1 a_1 s}{(EI)_{ef}} \cdot V \quad [\text{Annexe B de l'EC5-1-1 Eq. B10}]$$

Avec V l'effort tranchant dans la section considérée.

Des essais sous charges ponctuelles réalisés en laboratoire ont montré que cette théorie donnait également des résultats très pertinents pour ce type de chargement.

Cette méthode ne permet pas de prendre en compte les effets des déformations imposées par les matériaux (retrait du béton, comportement thermique différent, etc.).



1.2.2 - Approche analytique

Cette méthode peut être appliquée dans le cas d'une connexion uniforme et des solutions analytiques particulières peuvent être obtenues pour les schémas statiques classiques (1 ou 2 travées continues) et pour les chargements pondéraux standards ainsi que pour le cas d'une déformation imposée par un des deux matériaux. Nous présentons ci-après les principes généraux de la résolution. Les détails sont fournis en annexe 7 ainsi que les solutions particulières pour les cas courants.

La résolution du problème permet de déterminer successivement l'effort normal N dans chaque matériau, les moments et les contraintes normales dans les matériaux, le glissement à l'interface bois/béton et l'effort sollicitant la connexion.

Évaluation du comportement d'une poutre mixte bois/béton avec connexion partielle soumise à la flexion

On considère une poutre composée de deux éléments constitués de matériaux différents reliés par une connexion et soumise à un chargement générant de la flexion (figure 21).

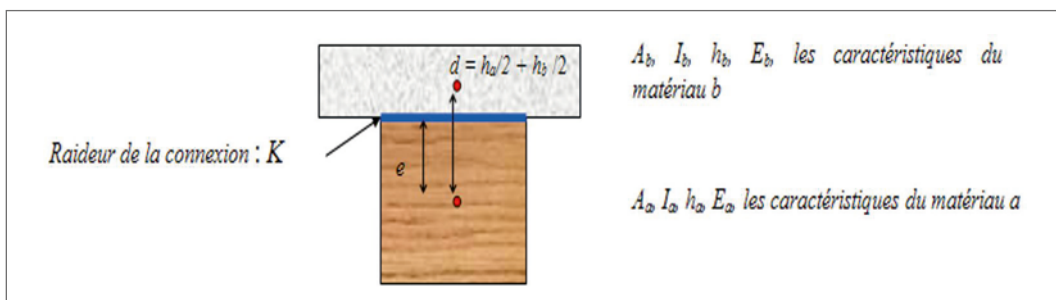


Figure 21 : Paramètres caractéristiques d'une section mixte

A est la section, I l'inertie, E le module, h la hauteur de chaque élément (indice a pour le matériau bois et indice b pour le matériau béton).

d est la distance entre les centres de gravité des deux matériaux et e la distance entre le centre de gravité de la section de matériau « a » et l'interface entre les deux sections.

Cette poutre est soumise à de la flexion et l'on considère une section de poutre à l'abscisse x .



Figure 22 : Repérage d'une section de poutre isostatique soumise à de la flexion

Dans la section, les efforts internes N_a , M_a , N_b et M_b se développent (cf. figure 23).

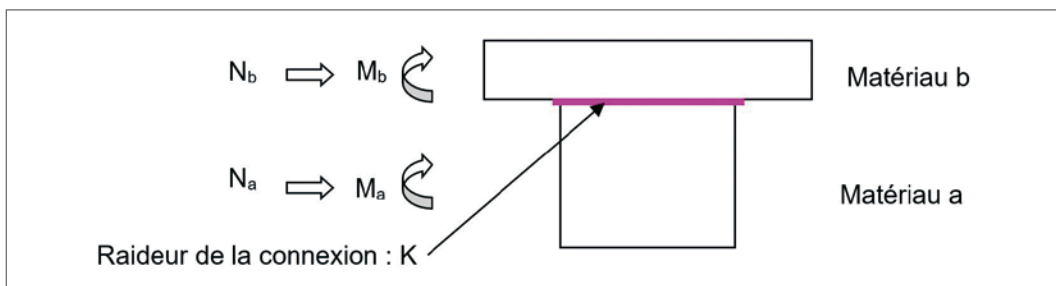


Figure 23 : Efforts internes dans une section



Avec :

- N_a : effort normal interne dans le matériau a ;
- M_a : moment fléchissant interne dans le matériau a ;
- N_b : effort normal interne dans le matériau b ;
- M_b : moment fléchissant interne dans le matériau b.

En présence d'un unique moment de flexion extérieur, les conditions d'équilibre des sections de la poutre sont les suivantes :

- condition 1 : la somme des forces est nulle ;
- condition 2 : la résultante des moments est nulle ;
- condition 3 : la courbure est la même pour les deux éléments (hypothèse de Navier) ;
- condition 4 : à l'interface des deux matériaux, un décalage des déformations de la section apparaît en lien avec la raideur K de la connexion et l'effort transmis N_a à cette interface.

Ces conditions permettent d'établir l'équation différentielle ci-dessous reliant l'effort normal dans les matériaux au moment de flexion extérieur (voir annexe 7) :

$$\frac{M(x) \cdot d \cdot K}{[E_a I_a + E_b I_b]} = \frac{\partial^2 N_a(x)}{\partial x^2} - N_a(x) \left[\frac{K}{E_a A_a} + \frac{K}{E_b A_b} + \frac{K d^2}{[E_a I_a + E_b I_b]} \right]$$

Avec $M(x)$ le moment dans la section à l'abscisse x de la poutre et $N_a(x)$ l'effort normal au centre de gravité de l'élément constitué du matériau a (égal en valeur absolue à l'effort normal au centre de gravité de l'élément constitué du matériau b).

Évaluation du comportement d'une poutre mixte bois/béton avec connexion partielle soumise à une déformation d'origine interne (retrait, température)

Le retrait du béton et l'effet des variations de température sur des matériaux ayant des coefficients de dilatation différents sont à l'origine de déformations différentielles entre les deux éléments composant la poutre mixte.

Comme précédemment, les conditions d'équilibre des sections de la poutre permettent d'établir l'équation différentielle ci-dessous (voir annexe 7) :

$$-\varepsilon \cdot K = \frac{\partial^2 N_a(x)}{\partial x^2} - N_a(x) \left[\frac{1}{E_a A_a} + \frac{1}{E_b A_b} + \frac{d^2}{[E_a I_a + E_b I_b]} \right]$$

Où ε est la déformation interne de l'élément a.

1.2.3 - Modélisation de la structure mixte bois/béton par une structure poutre-échelle

Des modélisations globales du tablier en 2 dimensions (étude d'une seule poutre) ou en 3 dimensions (étude du tablier complet) peuvent être réalisées sur la base de modèles éléments finis ou de modèles à barre. L'intérêt de ces modèles est de permettre l'intégration de l'ensemble des cas de charges et la combinaison des actions pour obtenir les sollicitations réglementaires aux états limites. Ces modèles peuvent, le cas échéant, prendre en compte des lois de comportement de la connexion au-delà d'un fonctionnement élastique.

Le principe consiste à réaliser un modèle poutre-échelle où la dalle en béton et la poutre en bois constituent les montants de l'échelle. La connexion est représentée par les barreaux de l'échelle, ces barreaux sont articulés à leur extrémité côté béton.



Figure 24 : Visualisation générale d'un modèle poutre-échelle 2D

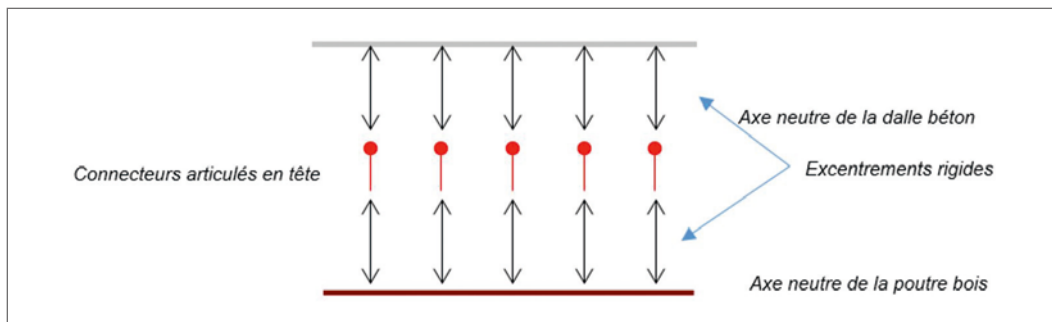


Figure 25 : Principe de la modélisation poutre-échelle

Pour simuler la raideur de connexion, la caractéristique adéquate est donnée à la section réduite d'effort tranchant des barreaux représentant la connexion, la section normale et l'inertie sont infiniment rigides.

La déformée d'effort tranchant en tête d'une poutre de longueur L encastree à sa base et sollicitée par une force F en tête est donnée par :

$$\delta = \frac{F.L}{G.S_y}$$

Où G est le module de cisaillement du matériau et S_y la section réduite d'effort tranchant.

La raideur K du ressort équivalent est égale à :

$$K = \frac{G.S_y}{L}$$

On fixe alors S_y égale à :

$$S_y = \frac{K.L}{G}$$

La poutre est en appui simple (blocage du déplacement vertical) sur ses appuis.

2 - Modélisation d'un tablier mixte bois/béton - Analyse globale

2.1 - Généralités

Le modèle d'analyse globale retenu pour la détermination des sollicitations doit tenir compte du phasage de construction de l'ouvrage, des effets du fluage des matériaux et de la fissuration du béton armé. Une méthode simplifiée de prise en compte du fluage est proposée ci-après.

Pour la détermination des sollicitations dans les nervures en bois et dans le système de connexion, on peut soit retenir les raideurs issues d'essais représentatifs (Eurocode 0 annexe D), soit celles déterminées par application de l'Eurocode 5.

Dans le cadre d'un prédimensionnement, une approche basée sur une connexion parfaite peut être adoptée pour dégrossir la section des nervures en bois. Une telle approche peut conduire à des difficultés de dimensionnement de la connexion aux extrémités des nervures si elle n'est pas accompagnée de la prise en compte d'une redistribution d'efforts sur une certaine longueur de nervure.

La détermination de la répartition transversale des charges peut être conduite en supposant une connexion parfaite en appliquant par exemple la méthode de Guyon-Massonnet, qui est généralement adaptée au cas des tabliers peu entretoisés comprenant au moins 3 poutres, et en retenant les caractéristiques initiales des matériaux.

Des modèles plus élaborés, en trois dimensions et intégrant la rigidité de connexion, peuvent également être utilisés pour mener à bien les justifications ou déterminer la répartition transversale des charges entre nervures pour les différents cas de charges.



2.2 - Principes de l'analyse globale

Pour le calcul des efforts, une analyse élastique linéaire du premier ordre est réalisée.

Dans le cas d'un tablier à travées continues, une première analyse est réalisée sans prise en compte de la fissuration du béton dans la rigidité des barres, cette analyse est dite « analyse non fissurée ».

À défaut d'indication dans l'Eurocode 5, les principes définis dans l'EN1994-2 peuvent être appliqués : les sections où le béton est fissuré, donc négligé dans les caractéristiques de rigidité, correspondent aux sections où la contrainte de traction sur le parement supérieur du hourdis dépasse $2.f_{ctm}$ à l'ELS caractéristique. Les caractéristiques des sections sont déterminées à partir des valeurs moyennes des paramètres de rigidité sans tenir compte du terme k_{def} (rigidité initiale).

Les sollicitations sont déterminées par une seconde analyse dite « analyse fissurée ». De manière forfaitaire et sous certaines conditions (rapport des longueurs de la travée de rive et sa travée adjacente (balancement) $> 0,6$, absence de dénivellation d'appuis, pas de recours à la préfabrication), on peut considérer que 15 % de la longueur de travée depuis un appui intermédiaire est fissurée.

Pour l'analyse fissurée, on procède de la manière suivante :

a) État initial à la mise en service :

Un premier calcul est réalisé correspondant à la mise en service, les paramètres de rigidité sont considérés à l'ELU (valeurs de calcul), le facteur k_{def} n'est pas pris en compte (pas de modifications des propriétés du bois liées à la durée de chargement et à l'influence de l'humidité lors de la mise en service).

Ce calcul tient compte du phasage de construction qui est en général le suivant :

- mise en place de la charpente bois seule ;
- bétonnage du hourdis en une phase ;
- mise en œuvre des superstructures ;
- sollicitation par les charges variables.

b) Prise en compte du fluage des matériaux :

Les effets du fluage sont calculés par différence des états initial et final sans tenir compte du phasage de construction.

Les actions permanentes sont donc appliquées en une fois sur la structure en considérant successivement :

- les caractéristiques initiales des paramètres de rigidité (pas de prise en compte de k_{def} pour le bois et valeur instantanée des propriétés du béton) ;
- les caractéristiques finales des paramètres de rigidité (prise en compte de k_{def} avec $\psi_2 = 1$ pour le bois, valeur à long terme des propriétés du béton).

c) Prise en compte des redistributions du retrait :

Les redistributions du retrait sont obtenues par la différence des effets du retrait à la mise en service appliqués à la structure avec rigidités initiales et des effets du retrait au temps infini appliqués à la structure avec rigidités finales.

d) État final à long terme :

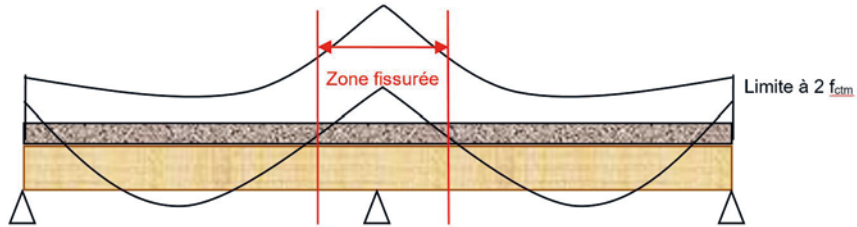
L'état final à long terme est déterminé en partant de l'état à la mise en service sur lequel on prend en compte les effets de fluage et les redistributions du retrait.

On distingue les combinaisons avec les actions quasi-permanentes et les combinaisons classiques avec l'ensemble des actions.



Organigramme de l'analyse globale

ÉTAPE 1 - Détermination des zones fissurées - analyse élastique linéaire 1^{er} ordre - Valeur caractéristique des rigidités (rigidité moyenne initiale) - Combinaison ELS caractéristique



ÉTAPE 2 - État à la mise en service avec zone fissurée - analyse élastique linéaire 1^{er} ordre - Valeur de calcul des rigidités (rigidité moyenne initiale) - Combinaison ELU fondamentale



+

ÉTAPE 3 - Fluage - analyse élastique linéaire 1^{er} ordre

État à vide final sans phasage - Valeur de calcul des rigidités (rigidité moyenne finale : $\psi_2 = 1$) - Combinaison ELU fondamentale des actions quasi-permanentes

-

État à vide initial sans phasage - Valeur de calcul des rigidités (rigidité moyenne initiale) - Combinaison ELU fondamentale des actions quasi-permanentes

+

ÉTAPE 4 - Redistribution du retrait - analyse élastique linéaire 1^{er} ordre

État final retrait LT - Valeur de calcul des rigidités (rigidité moyenne finale : $\psi_2 = 1$) - Effet retrait LT

État initial retrait CT - Valeur de calcul des rigidités (rigidité moyenne initiale) - Effet retrait CT

=

ÉTAPE 5 - État final à long terme

- combinaison ELU fondamentale avec uniquement actions quasi permanentes : k_{mod} actions permanentes
- combinaison ELU fondamentale classique : k_{mod} des actions variables considérées dans la combinaison



Application à l'exemple

Les nervures en bois sont principalement sollicitées par un effort normal, un moment de flexion d'axe horizontal et un effort tranchant vertical. L'analyse globale vis-à-vis de ces efforts est conduite à partir d'un modèle ne considérant qu'une seule poutre en ayant préalablement déterminé la répartition transversale des efforts entre poutres, il s'agit de la pratique classique d'étude des ponts à poutres.

Pour l'exemple de la travée isostatique, aucune fissuration de section n'est considérée dans l'analyse globale.

Pour l'exemple du tablier à deux travées, les résultats de la détermination des longueurs fissurées de hourdis de part et d'autre de la pile sont présentées.

La justification du tablier est faite sur la base d'une modélisation poutre-échelle à deux dimensions représentant une seule nervure en bois et son hourdis associé. Par simplification, la dalle est de largeur constante dans le modèle, égale à la largeur de dalle effective qui correspond à la largeur physique réelle pour le pont de l'exemple.

Le modèle poutre-échelle de l'exemple est construit à partir d'un espacement constant des rangées de connecteurs. Pour tenir compte de l'espacement réel qui est variable le long de la poutre, on affecte aux barres représentant la connexion les caractéristiques adaptées : caractéristiques mécanique très faibles pour simuler l'absence de connexion au droit de la barre ou majoration des caractéristiques si la barre modélise des rangées de connecteurs plus rapprochées que l'espacement constant retenu. Cette approche, qui revient à moyenner localement les efforts dans les rangées de connecteurs, est acceptable dans le cas d'un comportement ductile de la connexion autorisant des redistributions locales limitées.

Le modèle est élastique et la loi de comportement de la connexion sous sollicitation horizontale dans le cas d'un pont est caractérisée par une rigidité K fonction de l'état limite et du cas de charge étudiés (cf. figure ci-dessous).

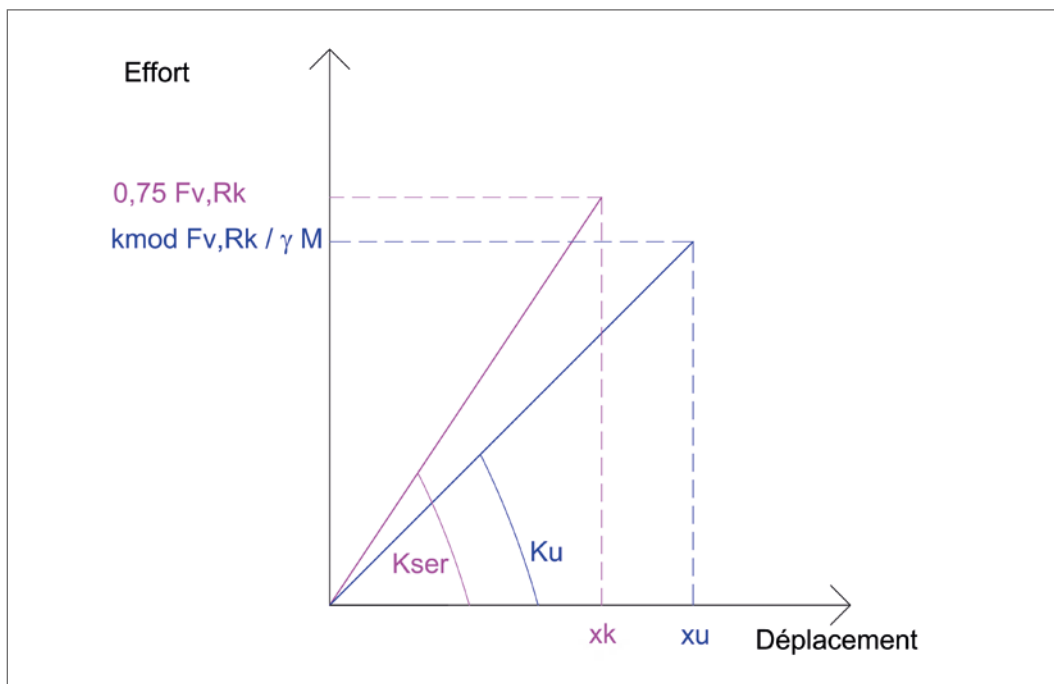


Figure 26 : Principe des lois de comportement de la connexion
(rose : loi type ELS - bleu : loi type ELU)

Sur la base de résultats d'essais, un comportement élasto-plastique peut le cas échéant être envisagé. Un tel comportement permet des redistributions plus importantes des efforts des zones fortement sollicitées (les extrémités de tablier dans le cas d'un pont à une travée) vers les zones adjacentes qui présentent une réserve de résistance.

Pour construire le modèle poutre-échelle, on considère des rangées de 12 tirefonds efficaces positionnés dans la largeur de la nervure bois de 0,80 m de large.



L'espacement longitudinal des rangées est adapté pour tenir compte des sollicitations, il est précisé par la figure ci-dessous.

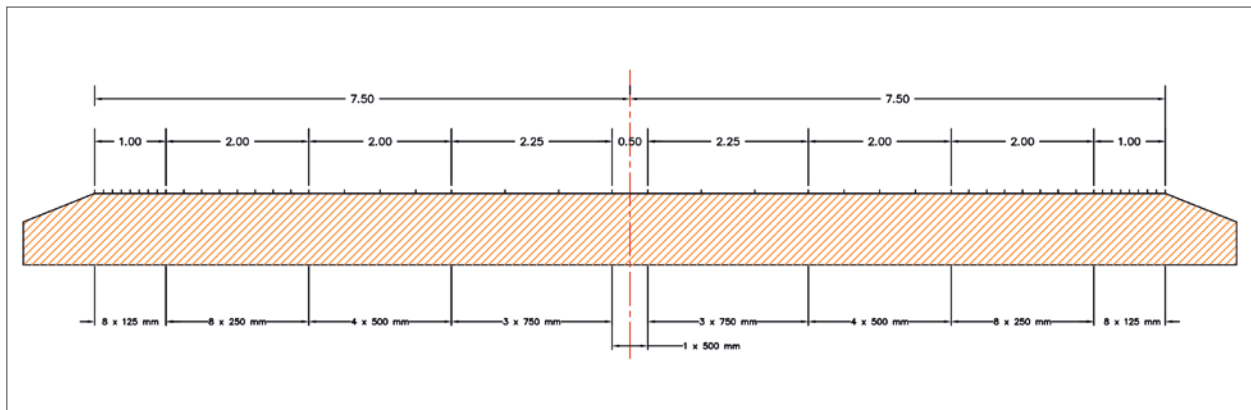


Figure 27 : Répartition longitudinale des rangées de tirefonds

On dispose ainsi 48 rangées de 12 tirefonds sur la longueur d'une poutre d'axe d'appui à axe d'appui soit 576 tirefonds par poutre.

Pour une demi-poutre, la répartition est la suivante⁽⁶⁾ :

- sur 1 m depuis l'axe d'appui : 8 espacements de 125 mm ;
- sur les 2 m suivants : 8 espacements de 250 mm ;
- sur les 2 m suivants : 4 espacements de 500 mm ;
- sur les 2,25 m suivants : 3 espacements de 750 mm.

Les nervures en bois sont également sollicitées par un moment de torsion, un moment de flexion d'axe vertical et un effort tranchant horizontal. Ces sollicitations peuvent être évaluées par l'intermédiaire d'une modélisation spatiale du tablier (cf. annexe 3).

L'analyse des résultats du modèle spatial montre que le moment de flexion d'axe vertical et l'effort tranchant horizontal sont très faibles pour les géométries transversales envisagées. Ces efforts peuvent généralement être négligés dans le dimensionnement.

Le moment de torsion reste également relativement faible et pourra généralement être négligé moyennant la prise en compte de marges sur la vérification vis-à-vis du cisaillement d'effort tranchant vertical. Pour le pont de l'exemple, le cisaillement de torsion représente environ 10 % du cisaillement sollicitant.

La méthode de Guyon-Massonnet peut être retenue pour déterminer le moment de torsion dans les nervures.

2.3 - Calcul des contraintes

Les contraintes sont calculées à partir des efforts de l'analyse globale intégrant le cas échéant une fissuration du hourdis.

On réalise un premier calcul à la mise en service avec k_{mod} ajusté à sa valeur correspondant à l'action variable considérée dans la combinaison (c'est-à-dire une valeur de 0,9 pour les charges d'exploitation et les actions thermiques).

On réalise ensuite deux calculs à long terme :

- le premier avec k_{mod} ajusté à sa valeur correspondant à l'action variable considérée dans la combinaison (c'est-à-dire une valeur de 0,9 dans le cas général) ;
- le second avec k_{mod} ajusté à sa valeur correspondant aux actions permanentes pour les combinaisons où seules les actions quasi-permanentes agissent (c'est-à-dire une valeur de 0,6 dans le cas général).

Si dans une section, la contrainte finale obtenue dans la fibre extrême du béton est négative sous une combinaison donnée, toutes les contraintes dans chaque fibre de cette section sont calculées à partir des caractéristiques fissurées de la section.

⁶ Cette disposition ne respecte pas le critère $s_{max} \leq 4 s_{min}$ requis pour l'application de la méthode de l'annexe B de l'EN 1995-1-1.



2.4 - Répartition transversale

Lorsqu'une seule poutre est modélisée, il est nécessaire de connaître la part des efforts repris par cette poutre et ce pour toutes les actions extérieures (essentiellement verticales) s'appliquant sur le tablier. Cette répartition peut être obtenue par les méthodes classiques utilisées pour les justifications des ponts routiers en s'assurant que leur domaine d'emploi est adapté aux caractéristiques du pont et en considérant une connexion parfaite. Au-delà de deux nervures, la méthode de Guyon-Massonnet est généralement adaptée.

Il est aussi possible de réaliser des modèles 3D de l'ensemble du tablier qui intègrent directement la répartition des charges entre les éléments du tablier.

Application à l'exemple

Nous donnons ci-après les coefficients de répartition transversale K , issus de l'application de la théorie de Guyon-Massonnet, à appliquer à chaque chargement pour obtenir l'effet sur la poutre étudiée (deuxième poutre depuis la rive). Des résultats plus détaillés sont présentés en annexe 4.

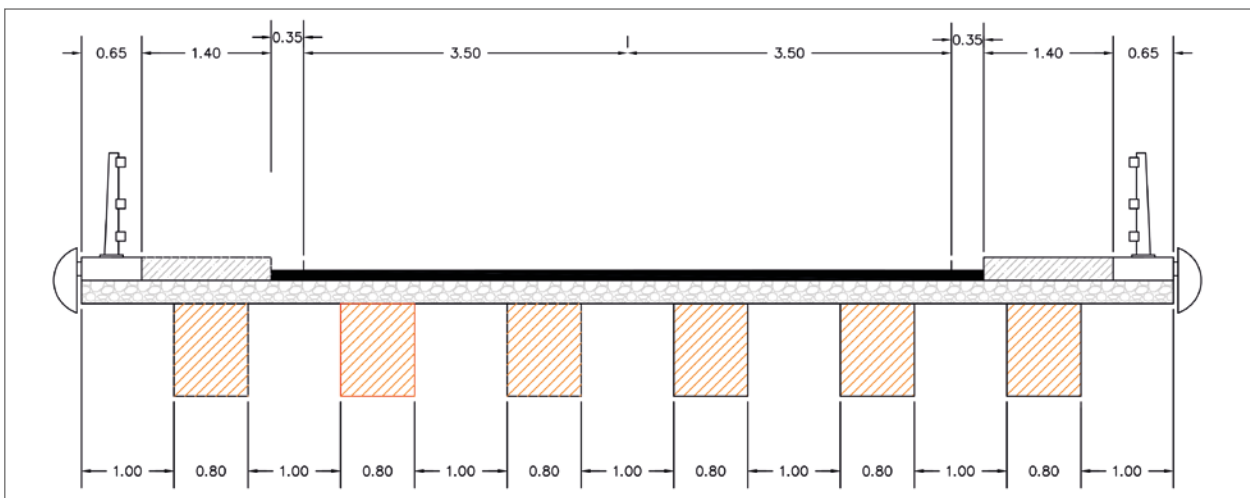


Figure 28 : Coupe transversale du tablier

La définition du coefficient K est la suivante :

$$E_{poutre} = K \cdot E_{global}$$

- où
- E_{poutre} : sollicitation dans la poutre étudiée ;
 - K : coefficient de répartition transversale ;
 - E_{global} : sollicitation globale dans le tablier.

Nous distinguons les coefficients à appliquer pour l'étude vis-à-vis de la flexion, de ceux à appliquer vis-à-vis de l'étude de l'effort tranchant.

Charges permanentes

Nous donnons dans les tableaux suivants la part de sollicitations reprise par la deuxième poutre porteuse, celle située à côté de la poutre de rive.

Superstructures

Corniches et dispositifs de retenue

Poutre	Coefficient K					
	Moment			Tranchant		
	Rive G	Rive D	Deux rives	Rive G	Rive D	Deux rives
2	0,300	-0,003	0,148	0,233	-0,014	0,110

Tableau 20 : Coefficient de répartition transversale - Poutre 2 - Corniches et dispositifs de retenue



Trottoirs

Poutre	Coefficient K					
	Moment			Tranchant		
	Trottoir G	Trottoir D	Deux trottoirs	Trottoir G	Trottoir D	Deux trottoirs
2	0,293	0,018	0,155	0,249	0,006	0,128

Tableau 21 : Coefficient de répartition transversale - Poutre 2 - Trottoirs

Étanchéité et chaussée

Poutre	Coefficient K	
	Moment	Tranchant
2	0,168	0,177

Tableau 22 : Coefficient de répartition transversale - Poutre 2 - Étanchéité et chaussée

Charges d'exploitation sur chaussée

LM1

TS

Poutre	Coefficient K			
	Moment		Tranchant	
	TS voie 1	TS voie 2	TS voie 1	TS voie 2
2	0,277	0,128	0,363	0,078

Tableau 23 : Coefficient de répartition transversale - Poutre 2 - TS

UDL

Poutre	Coefficient K					
	Moment	Tranchant				
	UDL voie 1	UDL voie 2	UDL aire résiduelle	UDL voie 1	UDL voie 2	UDL aire résiduelle
2	0,253	0,142	0,062	0,321	0,111	0,023

Tableau 24 : Coefficient de répartition transversale - Poutre 2 - UDL

Charge de foule sur trottoir

Poutre	Coefficient K					
	Moment			Tranchant		
	Trottoir G	Trottoir D	Deux trottoirs	Trottoir G	Trottoir D	Deux trottoirs
2	0,290	0,024	0,157	0,257	0,012	0,134

Tableau 25 : Coefficient de répartition transversale - Poutre 2 - Charge de foule sur trottoir

Charge de fatigue

TS

Poutre	Coefficient K	
	Moment	Tranchant
2	0,229	0,279

Tableau 26 : Coefficient de répartition transversale - Poutre 2 - FLM1 TS



UDL

Poutre	Coefficient K	
	Moment	Tranchant
2	0,214	0,235

Tableau 27 : Coefficient de répartition transversale - Poutre 2 - FLM1 UDL

2.5 - Largeur effective de la table de compression béton

L'analyse globale est basée sur la considération d'un hourdis participant associé à une nervure en bois. La largeur de hourdis participant $b_{ef,c}$ est déterminée suivant le 5.3 de la NF EN 1995-2 [12] :

$$b_{ef,c} = b + b_{ef,1} + b_{ef,2} \quad \text{avec} \quad b_{ef,i} = 0,2b_i + 0,1l_0 \leq 0,2l_0 \quad \text{et} \quad b_{ef,i} \leq b_i$$

où :

- b = largeur de la poutre bois ;
- $b_{ef,1}$ et $b_{ef,2}$ = largeurs effectives déterminées selon le 5.3.2.1 de la NF EN 1992-1-1 [7] pour section en T.

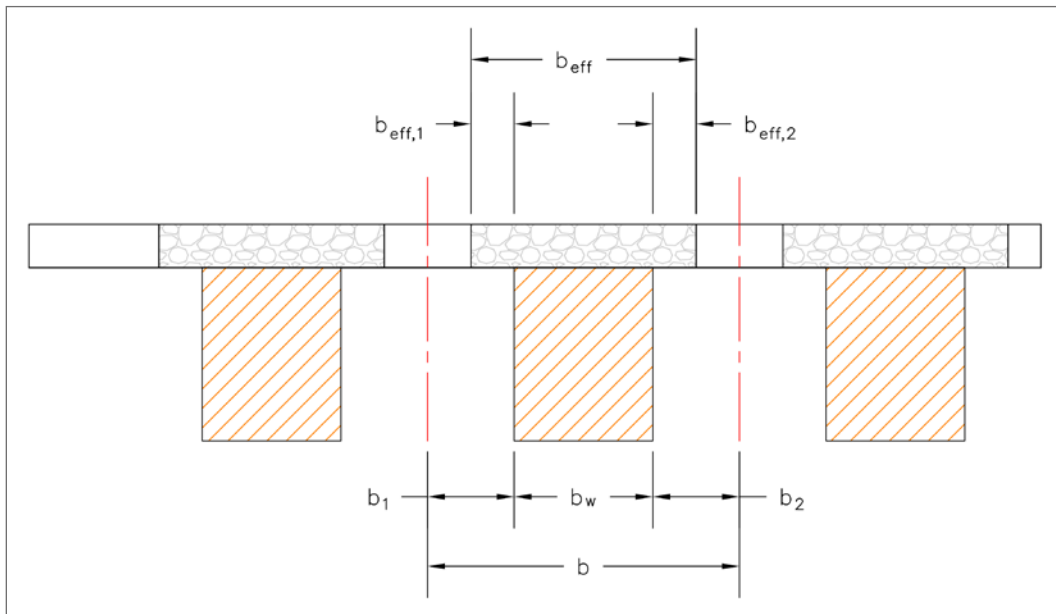


Figure 29 : Paramètres déterminant la largeur participante (Figure 5.3 du 5.3.2.1 de la NF EN 1992-1-1)

Les portées équivalentes sont déterminées suivant le 5.3.2.1 de la NF EN 1992-1-1 et valent :

- $l_0 = 0,85l_1$ pour les sections en travée de rive ;
- $l_0 = 0,7l_2$ pour les sections en travée centrale ;
- $l_0 = 0,15(l_1 + l_2)$ pour les sections sur pile.

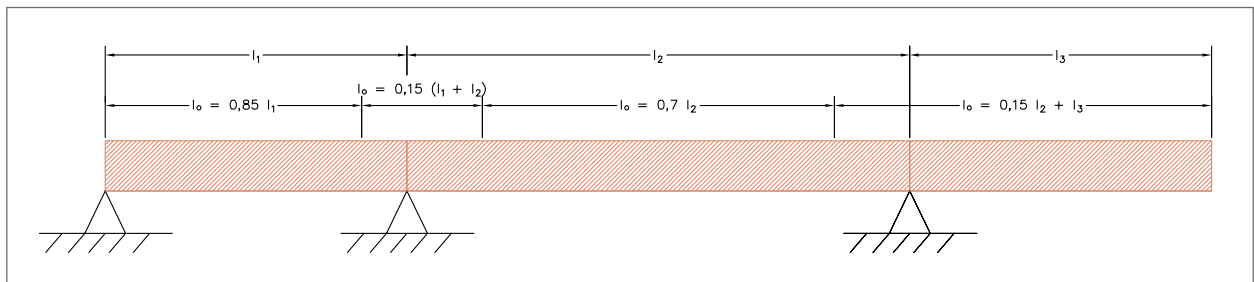


Figure 30 : Détermination de la portée équivalente l_0 (Figure 5.2 du 5.3.2.1 de la NF EN 1992-1-1)



Pour le calcul des sollicitations avec une analyse globale élastique linéaire, on peut utiliser des largeurs constantes par travée et égales à la valeur à mi-portée.

Application à l'exemple

Poutres de rive

$$b = 0,80 \text{ m} \quad b_1 = 1,00 \text{ m} \quad b_2 = 0,50 \text{ m}$$

$$l_0 = 15 \text{ m} = \text{portée isostatique}$$

$$b_{ef,1} = 0,2 \times 1,00 + 0,1 \times 15 = 1,70 \text{ m} \leq 0,2 \times 15 = 3,00 \text{ m} \text{ et } b_{ef,1} \leq 1,00 \text{ m} \Rightarrow b_{ef,1} = 1,00 \text{ m}$$

$$b_{ef,2} = 0,2 \times 0,50 + 0,1 \times 15 = 1,60 \text{ m} \leq 0,2 \times 15 = 3,00 \text{ m} \text{ et } b_{ef,2} \leq 0,50 \text{ m} \Rightarrow b_{ef,2} = 0,50 \text{ m}$$

$$b_{ef,c} = 0,80 + 1,00 + 0,50 = 2,30 \text{ m} \text{ (soit toute la largeur)}$$

Poutres centrales

$$b = 0,80 \text{ m} \quad b_1 = 0,50 \text{ m} \quad b_2 = 0,50 \text{ m}$$

$$l_0 = 15 \text{ m} = \text{portée isostatique}$$

$$b_{ef,1} = 0,2 \times 0,50 + 0,1 \times 15 = 1,60 \text{ m} \leq 0,2 \times 15 = 3,00 \text{ m} \text{ et } b_{ef,1} \leq 0,50 \text{ m} \Rightarrow b_{ef,1} = 0,50 \text{ m}$$

$$b_{ef,2} = 0,2 \times 0,50 + 0,1 \times 15 = 1,60 \text{ m} \leq 0,2 \times 15 = 3,00 \text{ m} \text{ et } b_{ef,2} \leq 0,50 \text{ m} \Rightarrow b_{ef,2} = 0,50 \text{ m}$$

$$b_{ef,c} = 0,80 + 0,50 + 0,50 = 1,80 \text{ m} \text{ (soit toute la largeur)}$$

2.6 - Caractéristiques de la section mixte

Compte tenu du caractère partiel de la connexion, on ne peut pas définir de caractéristiques intrinsèques de la section mixte. En effet, la rigidité apparente de la section mixte dépend de la forme du cas de charge appliqué et des portées de la structure. La méthode de l'annexe B de la norme NF EN 1995-1-1 permet d'évaluer cette rigidité apparente pour le cas d'une charge appliquée à une poutre isostatique générant un moment qui varie de façon sinusoidale ou parabolique.

Dans la suite du chapitre, après avoir déterminé la raideur de connexion pour le pont de l'exemple, nous estimerons la rigidité apparente EI de la poutre mixte sur la base de la méthode de l'annexe B de l'EC5 à des fins de comparaisons avec la rigidité obtenue en connexion parfaite et pour évaluer la sensibilité de cette rigidité apparente vis-à-vis de la raideur de connexion.

2.6.1 - Calcul de la rigidité de la connexion selon les Eurocodes

La rigidité d'un organe est donnée par le tableau 7.1 de la norme NF EN 1995-1-1 :

$$K_{ser} = \rho_m^{1,5} \frac{d}{23}$$

Avec :

K_{ser} : module de glissement par plan de cisaillement et par organe en N/mm ;

ρ_m : masse volumique moyenne de l'élément bois en kg/m³ ;

d : diamètre de la partie lisse de l'organe en mm.

Pour les assemblages bois/métal ou bois/béton, il est possible de multiplier K_{ser} par 2,0 (7.1 (3) de la NF EN 1995-1-1).

Application à l'exemple

On a $\rho_m = 420 \text{ kg/m}^3$ et $d = 8 \text{ mm}$.

Nota : Pour la détermination de la raideur de l'assemblage, il convient de retenir le diamètre de la partie lisse du tirefond.



On obtient : $K_{ser} = 2 \times 420^{1.5} \times \frac{8}{23} = 2 \times 2994 = 5988 \text{ N/mm}$

On en déduit :

$$K_{ser,fin} = \frac{K_{ser}}{(1+k_{def})} = \frac{5988}{1+0,8} = 3332 \text{ N/mm} \quad [EC5-1-1 (2.9)]$$

$$K_u = \frac{2}{3} K_{ser} = \frac{2}{3} \times 5988 = 3992 \text{ N/mm} \quad [EC5-1-1 (2.1)]$$

$$K_{u,fin}^{(7)} = \frac{K_u}{(1+\psi_2 k_{def})} = \frac{3992}{1+\psi_2 \times 0,8} \quad [EC5-1-1 (2.12)]$$

Les valeurs de ψ_2 sont celles de l'Eurocode 0 [2].

On obtient :

- charges permanentes : $\psi_2 = 1$ $K_{u,fin} = 2218 \text{ N/mm}$;
- charges d'exploitation : $\psi_2 = 0$ $K_{u,fin} = 3992 \text{ N/mm}$;
- actions thermiques : $\psi_2 = 0,5$ $K_{u,fin} = 2851 \text{ N/mm}$.

Pour une rangée de 12 tirefonds :

K_{ser}	72	MN/m
$K_{ser,fin}$	40	MN/m
K_u	48	MN/m
$K_{u,fin}$ Ch. permanentes CP	27	MN/m
$K_{u,fin}$ Ch. d'exploitation Q	48	MN/m
$K_{u,fin}$ Actions thermiques A.Th	34	MN/m

Tableau 28 : Raideur de connexion

2.6.2 - Caractéristique de la section mixte selon l'annexe B de la norme NF EN 1995-1-1

À titre d'illustration, on applique l'annexe B de la NF EN 1995-1-1 en faisant une hypothèse sur l'espacement des rangées de connecteurs. On retient un espacement minimal s_{min} de 125 mm et un espacement maximal s_{max} de $4 \times 125 = 500 \text{ mm}$.

L'espacement efficace est défini par $s_{ef} = 0,75 s_{min} + 0,25 s_{max} = 0,219 \text{ m}$ [EC5-1-1 (9.17)]

D'où les raideurs $k = K/s_{ef}$ pour une rangée de 12 tirefonds :

- $k_{ser} = 72 / 0,219 = 329 \text{ MN/m/m}$;
- $k_{ser,fin} = 40 / 0,219 = 183 \text{ MN/m/m}$;
- $k_u = 48 / 0,219 = 219 \text{ MN/m/m}$;
- $k_{u,fin,CP} = 27 / 0,219 = 122 \text{ MN/m/m}$;
- $k_{u,fin,Q} = 48 / 0,219 = 219 \text{ MN/m/m}$;
- $k_{u,fin,ATh} = 34 / 0,219 = 155 \text{ MN/m/m}$;

On calcule les caractéristiques de la section mixte avec dalle comprimée à l'état initial et à l'état final.

7 Dans l'EC5-1-1 2.3.2.2 (2), ce terme est noté $K_{ser,fin}$ pour éviter la confusion et s'agissant d'une caractéristique utilisée pour les états limites ultimes, nous le noterons $K_{u,fin}$.



Deux calculs sont réalisés, l'un pour l'ELS, l'autre pour l'ELU. A partir des caractéristiques des matériaux, on obtient :

ELS	E_b Bois (MPa)	E_c Béton (MPa)	n	k (MN/m/m)
État initial (EI)	$E_{\text{mean}} = 11\,500$	$E_{\text{cm}} = 34\,077$	0,337	329
État final sous charges permanentes (EF CP)	$E_{\text{mean,fin}} = 6\,389$	$E_{\text{cm}}(t=\infty) = 11\,359$	0,562	183
État final sous charges d'exploitation et actions thermiques (EF Q-Ath)	$E_{\text{mean,fin}} = 6\,389$	$E_{\text{cm}} = 34\,077$	0,187	183
ELU	E_b Bois (MPa)	E_c Béton (MPa)	n	k (MN/m/m)
État initial (EI)	11 500	34 077	0,337	219
État final sous charges permanentes (EF CP)	6 389	11 359	0,562	122
État final sous charges d'exploitation (EF Q)	11 500	34 077	0,337	219
État final sous actions thermiques (EF Ath)	8 214	34 077	0,241	155

Tableau 29 : Synthèse des rigidités

On considère la situation ELU à l'état initial.

Rappel des paramètres de rigidité :

ELU	E_b Bois (MPa)	E_c Béton (MPa)	n	k (MN/m/m)
État initial (EI)	$E_{\text{mean}} = 11\,500$	$E_{\text{cm}} = 34\,077$	0,337	219

Tableau 30 : Rigidités en ELU à l'état initial

On détermine successivement (pour une poutre courante) :

La section de la dalle béton : $A_1 = 1,80 \times 0,25 = 0,45 \text{ m}^2$

La section de la nervure bois : $A_2 = 0,80 \times 1,00 = 0,80 \text{ m}^2$

L'inertie de la dalle béton : $I_1 = 1,80 \times \frac{0,25^3}{12} = 2,34 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$

L'inertie de la nervure bois : $I_2 = 0,80 \times \frac{1,00^3}{12} = 6,67 \cdot 10^{-2} \text{ m}^4$

Le paramètre γ_1 : $\gamma_1 = [1 + (\pi^2 \times 34077 \times 0,45 \times 0,219) / (219 \times 15^2)]^{-1} = 0,598$

La distance a_2 entre le CdG de la nervure bois et le CdG de la section mixte :

$$a_2 = \frac{0,598 \times 34077 \times 0,45 \times (0,25 + 1,00)}{2 \times (0,598 \times 34077 \times 0,45 + 1 \times 11500 \times 0,80)} = 0,312 \text{ m}$$

La distance a_1 entre le CdG de la dalle béton et le CdG de la section mixte :

$$a_1 = \frac{0,25}{2} + \frac{1,00}{2} - a_2 = 0,313 \text{ m}$$

La distance h entre le CdG de la section mixte et le bas de la nervure bois :

$$h = \frac{h_2}{2} + a_2 = 0,50 + 0,312 = 0,812 \text{ m}$$

La rigidité efficace en flexion :

$$EI_{ef} = (34077 \times 2,34 \cdot 10^{-3} + 0,598 \times 34077 \times 0,45 \times 0,313^2) + (11500 \times 6,67 \cdot 10^{-2} + 1 \times 11500 \times 0,80 \times 0,312^2) = 2640 \text{ MN} \cdot \text{m}^2$$

Soit une inertie efficace en flexion $I_{ef} = \frac{EI_{ef}}{11500} = 0,230 \text{ m}^4$, soit 85 % de l'inertie calculée en connexion parfaite.



On détermine ensuite les termes à appliquer au moment pour définir les contraintes normales :

Dans le béton

- terme $\sigma_1 = \frac{0,598 \times 34077 \times 0,313}{2640} = 2,416$ (contrainte au CdG du béton, en MPa / unité de moment de flexion)
- terme $\sigma_{m1} = \frac{0,5 \times 34077 \times 0,25}{2640} = 1,613$ (différence entre la contrainte en fibre supérieure du béton et σ_1 , en MPa / unité de moment de flexion)

Dans le bois

- terme $\sigma_2 = \frac{1 \times 11500 \times 0,312}{2640} = 1,359$ (contrainte au CdG du bois, en MPa / unité de moment de flexion)
- terme $\sigma_{m2} = \frac{0,5 \times 11500 \times 1,00}{2640} = 2,178$ (différence entre la contrainte en fibre inférieure du bois et σ_2 , en MPa / unité de moment de flexion)

On détermine ensuite les termes à appliquer à l'effort tranchant pour définir le cisaillement maximal dans le bois et les efforts dans la connexion :

- terme $\tau_{2max} = \frac{0,5 \times 11500 \times 0,812^2}{2640} = 1,436$ (contrainte maximale de cisaillement dans le bois, en MPa / unité d'effort tranchant)
- terme $F = \frac{0,598 \times 34077 \times 0,45 \times 0,313 \times 0,219}{2640} = 0,238$ (effort latéral dans une rangée de tirefonds, en MN / unité d'effort tranchant)

L'ensemble des caractéristiques ELS et ELU sont rassemblées dans le tableau ci-dessous :

	État	γ_1	a_1 (m)	a_2 (m)	EI_{ef} (MN.m ²)	I_{ef} (m ⁴)	% / I parfaite	Bois			Béton		Connexion
								σ_2	σ_{m2}	τ_{2max}	σ_1	σ_{m1}	F
ELS	EI	0,691	0,291	0,334	2770	0,241	89,6	1,389	2,076	1,446	2,469	1,538	0,243
	EF CP	0,554	0,325	0,300	2572	0,224	83,2	1,342	2,236	1,431	2,385	1,656	0,235
	EF Q-Ath	0,554	0,325	0,300	2572	0,224	83,2	1,342	2,236	1,431	2,385	1,656	0,235
ELU	EI	0,598	0,313	0,312	2640	0,230	85,4	1,359	2,178	1,436	2,416	1,613	0,238
	EF CP	0,453	0,356	0,269	2393	0,208	77,4	1,292	2,403	1,421	2,298	1,780	0,226
	EF Q	0,598	0,313	0,312	2640	0,230	85,4	1,359	2,178	1,436	2,416	1,613	0,238
	EF Ath	0,513	0,337	0,288	2503	0,218	80,9	1,323	2,298	1,427	2,353	1,702	0,232

Tableau 31 : Caractéristiques de section en rigidité partielle

Avec l'hypothèse faite sur la rigidité de connexion, l'inertie efficace de la section mixte se situe entre 60 et 75 % de l'inertie de la section en connexion parfaite.



2.6.3 - Influence de la rigidité de connexion

Pour montrer l'influence de la rigidité de connexion, on considère des rigidités valant respectivement 0,5 fois, 2 fois, 5 fois et 10 fois la rigidité K donnée par l'Eurocode ainsi que les cas extrêmes correspondant au bois seul et à une rigidité infinie.

La détermination des caractéristiques des sections « mixtes » à l'ELU à l'état initial, selon les principes présentés ci-avant, permet de dresser le tableau suivant :

Coef. sur K	% / I parfaite	σ_2	σ_{m2}	τ_{2max}	F
Bois seul	27 %	0,000	6,792	1,698	0,000
0,5	76 %	1,276	2,458	1,418	0,224
1	85 %	1,359	2,178	1,436	0,238
2	92 %	1,404	2,024	1,452	0,246
5	97 %	1,433	1,926	1,464	0,251
10	98 %	1,443	1,893	1,469	0,253
∞	100 %	1,453	1,859	1,475	0,254

Tableau 32 : Comparaison des caractéristiques de section en fonction de la rigidité de connexion

En prenant comme référence le cas de la rigidité K de l'Eurocode, on établit alors le tableau suivant :

Coef. sur K	Critère contrainte normale	Critère cisaillement	Critère connexion
Bois seul	3,12	1,18	0,00
0,5	1,13	0,99	0,94
1	1,00	1,00	1,00
2	0,93	1,01	1,03
5	0,88	1,02	1,05
10	0,87	1,02	1,06
∞	0,85	1,03	1,07

Tableau 33 : Comparaison des critères de vérification en fonction de la rigidité de connexion

Pour l'exemple, la prise en compte de la rigidité de connexion de l'Eurocode à l'ELU à l'état initial autorise une majoration par 3 du moment de flexion extérieur sollicitant la section par rapport au cas où le bois travaillerait seul.

En parallèle, la prise en compte d'une rigidité de connexion infinie majore de l'ordre de 10 à 20 % les efforts repris par cette connexion par rapport au cas où l'on prendrait en compte la rigidité donnée par l'Eurocode.

En pratique, la comparaison n'est pas aussi directe puisque l'existence d'une rigidité de connexion impose de prendre en compte les effets de retrait gênés du béton et les effets thermiques différentiels.



Partie 3



Justifications

1 - Justifications des déformations à l'ELS

Les vérifications à l'ELS portent sur la maîtrise des déformations. Des critères sont ainsi à respecter sur la flèche instantanée sous les charges d'exploitation, les flèches différées (fluage des matériaux) doivent en outre être correctement évaluées pour donner à l'ouvrage la contre-flèche de fabrication appropriée.

1.1 - Critères de limitation des flèches

Les composantes de la flèche qui résultent d'une combinaison d'actions sont définies comme suit [EN 1995-1-1 7.2 (1)] :

- w_c : contre-flèche si elle existe ;
- w_{inst} : flèche instantanée ;
- w_{creep} : flèche de fluage ;
- w_{fin} : flèche finale ;
- $w_{net,fin}$: flèche résultante finale.

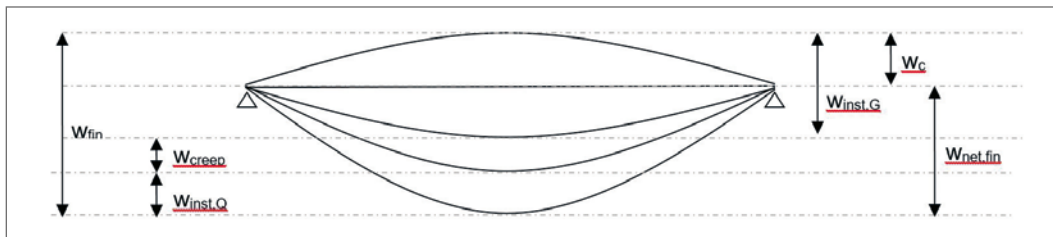


Figure 31 : Définition des flèches hors profil en long

Les flèches limites sont les suivantes [EN 1995-2/NA tab 7.1 NA] :

- $w_{inst,Q} \leq L/400$ avec L portée de la poutre pour charges de trafic ;
- $w_{inst,Q} \leq L/200$ avec L portée de la poutre pour charges piétonnes et faibles charges de trafic.

1.2 - Application à l'exemple

Les courbes des flèches issues du modèle poutre-échelle sont données en annexe.

Calcul à l'état initial :

Flèches en mm					
Poids propre de la poutre équipée	Poids du béton	Poids des superstructures	Retrait à la mise en service	Flèche instantanée des charges permanentes ⁽⁸⁾	Flèche de fluage et de redistribution du retrait
w1	w2	w3	w4	$w_{inst,G} = w1 + w2 + w3 + w4$	w_{creep}
3,54	8,27	2,92	4,82	19,56	15,32

Tableau 34 : Flèches à l'état initial

Pour obtenir un ouvrage horizontal à long terme, il faut prévoir une contre-flèche de $19,56 + 15,32 = 34,88$ mm à mi-travée (L/400 environ). À ceci s'ajoute la forme que l'on veut donner au profil au long de la voie, en pensant notamment à l'évacuation des eaux de pluie.

⁸ On n'intègre pas de flèche liée aux effets thermiques.



Évaluation de la flèche instantanée sous charges d'exploitation

À l'état initial

Charges uniformément réparties (UDL+AR+ q_{comb}) :

$$w_{\text{udl}} = 2,37 \text{ mm.}$$

Charges ponctuelles (TS) :

$$w_{\text{TS}} = 6,69 \text{ mm.}$$

D'où $w_{\text{inst,Q}} = 2,37 + 6,69 = 9,06 \text{ mm}$ soit $L / 1600 < L / 400$ critère vérifié ✓

La vérification en limitation de flèche est assurée.
La connexion offre à la poutre mixte une grande rigidité.

2 - Justifications des nervures en bois à l'ELU

2.1 - Principales justifications à produire

(Section 6 de NF EN 1995-1-1)

À l'ELU, les principales justifications à produire pour justifier les nervures concernent principalement la justification sous contraintes normales et la justification vis-à-vis du cisaillement.

Justification sous contraintes normales

Les sections de bois peuvent être soumises :

- à une combinaison de flexion et de traction, c'est le cas des sections en travée soumises à un moment positif ;
- à une combinaison de flexion et de compression, c'est le cas des sections situées autour des appuis intermédiaires soumises à un moment négatif.

Sections soumises à un moment positif

La répartition des contraintes dans une section mixte est fonction de la raideur de la connexion ; sous moment positif, la dalle béton participe essentiellement en compression à la reprise des efforts et la nervure bois est soumise à un terme de flexion pure apportant une contrainte de flexion $\sigma_{m,y,d}$ associé à un terme de traction (comportement fragile du bois) apportant une contrainte de traction uniforme $\sigma_{t,0,d}$.

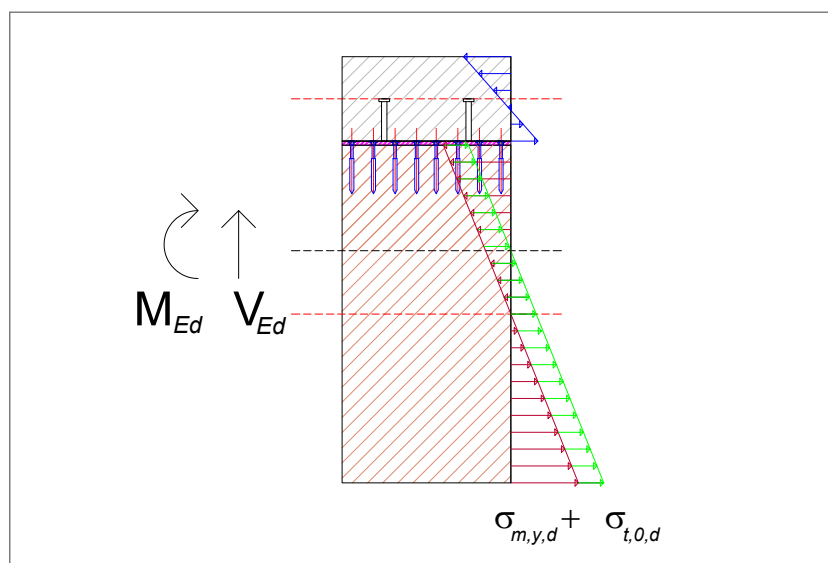


Figure 32 : Exemple de fonctionnement d'une section mixte sous moment positif M_{Ed}



Sections soumises à un moment négatif

Sous moment négatif, le béton est fissuré et ne participe pas à la reprise des efforts ; les aciers passifs longitudinaux travaillent en traction, la nervure bois est soumise à un terme de flexion pure apportant une contrainte de flexion $\sigma_{m,y,d}$ associé à un terme de compression apportant une contrainte de compression uniforme $\sigma_{c,0,d}$.

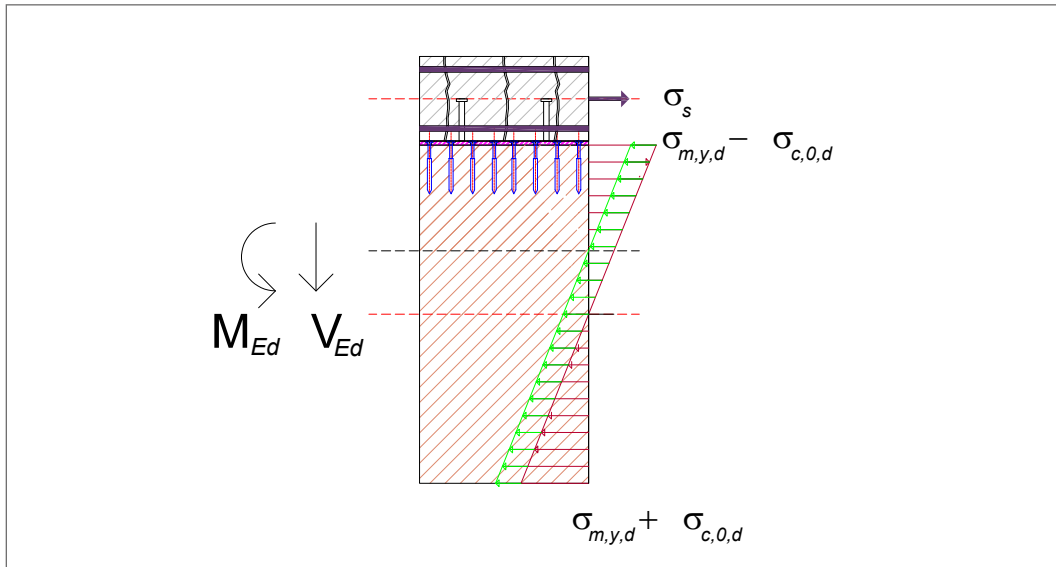


Figure 33 : Exemple de fonctionnement d'une section mixte sous moment négatif M_{Ed}

Justification vis-à-vis du cisaillement

Le cisaillement provient à la fois de l'effort tranchant et du moment de torsion repris par les nervures massives.

D'autres justifications plus particulières sont également à réaliser, elles portent sur :

- le cisaillement de bloc aux extrémités des nervures ;
- la compression perpendiculaire du bois dans les zones d'introduction des efforts au droit des appareils d'appui.

2.2 - Justification vis-à-vis des contraintes normales de la section à mi-travée

2.2.1 - Principes de justification

Le bois ayant des caractéristiques anisotropes, il est nécessaire, pour procéder à la justification des sections, de définir la direction du fil (6.1.1 de NF EN 1995-1-1) :

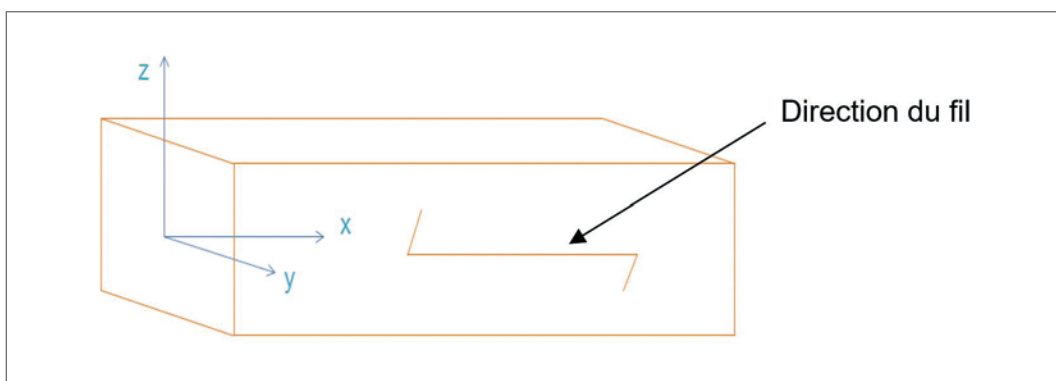


Figure 34 : Définition de la direction du fil

Pour les nervures, la direction du fil est perpendiculaire aux sections transversales et correspond à leur axe de la plus grande dimension.



Sous contraintes normales, une section peut être soumise :

- à de la traction parallèle au fil ;
- à de la compression parallèle au fil ;
- à de la flexion suivant deux axes principaux d'inertie ;
- à une combinaison de ces sollicitations.

Traction parallèle au fil

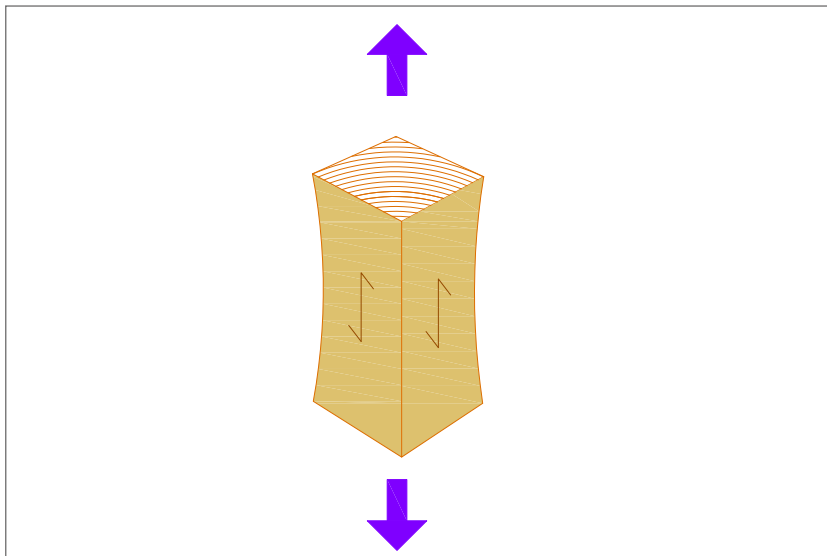


Figure 35 : Déformation sous traction parallèle à la direction du fil

Le critère de vérification est le suivant : $\sigma_{t,0,d} \leq f_{t,0,d}$ [EC5-1-1 (6.1)]

Avec :

$\sigma_{t,0,d}$: valeur de calcul de la contrainte de traction parallèle au fil ;

$f_{t,0,d} = k_{mod} \frac{f_{t,0,g,k}}{\gamma_M}$: valeur de calcul de la résistance en traction parallèle au fil.

Compression parallèle au fil

Le critère de vérification est le suivant : $\sigma_{c,0,d} \leq f_{c,0,d}$ [EC5-1-1 (6.2)]

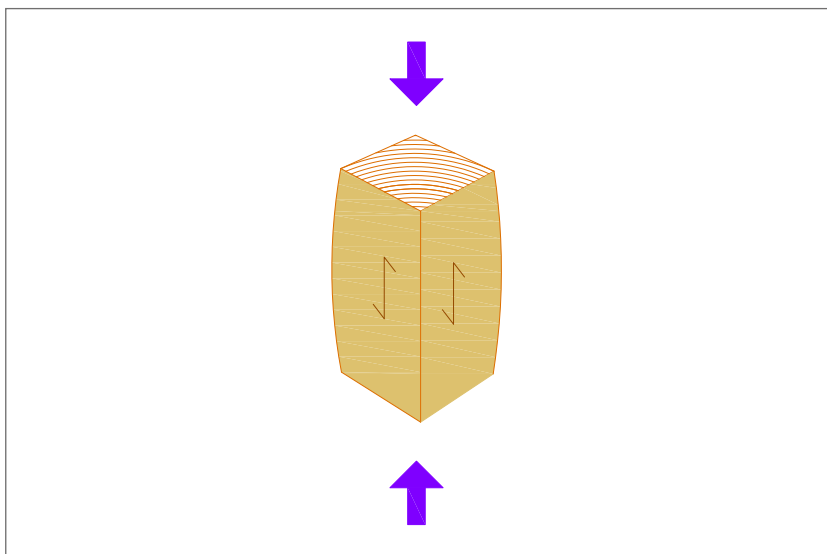


Figure 36 : Déformation sous compression parallèle à la direction du fil



Avec :

$\sigma_{c,0,d}$: valeur de calcul de la contrainte de compression parallèle au fil ;

$f_{c,0,d} = k_{mod} \frac{f_{c,0,g,k}}{\gamma_M}$: valeur de calcul de la résistance en compression parallèle au fil.

Flexion suivant deux axes principaux d'inertie

Les critères de vérification sont les suivants :

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad [EC5-1-1 (6.11)]$$

$$k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad [EC5-1-1 (6.12)]$$

$\sigma_{m,y,d}$, $\sigma_{m,z,d}$: valeur de calcul de la contrainte de flexion selon les axes principaux y et z

$f_{m,y,d}$, $f_{m,z,d} = k_{mod} \frac{f_{m,g,k}}{\gamma_M}$: valeur de calcul pour les résistances en flexion

k_m : facteur traduisant la possibilité de redistribution des contraintes et l'effet des hétérogénéités du matériau

$k_m = 0,7$ pour les sections rectangulaires en bois lamellé-collé. [EC5-1-1 ; 6.1.5 (2) P]

Combinaison de ces sollicitations

Les critères de vérification sont les suivants :

- flexion et traction axiale combinées :

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad [EC5-1-1 (6.17)]$$

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad [EC5-1-1 (6.18)]$$

- flexion et compression axiale combinées :

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad [EC5-1-1 (6.19)]$$

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad [EC5-1-1 (6.20)]$$

2.2.2 - Application à l'exemple

Calcul des contraintes à l'ELU à l'état initial

L'exploitation du modèle poutre-échelle (cf. annexe 5) permet de dresser le tableau suivant⁽⁹⁾ à mi-travée :

Combinaisons ELU	Bois		Béton
	σ_n MPa	σ_m MPa	σ_{sup} MPa
Quasi-permanent	0,17	6,94	1,87
Caractéristique - LM action de base	-0,84	11,46	7,04
Caractéristique - T° action de base	-0,29	10,66	5,47

Tableau 35 : Contraintes ELU à l'état initial

⁹ Les valeurs de contrainte présentées sont déterminées sans prise en compte de l'effet de mise en butée thermique du tablier. Il est loisible d'intégrer cet effet aux extrémités du modèle poutre-échelle. L'effet de cette action est globalement favorable vis-à-vis de la justification des nervures en bois (cf. développements ci-après).



σ_n représente la contrainte uniforme de traction (< 0) ou de compression (> 0) dans la nervure en bois.

σ_m représente la contrainte de flexion pure (toujours positive) dans la nervure en bois.

σ_{sup} représente la contrainte normale maximale en fibre supérieure du hourdis béton (traction < 0 et compression > 0).

Vérifications à la mise en service

Sous combinaison « permanente » :

$$f_{c,0,d} = 0,6 \times \frac{24}{1,25} = 11,52 \text{ MPa}$$

$$f_{m,y,d} = 0,6 \times \frac{24}{1,25} = 11,52 \text{ MPa}$$

Critère : $0,17 / 11,52 + 6,94 / 11,52 = 0,01 + 0,60 = 0,62 < 1$ critère vérifié ✓

La vérification du bois est assurée en contraintes normales avec une marge de l'ordre de 40 %.

Sous combinaison « court terme » :

$$f_{t,0,d} = 0,9 \times \frac{19,2}{1,25} = 13,82 \text{ MPa}$$

$$f_{m,y,d} = 0,9 \times \frac{24}{1,25} = 17,28 \text{ MPa}$$

Critère : $0,84 / 13,82 + 11,46 / 17,28 = 0,06 + 0,66 = 0,72 < 1$ critère vérifié ✓

Contrainte de compression dans le béton : $7,04 \text{ MPa} < 35/1,5 = 23,3 \text{ MPa}$ critère vérifié ✓

La vérification du bois est assurée en contraintes normales avec une marge de l'ordre de 30 %.

Évaluation des redistributions de fluage et de retrait

Les effets de fluage des matériaux sont obtenus en procédant à la différence de contraintes des états non phasés sous charges permanentes, en considérant successivement les caractéristiques initiales et finales des matériaux.

Les redistributions de retrait sont obtenues par différences :

- des contraintes sous retrait long terme appliqué sur la structure avec caractéristiques de long terme sous actions permanentes ;
- avec celles des contraintes sous retrait court terme appliqué sur la structure avec caractéristiques de court terme.

Redistributions de fluage et retrait	Bois		Béton
	σ_n	σ_m	σ_{sup}
Cas de charge	MPa	MPa	MPa
Redistribution	0,28	1,07	-0,9

Tableau 36 : Contraintes de redistributions de fluage et de retrait

Les redistributions de contraintes par fluage sous charges permanentes et de retrait sont limitées.

Ces redistributions provoquent au plus une augmentation de la contrainte de traction en fibre inférieure du bois de $1,07 - 0,28 = 0,8 \text{ MPa}$ et une diminution de la contrainte de compression dans le béton de $0,9 \text{ MPa}$.



Calcul des contraintes à l'ELU à l'état final

L'exploitation du modèle poutre-échelle (cf. annexe 5) permet de dresser le tableau suivant :

Combinaisons ELU	Bois		Béton
	σ_n MPa	σ_m MPa	σ_{sup} MPa
Quasi-permanent	0,33	7,59	1,27
Caractéristique - LM action de base	-0,63	12,28	6,55
Caractéristique - T° action de base	-0,13	11,31	5,07

Tableau 37 : Contraintes ELU à l'état final

Vérifications à l'état final sous actions quasi-permanentes ($k_{mod} = 0,6$)

$$f_{c,0,d} = 0,6 \times \frac{24}{1,25} = 11,52 \text{ MPa}$$

$$f_{t,0,d} = 0,6 \times \frac{19,2}{1,25} = 9,22 \text{ MPa}$$

$$f_{m,y,d} = 0,6 \times \frac{24}{1,25} = 11,52 \text{ MPa}$$

Critère : $(0,33 / 11,52)^2 + 7,59 / 11,52 = 0,00 + 0,66 = 0,66 < 1$ critère vérifié ✓

La vérification du bois est assurée avec une marge de l'ordre de 35 %.

Vérifications à t infini sous actions de court terme ($k_{mod} = 0,9$)

$$f_{t,0,d} = 0,9 \times \frac{19,2}{1,25} = 13,82 \text{ MPa}$$

$$f_{m,y,d} = 0,9 \times \frac{24}{1,25} = 17,28 \text{ MPa}$$

Critère : $0,63 / 13,82 + 12,28 / 17,28 = 0,05 + 0,71 = 0,76 < 1$ critère vérifié ✓

La vérification du bois est assurée avec une marge de l'ordre de 25 %.

La contrainte maximale de compression dans le béton est de 6,6 MPa inférieure à la limite admissible de $35/1,5 = 23,3$ MPa critère vérifié ✓

Nota : « Incidence de la conception semi-intégrale du tablier sur les contraintes normales ».

Cas 1 : mise en butée du tablier

La mise en butée thermique du tablier pour les températures élevées introduit un effort normal de compression et un moment de flexion qui tend à comprimer la fibre inférieure du tablier. Cette mise en butée est globalement favorable vis-à-vis de la justification des nervures en bois. Nous cherchons à évaluer l'ordre de grandeur des contraintes normales liées à cette action en nous basant sur les caractéristiques de la section mixte en connexion parfaite, en retenant les caractéristiques de calcul à l'état final sous l'action de la température.

Les caractéristiques de la section mixte sont les suivantes :

$$S = 2,67 \text{ m}^2 ; I = 0,295 \text{ m}^4 ; a_1 = 0,438 \text{ m}$$

Les sollicitations liées à la mise en butée thermique au centre de gravité de la section mixte sont :

$$N = F_B = 0,325 \text{ MN}$$

$$M = M_B - F_B \times (0,25 / 2 + 0,5 - 0,438) = 0,352 - 0,352 \times 0,187 = 0,285 \text{ MN.m}$$



La contrainte uniforme de compression de la section mixte est égale à :

$$\sigma_n = N/S = 0,352 / 2,67 = 0,13 \text{ MPa}$$

La contrainte de compression en fibre inférieure due à la flexion est égale à :

$$\sigma_{\text{inf,m}} = M \times (0,5 + 0,438) / 0,295 = 0,285 \times 0,938 / 0,295 = 0,90 \text{ MPa}$$

La contrainte de traction en fibre supérieure due à la flexion est égale à :

$$\sigma_{\text{sup,m}} = M \times (0,5 - 0,438) / 0,295 = 0,285 \times 0,062 / 0,295 = 0,06 \text{ MPa}$$

Les contraintes induites restent modérées, elles soulagent les nervures bois et ne remettent pas en cause les vérifications en contraintes normales présentées ci-avant.

Cas 2 : entraînement de la dalle de transition

L'entraînement de la dalle de transition par le tablier pour les températures basses introduit un effort normal de traction et un moment de flexion qui tend à comprimer la fibre inférieure du tablier. Comme précédemment, nous cherchons à évaluer l'ordre de grandeur des contraintes normales liées à cette action en nous basant sur les caractéristiques de la section mixte en connexion parfaite en retenant les caractéristiques de calcul à l'état final sous l'action de la température.

Les caractéristiques de la section mixte sont les suivantes :

$$S = 2,67 \text{ m}^2 ; I = 0,295 \text{ m}^4 ; a_1 = 0,438 \text{ m}$$

Les sollicitations liées à la mise en butée thermique au centre de gravité de la section mixte sont :

$$N = F_A = 0,212 \text{ MN}$$

$$M = F_A \times (0,25 / 2 + 0,5 - 0,438) = 0,212 \times 0,187 = 0,040 \text{ MN.m}$$

La contrainte uniforme de traction de la section mixte est égale à :

$$\sigma_n = N/S = 0,212 / 2,67 = 0,08 \text{ MPa}$$

La contrainte de compression en fibre inférieure due à la flexion est égale à :

$$\sigma_{\text{inf,m}} = M \times (0,5 + 0,438) / 0,295 = 0,040 \times 0,938 / 0,295 = 0,13 \text{ MPa}$$

La contrainte de traction en fibre supérieure due à la flexion est égale à :

$$\sigma_{\text{sup,m}} = M \times (0,5 - 0,438) / 0,295 = 0,040 \times 0,062 / 0,295 = 0,01 \text{ MPa}$$

Les contraintes induites restent très modérées et ne remettent pas en cause les vérifications en contraintes normales présentées ci-avant.

2.3 - Justification en cisaillement de la section sur appui

2.3.1 - Cisaillement d'effort tranchant

Principes de justification

La nervure en bois est soumise à du cisaillement avec une composante de contrainte perpendiculaire au fil.

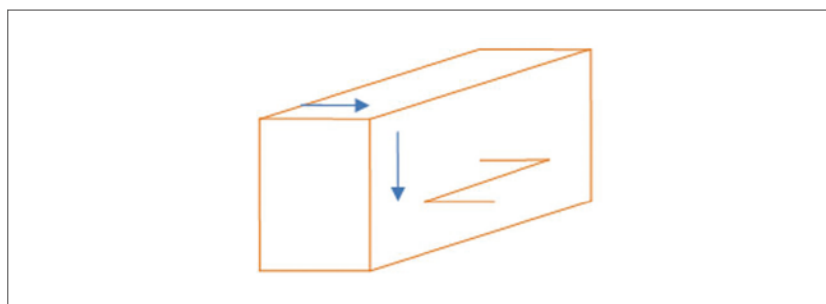


Figure 37 : Contrainte de cisaillement perpendiculaire au fil



Le critère de vérification est le suivant : $\tau_d \leq f_{v,d}$ [EC5-1-1 (6.13)]

Avec :

τ_d : valeur de calcul de la contrainte de cisaillement ;

$f_{v,d} = k_{mod} \frac{f_{v,g,k}}{\gamma_M}$: valeur de calcul de la résistance au cisaillement perpendiculaire au fil.

Il convient de tenir compte de l'influence des fissures à l'aide d'une largeur efficace b_{ef} dans le cas de la concomitance du cisaillement et de la flexion :

$$b_{ef} = k_{cr} b \quad [EC5-1-1/A1 (6.13a)]$$

Avec : $k_{cr} = 0,67$ pour le bois lamellé-collé. [EC5-1-1/A1 ; 6.1.7 (2)]

Application à l'exemple

Nous considérons que seule la nervure en bois participe à la reprise de l'effort tranchant.

La vérification vis-à-vis du cisaillement dans le bois est réalisée à l'état final qui est l'état le plus contraignant.

L'effort tranchant sollicitant est déterminé manuellement (cf. annexe 5) et on considère qu'il est uniquement repris par la poutre en bois.

$V_{Ed,CP} = 245$ kN sous charges permanentes

$V_{Ed} = 601$ kN sous charges court terme

On en déduit :

$$\tau_{d,CP} = \frac{3}{2} \times \frac{245}{0,80 \times 1,00} = 0,46 \text{ MPa}$$

$$\tau_d = \frac{3}{2} \times \frac{601}{0,80 \times 1,00} = 1,13 \text{ MPa}$$

Les cisaillements résistants sont les suivants :

$$f_{v,d,CP} = 0,6 \times \frac{3,5}{1,25} = 1,68 \text{ MPa}$$

$$f_{v,d} = 0,9 \times \frac{3,5}{1,25} = 2,52 \text{ MPa}$$

Vérifications

Par sécurité, nous prenons en compte le coefficient $k_{cr} = 0,67$, même si rigoureusement il n'y a pas de flexion sur la section d'appui en extrémité de poutre qui est la section vérifiée.

Actions permanentes

$0,46 / 0,67 = 0,69$ MPa < 1,68 MPa - rapport sollicitation / résistance : $0,41 < 1$ critère vérifié ✓

Actions court terme

$1,13 / 0,67 = 1,69$ MPa < 2,52 MPa - rapport sollicitation / résistance : $0,67 < 1$ critère vérifié ✓

La vérification du bois vis-à-vis du cisaillement est assurée avec une marge de l'ordre de 30 %.

2.3.2 - Cisaillement de torsion

Principes de justifications

Le critère de vérification est le suivant : $\tau_{tor,d} \leq k_{shape} f_{v,d}$ [EC5-1-1 (6.14)]

$\tau_{tor,d}$: valeur de calcul de la contrainte de torsion

$f_{v,d}$: valeur de calcul de la résistance au cisaillement

k_{shape} : facteur qui dépend de la géométrie de la section



Pour une section rectangulaire : $k_{shape} = \min \left\{ 1 + 0,15 \frac{h}{b} ; 2,0 \right\}$ [EC5-1-1 (6.15)]

h : plus grande dimension de la section

b : plus petite dimension de la section

Pour déterminer les moments de torsion dans les poutres en bois, il est nécessaire de mettre en œuvre des modèles élaborés.

Application à l'exemple

Détermination des moments de torsion

À partir d'un modèle basé sur la théorie de Guyon-Massonnet (cf. annexe 4), on obtient les moments de torsion ELU concomitants à l'effort tranchant maximal :

$$T_{Ed,CP} = 13,0 \text{ kN.m}$$

$$T_{Ed} = 33,3 \text{ kN.m}$$

On détermine : $h / b = 1,00 / 0,80 = 1,25$.

Par application du tableau suivant, on détermine les coefficients de torsion caractéristiques de la section rectangulaire des poutres.

h / b	1	1,2	1,5	1,75	2	2,5	3
k_1	0,208	0,216	0,231	0,239	0,246	0,258	0,267
η	1	0,935	0,859	0,820	0,795	0,766	0,753

Tableau 38 : Coefficients de la torsion d'une section rectangulaire

On détermine $k_1 = 0,219$ et $\eta = 0,920$.

On calcule : $k_{shape} = \min (1 + 0,15 \times 0,80 / 1,00 ; 2) = 1,12$.

Détermination des cisaillements

Le cisaillement de torsion dans une section rectangulaire est donné selon le diagramme suivant :

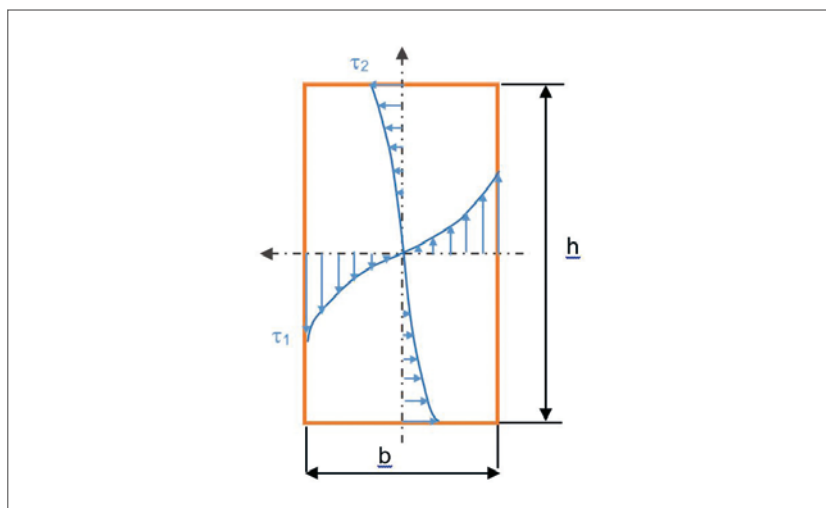


Figure 38 : Allure du cisaillement de torsion dans une section rectangulaire



Cisaillement au milieu du grand côté

$$\tau_{1,CP} = T_{Ed,CP} / (k_1 \cdot b \cdot h^2) = 0,013 / (0,219 \times 0,80^2 \times 1,00) = 0,093 \text{ MPa}$$

$$\tau_1 = T_{Ed} / (k_1 \cdot b \cdot h^2) = 0,0333 / (0,219 \times 0,80^2 \times 1,00) = 0,238 \text{ MPa}$$

Cisaillement au milieu du petit côté

$$\tau_{2,CP} = \eta \cdot \tau_{1,CP} = 0,920 \times 0,093 = 0,085 \text{ MPa}$$

$$\tau_2 = \eta \cdot \tau_1 = 0,920 \times 0,238 = 0,219 \text{ MPa}$$

Vérification en torsion

Actions permanentes

$$k_{shape} f_{v,d,CP} = 1,12 \times 1,68 = 1,89 \text{ MPa} \geq \tau_{tor,d,CP} = \tau_{1,CP} = 0,093 \text{ MPa} \quad \text{critère vérifié} \checkmark$$

Actions de court terme

$$k_{shape} f_{v,d} = 1,12 \times 2,52 = 2,82 \text{ MPa} \geq \tau_{tor,d} = \tau_1 = 0,238 \text{ MPa} \quad \text{critère vérifié} \checkmark$$

La vérification du bois en torsion est assurée avec une marge importante.

Vérification sous tranchant et torsion combinés

Le critère à vérifier est :

$$\frac{\tau_{tor,d}}{k_{shape} f_{v,d}} + \frac{\tau_d}{f_{v,d}} \leq 1$$

Avec :

$$\tau_{tor,d} = \tau_1 \text{ si le grand côté correspond à la hauteur de nervure, } \tau_2 \text{ sinon.}$$

Actions permanentes

$$0,09 / 1,89 + 0,46 / 0,67 / 1,68 = 0,05 + 0,41 = 0,46 < 1 \text{ critère vérifié} \checkmark$$

Actions de court terme

$$0,24 / 2,82 + 1,29 / 0,67 / 2,52 = 0,09 + 0,67 = 0,76 < 1 \text{ critère vérifié} \checkmark$$

La vérification du bois en torsion et cisaillement cumulés est assurée avec une marge de l'ordre de 25 %.

Nota : Les nervures massives présentent une inertie de torsion relativement élevée. La conservation du monolithisme des nervures sous les actions de torsion est importante car elle assure un fonctionnement homogène en flexion longitudinale des poutres unitaires composant la nervure. Ce monolithisme est en particulier assuré par le joint de collage des poutres.

La perte du monolithisme serait surtout problématique en travée là où la flexion est importante. Sur appui, les poutres sont reliées à leur partie inférieure par une plaque métallique transversale continue sur la largeur de nervure, ce qui limite le risque d'un fonctionnement hétérogène.

Pour prévenir une éventuelle perte du monolithisme des nervures, il est possible de mettre en place des barres transversales dans le tiers inférieur des nervures.

Ces barres peuvent fonctionner soit en assurant une compression suffisante du plan de collage des poutres (la contrainte sous la plaque d'appui d'une barre doit être inférieure à $3 \cdot f_{c,90,d}$ selon la NF EN 1995-1-1 8.5.2 (2) soit 5,4 MPa), soit de manière passive en permettant la création d'une bielle dans la nervure.

Il est également possible de réserver des marges vis-à-vis du fonctionnement en flexion longitudinale.



2.4 - Justification en compression perpendiculaire du bois sur appui

2.4.1 - Principes de justification

Dans les zones d'introduction d'efforts localisés (zones d'appui), il convient de vérifier la résistance vis-à-vis de la compression perpendiculaire au fil.

Le critère de vérification est le suivant : $\sigma_{c,90,d} = \frac{F_{c,90,d}}{A_{ef}} \leq k_{c,90} f_{c,90,d}$ [EC5-1-1/A1 (6.3)]

Avec :

$\sigma_{c,90,d}$: valeur de calcul de la contrainte de compression dans la zone de contact perpendiculaire au fil ;

$f_{c,90,d}$: valeur de calcul de la résistance en compression perpendiculaire au fil ;

$k_{c,90}$: facteur tenant compte de la configuration du chargement de la possibilité de fendage et d'un degré de déformation en compression ;

$F_{c,90,d}$: valeur de calcul de la charge de compression perpendiculaire au fil ;

A_{ef} : aire de contact efficace perpendiculaire au fil, déterminée selon le 6.1.5 de la NF EN 1995-1-1/A1 ;

$k_{c,90} = 1,0$ dans le cas général et $\leq 1,75$.

Cas des poutres sur appuis discrets (6.1.5 de NF EN 1995-1-1/A1)

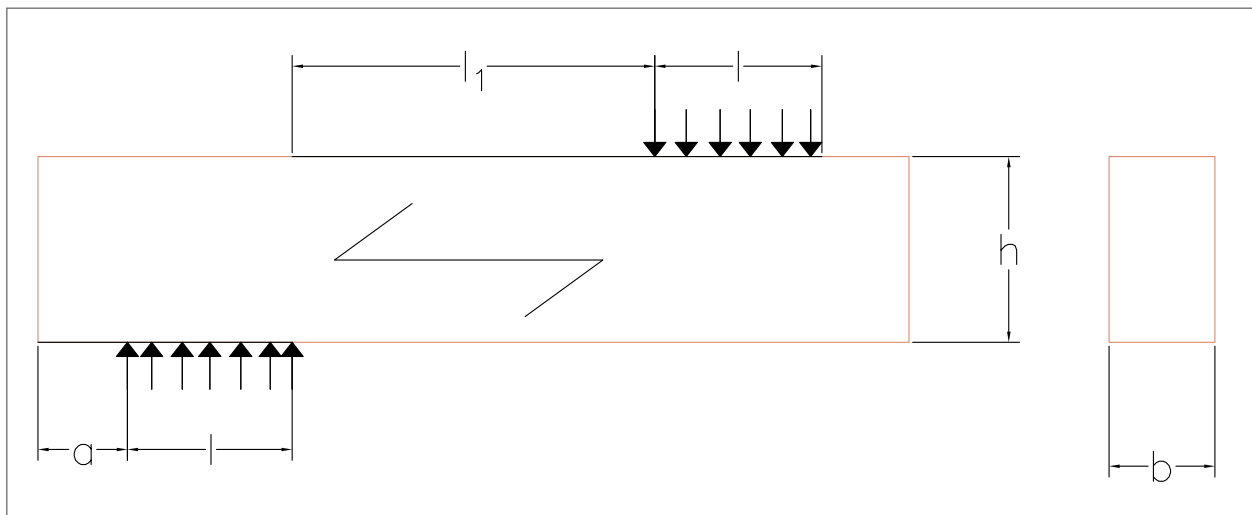


Figure 39 : Paramètres déterminant la valeur de $k_{c,90}$ pour la pression perpendiculaire (Figure 6.2(b) de la NF EN 1995-1-1/A1)

Soit :

l : longueur de contact réelle de l'appui

l_1 : distance entre nus d'appuis

a : distance de l'extrémité de la poutre au nu d'appui

h : hauteur de la poutre

b : largeur de poutre

Si $l_1 \geq 2 h$ et $l \leq 400$ mm, on peut retenir pour le bois résineux lamellé collé $k_{c,90} = 1,75$ (6.1.5 (4) de NF EN 1995-1-1 A1).

$A_{ef} = b \cdot l_{ef}$

$l_{ef} = l + 2 \times 30$ mm. (NF EN 1995-1-1 A1 6.1.5 (1))



Application à l'exemple

Efforts sollicitants

	Par appareil d'appui	
$R_{Ed,CP}$	123	KN
R_{Ed}	356	KN

Tableau 39 : Réactions par appareil d'appui

On retient un appareil d'appui de 250 x 300 mm soit $S_{appui} = 0,25 \times 0,30 = 0,075 \text{ m}^2$.

Des plaques de répartition de 40 mm d'épaisseur sont mises en œuvre. On tient compte d'une diffusion à 45° de l'effort de compression issu de l'appareil d'appui à travers la plaque.

On doit vérifier $\sigma_{c,90,d} = \frac{F_{c,90,d}}{A_{ef}} \leq k_{c,90} f_{c,90,d}$

Avec :

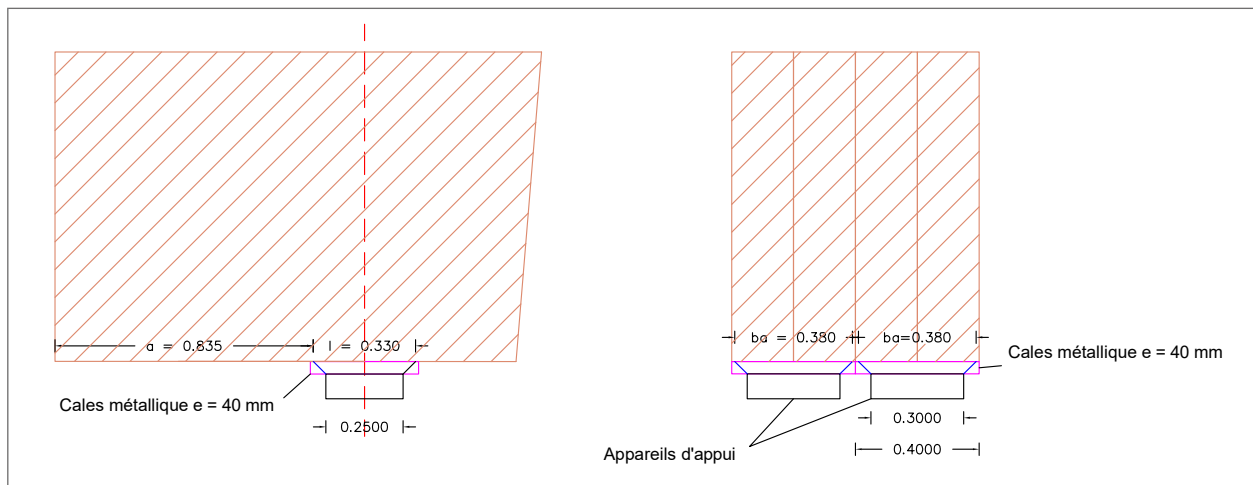


Figure 40 : Données pour le calcul de la compression perpendiculaire sur appui

$$a = 835 \text{ mm} ;$$

$$l = 250 + 2 \times 40 = 330 \text{ mm} < 400 \text{ mm} ;$$

$$l_{ef} = 330 + 2 \times 30 = 390 \text{ mm}.$$

On calcule la largeur d'appui sous poutre par appareil d'appui.

$$b_a = 300 + 2 \times 40 = 380 \text{ mm}.$$

Soit une largeur totale de $2 \times 380 = 760 \text{ mm}$ légèrement inférieure à la largeur de poutre de 800 mm.

On a alors pour un appareil d'appui :

$$A_{ef} = 390 \times 380 \text{ mm}^2 = 0,148 \text{ m}^2 ;$$

$$k_{c,90} = 1,75 ;$$

$$f_{c,90,d} = 0,6 \times \frac{2,5}{1,25} = 1,20 \text{ MPa} \text{ sous actions permanentes} ;$$

$$f_{c,90,d} = 0,9 \times \frac{2,5}{1,25} = 1,80 \text{ MPa} \text{ sous actions de court terme}.$$



Vérification

$$\text{Actions permanentes : } \sigma_{c,90,d} = \frac{0,123}{0,148} = 0,83 \text{ MPa} \leq k_{c,90} f_{c,90,d} = 1,75 \times 1,20 = 2,10 \text{ MPa}$$

$$\text{Actions de court terme : } \sigma_{c,90,d} = \frac{0,356}{0,148} = 2,40 \text{ MPa} \leq k_{c,90} f_{c,90,d} = 1,75 \times 1,80 = 3,15 \text{ MPa}$$

La vérification du bois en compression perpendiculaire est assurée avec une marge de l'ordre de 25 %.

On notera que la satisfaction du critère de vérification implique la prise en compte du coefficient $k_{c,90}$ pris égal à 1,75.

Par sécurité et compte tenu de la sensibilité du bois vis-à-vis de la compression perpendiculaire au fil, il est recommandé de renforcer les zones d'appui dans le but d'éviter un enfoncement au droit de la zone d'appui. Une solution consiste à fretter le bois par l'intermédiaire de vis. Nous présentons ci-après un principe de dimensionnement de ces renforts basé sur l'article en référence [20].

2.4.2 - Renforcement par vis de frettage

A) Principes de justification

Le principe présenté consiste à renforcer localement les nervures en bois vis-à-vis de la compression perpendiculaire par la mise en œuvre de vis ou tiges filetées au droit de l'appui perpendiculairement à ce dernier :

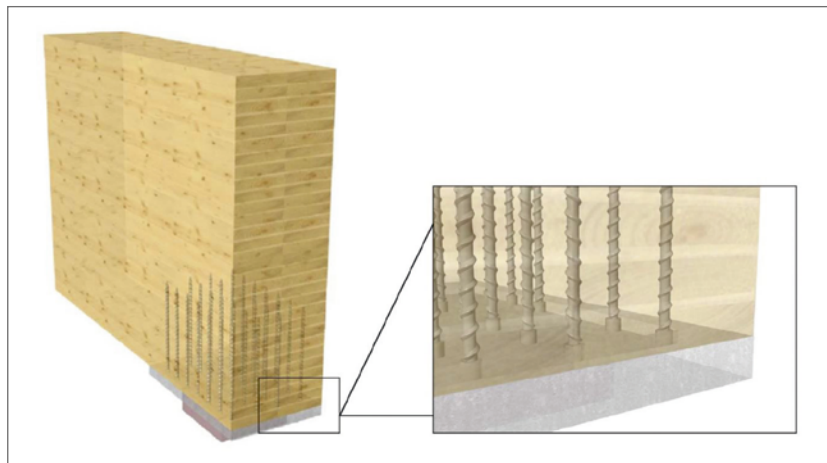


Figure 41 : Renforcement des poutres par vis de frettage

L'intérêt de ce procédé est double :

- d'une part, on augmente à la surface de l'appui la résistance à la compression perpendiculaire en intégrant la capacité portante des tiges de renfort (critère noté 1). Ceci est obtenu en augmentant le nombre de tige et/ou en augmentant le diamètre des tiges ;
- d'autre part, par la diffusion de l'effort dans le bois, on augmente l'aire efficace pour satisfaire la vérification à la compression perpendiculaire au-delà de la zone de renfort (critère noté 2). Ceci est obtenu en augmentant la longueur des tiges.

De manière sécuritaire, il est considéré que l'effort appliqué ne peut diffuser que dans le sens des fibres du bois.

Ainsi, le frettage du bois sur appui doit permettre de satisfaire les 2 critères :

$$R_{Ed} \leq R_{90,d} = \min \left\{ \begin{array}{l} n \cdot R_d + R_{c,90} \\ R_{c,90,eff} \end{array} \right\} \quad (1)$$

$$(2)$$

où :

R_{Ed} : réaction d'appui maximale ELU

$R_{90,d}$: résistance à la compression perpendiculaire

n : nombre de vis de renfort sur la surface d'appui



$R_d = \min \left\{ \begin{matrix} R_{ax,d} \\ R_{c,d} \end{matrix} \right\}$ avec : $R_{ax,d}$ = valeur de la capacité à l'enfoncement de la vis dans le bois
 $R_{c,d}$ = valeur de la résistance plastique à la compression avec prise en compte du flambement de la vis
 $R_{c,90} = k_{c,90} \cdot A_{ef} \cdot f_{c,90cd}$: valeur de la résistance à la compression perpendiculaire à la surface de l'appui
 $R_{c,90,eff} = l_{ef,2} \cdot b \cdot f_{c,90,d}$: valeur de la résistance à la compression perpendiculaire au-delà de la zone de renfort
 $l_{ef,2}$ est la longueur de diffusion au-delà des vis définie par la figure ci-après.

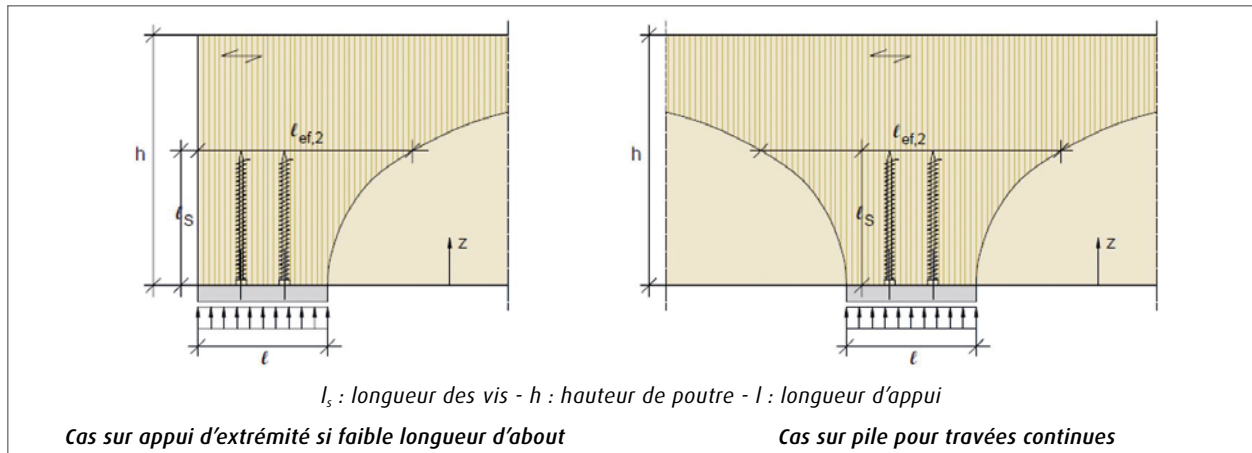


Figure 42 : Principe de diffusion de l'effort par les vis de frettage

B) Application à l'exemple

Capacité portante R_d des tiges de renfort

Valeur de capacité à l'enfoncement $R_{ax,k}$ des tiges de renfort dans le bois

L'estimation de la capacité à l'enfoncement est donnée par la formule :

$$R_{ax,k} = n \cdot 0,56 \cdot \sqrt{d} \cdot l_s^{0,9} \cdot \rho^{0,8}$$

où :

- n : nombre de vis de renfort à la surface d'appui
- d : diamètre nominal des vis de renfort (mm)
- l_s : longueur fileté scellée dans le bois (mm)
- ρ : masse volumique du bois (kg/m³)

Cette formule est validée expérimentalement et se rapproche de la capacité à l'arrachement donnée par l'Eurocode 5 [EC5-1-1/A1 (8.38) à (8.40)].

Du fait que les tiges fonctionnent en enfoncement, il n'y a plus lieu de tenir compte du nombre efficace de tiges, ni du coefficient correctif k_d .

Espacement des tiges de renfort et nombre de tiges de renfort

On doit respecter les espacements minimaux donnés par la NF EN 1995-1-1/A1 tableau 8.6 :

- espacement minimal parallèle au fil : $a_1 > 7d$;
- espacement minimal perpendiculaire au fil : $a_2 > 5d$.

Pour un appareil d'appui, on positionne les vis de renfort de diamètre nominal « d » égal à 13 mm selon le principe suivant :

- 3 vis dans le sens longitudinal, espacées de 100 mm > $a_1 = 7 \times 13 = 91$ mm ;
- 4 vis dans le sens transversal, espacées de 100 mm > $a_2 = 5 \times 13 = 65$ mm.

La longueur l_s des vis de renfort est de 500 mm, les vis sont filetées sur toute leur longueur.



Résistance à l'enfoncement $R_{ax,d}$

On détermine la valeur de la capacité de résistance à l'enfoncement :

$$R_{ax,d} = n \cdot 0,56 \cdot \sqrt{d} \cdot l_s^{0,9} \cdot \rho^{0,8} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M}$$

Avec :

n : le nombre de vis de renfort par appareil d'appui égal à $3 \times 4 = 12$;

ρ : masse volumique du bois prise à sa valeur caractéristique soit 385 kg/m^3 .

On retient une valeur de k_{mod} de 0,6 ou 0,9 selon les combinaisons étudiées et un facteur partiel γ_M de 1,30 :

Actions permanentes : $R_{ax,d} = (3 \times 4) \cdot 0,56 \cdot \sqrt{13} \cdot 500^{0,9} \cdot 385^{0,8} \cdot \frac{0,6}{1,3} = 352 \text{ kN}$;

Actions de court terme : $R_{ax,d} = (3 \times 4) \cdot 0,56 \cdot \sqrt{13} \cdot 500^{0,9} \cdot 385^{0,8} \cdot \frac{0,9}{1,3} = 527 \text{ kN}$.

Résistance plastique des tiges $R_{c,d}$ avec prise en compte du risque de flambement

La résistance plastique des tiges est donnée par la formule : $R_{c,d} = n \cdot k_c \cdot N_{pl,d}$

Avec :

$$N_{pl,d} = \frac{A_{net} \cdot f_{ub}}{\gamma_{M2}}$$

Avec :

$$\gamma_{M2} = 1,25$$

A_{net} : section nette de la vis de renfort (calculée avec un diamètre égal à $0,7 d$) soit $A_{net} = 65,04 \text{ mm}^2$

f_{ub} : résistance caractéristique à la rupture de la vis prise égale à 800 MPa

$$k_c = \begin{cases} 1 & \text{si } \bar{\lambda} \leq 0,2 \\ \frac{1}{k + \sqrt{k^2 - \bar{\lambda}^2}} & \text{si } \bar{\lambda} > 0,2 \end{cases}$$

où :

$$k = 0,5 \cdot \left[1 + 0,49 (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^{-2} \right]$$

Avec

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,d}}{N_{ki,d}}}$$

$$N_{ki,d} = \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot \begin{cases} \sqrt{c_h E_s I_s} & \text{si la tête de tige est libre} \\ 2 \sqrt{c_h E_s I_s} & \text{si la tête de tige est bloquée} \end{cases}$$

$$c_h = \frac{(0,22 + 0,014 \cdot d) \cdot \rho}{1,17 \cdot \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha}$$

Détermination du module de fondation c_h

- diamètre de la tige : $d = 13 \text{ mm}$;
- masse volumique caractéristique du bois : $\rho_k = 385 \text{ kg/m}^3$;
- angle de la tige / fil du bois : $\alpha = 90^\circ$

$$c_h = \frac{(0,22 + 0,014 \cdot 13) \cdot 385}{1,17 \cdot \sin^2 90 + \cos^2 90} = \frac{157,77}{1,17} = 132,28 \text{ N/mm}^3$$

Détermination de la charge critique de flambement $N_{ki,d}$

- module d'élasticité de la tige : $E_s = 210 \text{ 000 MPa}$;
- inertie nette de la tige (à partir du diamètre intérieur de la partie filetée ou à défaut en considérant un diamètre égal à $0,7d$) : $I_s = 336,62 \text{ mm}^4$



On considère de façon défavorable que les tiges de renfort sont libres en tête (en pratique si la tête des vis est enchâssée dans la cale métallique d'appui, on peut considérer la tige bloquée en tête) :

$$\text{Actions permanentes : } N_{ki,d} = \frac{0,60}{1,30} \cdot \sqrt{132,28 \times 210000 \times 336,62} = 44\,630 \text{ N}$$

$$\text{Actions de court terme : } N_{ki,d} = \frac{0,9}{1,30} \cdot \sqrt{132,28 \times 210000 \times 336,62} = 66\,946 \text{ N}$$

Détermination de la résistance en compression des tiges $R_{c,d}$

• Section nette de la tige (à partir du diamètre intérieur de la partie filetée ou à défaut en considérant un diamètre égal à $0,7d$) : $A_s = 65,04 \text{ mm}^2$

$$\bullet N_{pl,d} = \frac{65,04 \times 800}{1,25} = 41\,624 \text{ N}$$

Actions permanentes

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{41\,624}{44\,630}} = 0,966 > 0,2$$

$$k = 0,5 \cdot [1 + 0,49(0,966 - 0,2) + 0,966^2] = 1,154$$

Actions de court terme

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{41\,624}{66\,946}} = 0,789 > 0,2$$

$$k = 0,5 \cdot [1 + 0,49(0,789 - 0,2) + 0,789^2] = 0,955$$

$$k_c = \frac{1}{1,154 + \sqrt{1,154^2 - 0,966^2}} = 0,560$$

$$R_{c,d} = (4 \times 3) \times 0,560 \times 41\,624 = 280 \text{ kN}$$

Capacité portance R_d des tiges de renfort

Actions permanentes

$$R_d = \min \left\{ \begin{matrix} R_{ax,d} \\ R_{c,d} \end{matrix} \right\} = \min \left\{ \begin{matrix} 352 \\ 280 \end{matrix} \right\} = 280 \text{ kN}$$

Actions de court terme

$$R_d = \min \left\{ \begin{matrix} R_{ax,d} \\ R_{c,d} \end{matrix} \right\} = \min \left\{ \begin{matrix} 527 \\ 334 \end{matrix} \right\} = 334 \text{ kN}$$

C) Résistance à la compression perpendiculaire $R_{c,90}$ à la surface de l'appui

On considère l'aire de contact efficace perpendiculaire au fil déterminée précédemment :

$$A_{ef} = 390 \times 380 \text{ mm}^2 = 0,148 \text{ m}^2$$

Par sécurité, on retient une valeur $k_{c,90}$ de 1,00.

Actions permanentes

$$R_{c,90} = k_{c,90} \cdot A_{ef} \cdot f_{c,90cd} = 1,00 \times 0,148 \times 0,60 \times \frac{2,50}{1,25} = 177 \text{ kN}$$



Actions de court terme

$$R_{c,90} = k_{c,90} \cdot A_{ef} \cdot f_{c,90cd} = 1,00 \times 0,148 \times 0,90 \times \frac{2,50}{1,25} = 266 \text{ kN}$$

Résistance à la compression perpendiculaire $R_{c,90,eff}$ au-delà de la zone de renfort

On détermine la longueur de contact efficace en considérant une diffusion non linéaire à travers le bois jusqu'à l'altitude située au-dessus des tiges de renfort :

$$l_{ef,2} = \begin{cases} l + 0,25l_s \cdot e^{3,3 \frac{l_s}{h}} & \text{si la diffusion ne peut se faire que dans un sens} \\ l + 0,58l_s \cdot e^{3,6 \frac{l_s}{h}} & \text{si la diffusion peut se faire dans les 2 sens} \end{cases}$$

Détermination de la longueur efficace $l_{ef,2}$ au-delà des tiges de renfort

Longueur des vis de renfort $l_s = 500 \text{ mm}$

Hauteur de la nervure $h_s = 1000 \text{ mm}$

Longueur d'appui $l = 330 \text{ mm}$

On fait l'hypothèse que la diffusion ne peut se faire que dans un sens même si pour l'exemple la longueur d'about permet une diffusion partielle vers l'extrémité de nervure.

$$l_{ef,2} = l + 0,25l_s \cdot e^{3,3 \frac{l_s}{h}} = 0,480 + 0,25 \times 500 \times e^{3,3 \frac{0,5}{1}} = 0,981 \text{ m}$$

Dans le sens transversal, on retient la largeur d'une demi-nervure (la diffusion de la réaction d'appui sur toute la largeur de la nervure est assurée à l'extrémité des vis).

$b = 400 \text{ mm}$

Actions permanentes

$$R_{c,90,eff} = l_{ef,2} \cdot b \cdot f_{c,90,d} = 0,981 \times 0,400 \times 0,60 \times \frac{2,50}{1,25} = 471 \text{ kN}$$

Actions de court terme

$$R_{c,90,eff} = l_{ef,2} \cdot b \cdot f_{c,90,d} = 0,981 \times 0,400 \times 0,90 \times \frac{2,50}{1,25} = 706 \text{ kN}$$

D) Capacité portante de l'appui fretté

Le frettage du bois sur appui doit permettre de satisfaire les 2 critères de résistance :

$$R_{Ed} \leq R_{90,d} = \min \left\{ \begin{array}{l} n \cdot R_d + k_{c,90} \cdot A_{ef} \cdot f_{c,90cd} \\ l_{ef,2} \cdot b \cdot f_{c,90,d} \end{array} \right\} \quad \begin{array}{l} \text{(cas 1)} \\ \text{(cas 2)} \end{array}$$

Ainsi, par appareil d'appui, on vérifie :

Actions permanentes

$$R_{Ed,CP} = 123 \text{ kN} \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 280 + 177 = 457 \\ 471 \end{array} \right\} = 457 \text{ kN}$$

Actions de court terme

$$R_{Ed} = 356 \text{ kN} \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 334 + 266 = 600 \\ 706 \end{array} \right\} = 600 \text{ kN}$$

Le frettage par 3 x 4 vis de renfort par appareil d'appui est suffisant pour la reprise des descentes de charges.



3 - Justification de la connexion

3.1 - Principes généraux

Le dimensionnement de la connexion doit essentiellement répondre à deux critères de résistance :

- assurer l'ancrage des efforts concentrés introduits aux extrémités des nervures ;
- reprendre les efforts de glissement à l'interface des matériaux pour assurer le fonctionnement mixte des sections.

La connexion doit également reprendre une fraction de l'effort de glissement (10 % de la résistance ultime au cisaillement de calcul du connecteur - cf. *NF EN 1994-2 6.6.1.1 (8)*) dirigée suivant la normale au plan de connexion. Cette vérification ne pose généralement pas de problème.

Les efforts à ancrer sont dus au retrait du béton et aux actions thermiques (gradient, variation uniforme de température liée à la différence de coefficient de dilatation entre le bois et le béton). Le retrait se cumule aux effets de raccourcissement relatif de la dalle en béton liés à une diminution de la température, le glissement des charges permanentes et des charges d'exploitation se cumule aux effets d'allongement relatif de la dalle en béton liés à une augmentation de la température.

Lorsque l'effort de glissement tend à déplacer la dalle béton vers l'extérieur, il convient de vérifier la capacité de résistance du bois au cisaillement de bloc (*Annexe A de NF EN 1995-1-1*).

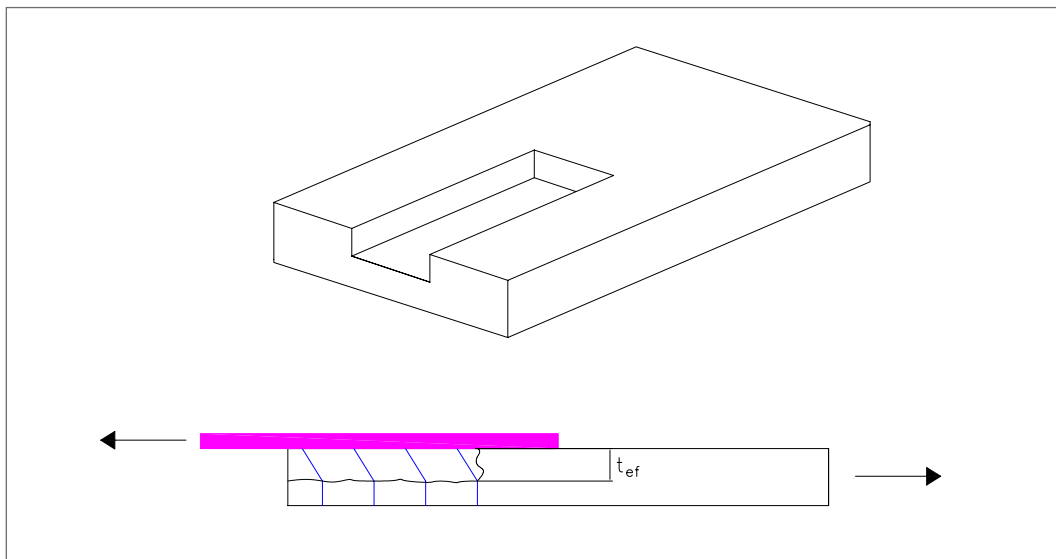


Figure 43 : Principe de la rupture par cisaillement de bloc due à la flexion/rotation des tiges des éléments de fixation

L'effort de glissement est déterminé avec les caractéristiques de la section mixte intégrant le béton que ce soit dans les sections où le béton est comprimé ou dans les sections où le béton est tendu.

Enfin, il est recommandé de vérifier que la résistance du tablier en situation accidentelle est assurée en cas de défaillance généralisée de la connexion.

3.2 - Détermination de la résistance de la connexion bois/béton

3.2.1 - Capacité résistante de la plaque métallique

La plaque métallique de connexion doit être vérifiée vis-à-vis :

- de la résistance en section nette ;
- de la résistance à la pression diamétrale ;
- de la résistance au poinçonnement.



Résistance en section nette

La résistance $N_{u,Rd}$ en section nette de la plaque est donnée par : $N_{u,Rd} = \frac{0,9A_{net}f_u}{\gamma_{M2}}$ [EC3-1-1 (6.7)]

Avec :

A_{net} : section de la plaque après déduction des trous dédiés pour les tirefonds ;

f_u : résistance à rupture de l'acier de la plaque ;

γ_{M2} : coefficient partiel de sécurité égal à 1,25.

Résistance à la pression diamétrale

La résistance $F_{b,Rd}$ de la plaque à la pression diamétrale est donnée par : $F_{b,Rd} = 2,5k \frac{d \cdot t \cdot f_u}{\gamma_{M2}}$ [EC3-1-8 ;3.6.1]

Avec :

d : diamètre des tirefonds (partie lisse) ;

t : épaisseur de la plaque ;

f_u : résistance à la rupture de l'acier de la plaque ;

$$k = \min \left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - 0,25; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right);$$

f_{ub} : résistance caractéristique à rupture de l'acier du tirefond ;

d_0 : diamètre du trou de perçage.

Les espacements et distances au bord sont donnés par la figure ci-dessous :

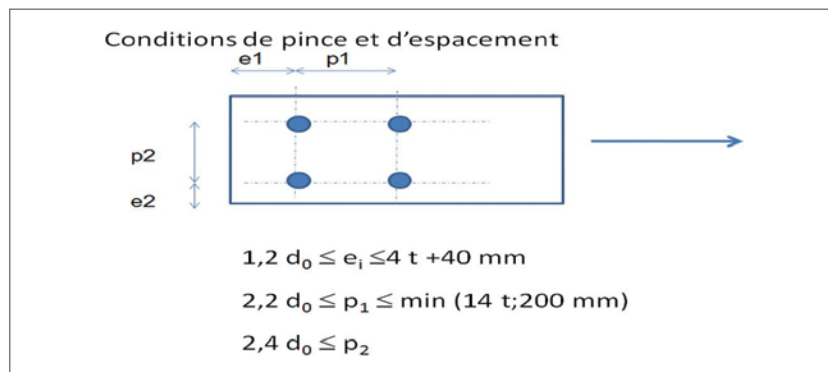


Figure 44 : Conditions de pince et d'espacement pour les tirefonds

Résistance au poinçonnement

La résistance $B_{p,Rd}$ de la plaque au poinçonnement est donnée par : $B_{p,Rd} = \frac{0,6\pi \cdot d_m \cdot t \cdot f_u}{\gamma_{M2}}$ [EC3-1-8 ;3.6.1]

Avec d_m : diamètre moyen de la tête du tirefond.

3.2.2 - Capacité résistante des organes métalliques

La résistance des tirefonds est à vérifier vis-à-vis :

- de la résistance en traction ;
- de la résistance au cisaillement ;
- de l'interaction traction - cisaillement.

Résistance en traction

La résistance à la traction $F_{t,Rd}$ des tirefonds est donnée par :

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9A_s f_{ub}}{\gamma_{M2}} \quad [EC3-1-8 ;3.6.1]$$



Avec :

$$\gamma_{M2} = 1,25.$$

Avec :

A_s : section d'un tirefond (calculée sur le diamètre intérieur de la partie filetée).

Résistance au cisaillement

La résistance au cisaillement $F_{v,Rd}$ des tirefonds est donnée par :

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v A_s f_{ub}}{\gamma_{M2}} \quad [EC3-1-8 ; 3.6.1]$$

Avec :

A_s : section d'un tirefond calculée de façon sécuritaire sur le diamètre intérieur de la partie filetée.

Et $\alpha_v = 0,5$ (place du côté de la sécurité).

Interaction traction - cisaillement

Sous sollicitations combinées, le critère suivant est à vérifier :

$$\frac{F_{t,Ed}}{1,4F_{t,Rd}} + \frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} \leq 1 \quad [EC3-1-8 ; 3.6.1]$$

3.2.3 - Capacité résistante de l'assemblage bois/tirefond

Tirefonds chargés latéralement

(Application de la partie 8.7.1 de l'EN1995-1-1)

La résistance au chargement latéral pour une file de tirefonds parallèle au fil du bois est donnée par :

$$F_{v,ef,Rk} = n_{ef} F_{v,Rk} \quad [EC5-1-1 (8.1)]$$

$F_{v,ef,Rk}$: valeur caractéristique efficace de la capacité résistante d'une file d'organes // au fil

n_{ef} : nombre efficace d'organes dans une file

$F_{v,Rk}$: valeur caractéristique efficace de la capacité résistante par organe // au fil

Le nombre efficace d'organes dépend de l'orientation de l'effort par rapport au fil du bois :

Charge parallèle au fil

Dans un assemblage, le nombre efficace de tirefonds parallèles au fil est donné par la formule suivante selon le nombre n de tirefonds de l'assemblage, la distance a_1 entre tirefonds parallèlement au fil et le diamètre nominal d du tirefond :

$$n_{ef} = \min \left\{ n, 0,9 \cdot \sqrt[4]{\frac{a_1}{13d}} \right\} \quad [EC5-1-1 (8.34)]$$

Dans cette formule d représente le diamètre nominal du tirefond et a_1 l'espacement des tirefonds.

Cette formule n'est pas adaptée au cas d'une connexion continue où chaque tirefond fonctionne de façon indépendante. Dans l'exemple, nous considérons que tous les tirefonds peuvent être pleinement sollicités ($n_{ef} = n$). La distance entre tirefond parallèlement au fil en outre est d'au moins $13d$ sauf pour les 8 premières rangées de tirefonds aux extrémités.

Charge perpendiculaire au fil

$$n_{ef} = n \quad [EC5-1-1 (8.35)]$$

Pour des angles de chargement compris entre 0° et 90° , on réalise une interpolation linéaire :

$$n_{ef} = n_{ef,0} - \frac{\alpha}{90} (n_{ef,0} - n)$$



La résistance caractéristique du tirefond assemblant une plaque sur une pièce en bois dépend de l'épaisseur relative de la plaque de connexion par rapport au diamètre du tirefond. Dans le cas du pont de l'exemple, on envisage une plaque dont l'épaisseur est au moins égale au diamètre nominal des tirefonds, il s'agit alors d'une plaque épaisse au sens de l'Eurocode 5.

La résistance caractéristique de l'assemblage correspond au cas de la plaque métallique épaisse en simple cisaillement défini dans l'Eurocode 5 (8.2.3(1)). Elle est donnée par :

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} f_{h,k} t_1 d & (c) \\ f_{h,k} t_1 d \left[\sqrt{2 + \frac{4M_{y,Rk}}{f_{h,k} d t_1^2}} - 1 \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & (d) \quad [EC5-1-1/A1 (8.10)] \\ 2,3 \sqrt{M_{y,Rk} f_{h,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & (e) \end{cases}$$

Nota : Selon NF EN 1995-2, 8.2.1(1), il convient de ne pas prendre en compte l'effet de corde $\frac{F_{ax,Rk}}{4}$ dans la résistance des organes de type tige chargés latéralement pour le cas d'une connexion bois/béton. Compte tenu de la présence de la plaque métallique d'interface, la connexion est considérée de type bois/métal et le terme de corde sera pris en compte dans la résistance sous sollicitation latérale des tirefonds.

Les lettres (c), (d) et (e) entre parenthèses correspondent à différents modes de ruine de l'assemblage, correspondant aux cas des tôles épaisses, comme illustrés par la figure ci-dessous :

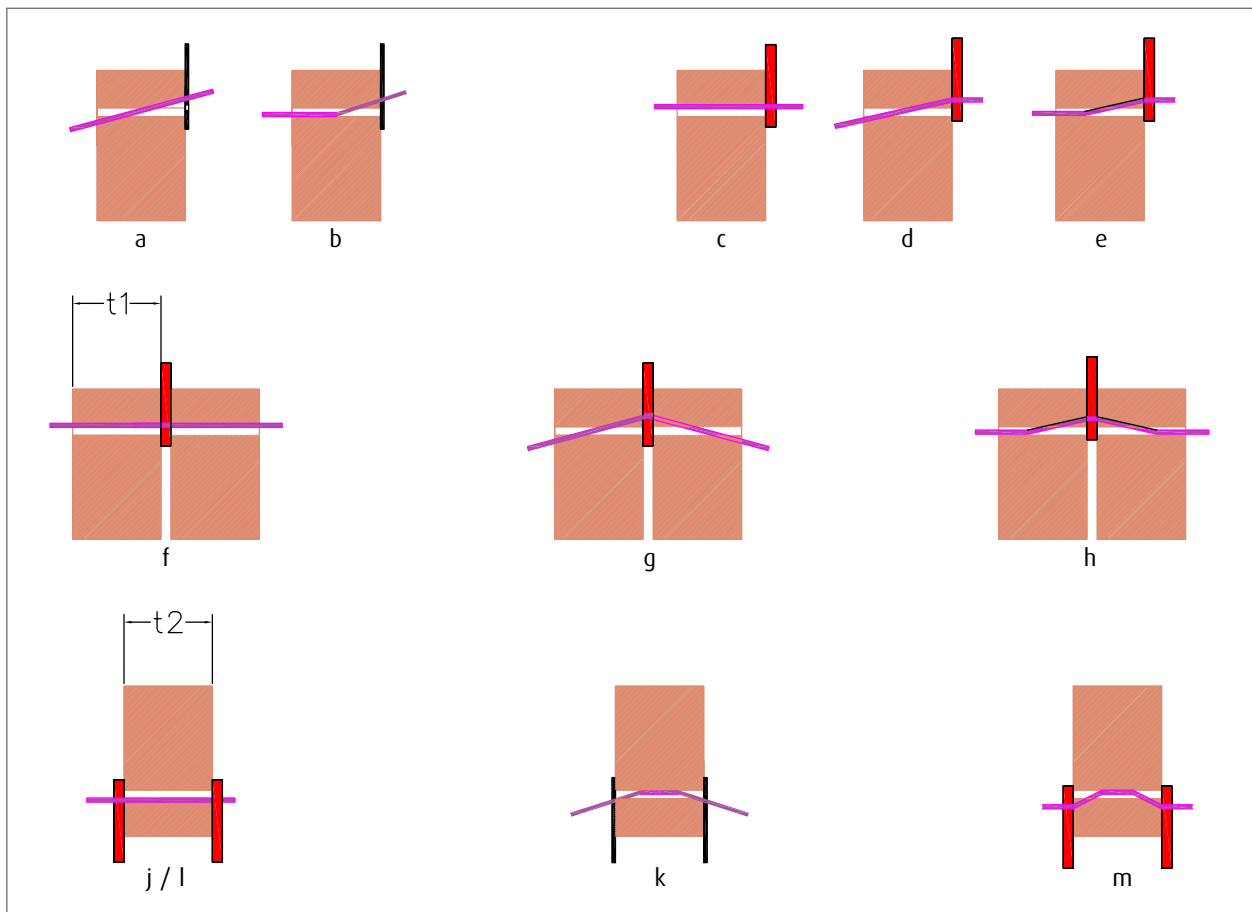


Figure 45 : Différents modes de ruine d'un assemblage bois/métal – Figure 8.3 de la NF EN 1995-1-1

La résistance caractéristique introduit les termes suivants :

$f_{h,k}$: portance locale du bois

t_1 : longueur de pénétration du tirefond

d : diamètre du tirefond pris égal au diamètre efficace



M_{y,R_k} : moment d'écoulement plastique du tirefond

F_{ax,R_k} : capacité à l'arrachement du tirefond.

Pour la détermination de la résistance sous sollicitations latérales, l'Eurocode prend en compte la partie fileté du tirefond en introduisant un diamètre efficace d_{ef} [EC5-1-1 (8.7.1)].

Pour les tirefonds à partie lisse, le diamètre efficace d_{ef} est égal au diamètre de la partie lisse si les deux conditions suivantes sont simultanément remplies :

- le diamètre de la partie lisse est égal au diamètre de la partie intérieure fileté ;
 - la partie lisse pénètre de 4 diamètres dans l'élément contenant la pointe ;
- sinon le diamètre efficace d_{ef} est égale à 1,1 fois le diamètre de la partie intérieure fileté.

La valeur caractéristique du moment d'écoulement plastique M_{y,R_k} est donnée par :

$$M_{y,R_k} = 0,3f_{u,k}d^{2,6} \text{ en N.mm} \quad [EC5-1-1 (8.30)]$$

$f_{u,k}$: valeur caractéristique de la résistance en traction en N/mm²

d : diamètre du boulon en mm (diamètre efficace).

En pratique cette valeur d'écoulement plastique est fournie par les agréments techniques européens correspondants.

La valeur caractéristique de la portance locale du bois $f_{h,k}$ à un angle α vis-à-vis du fil est donnée par (pour $d \leq 30$ mm) :

$$f_{h,\alpha,k} = \frac{f_{h,0,k}}{k_{90}\sin^2\alpha + \cos^2\alpha} \quad [EC5-1-1 (8.31)]$$

Avec :

$$f_{h,0,k} = 0,082(1 - 0,01d)\rho_k \text{ en N/mm}^2 ; \quad [EC5-1-1 (8.32)]$$

$$k_{90} = 1,35 + 0,015d \text{ pour les résineux ;} \quad [EC5-1-1 (8.33)]$$

ρ_k : masse volumique caractéristique du bois en kg/m³.

Tirefonds chargés axialement

La valeur caractéristique de la capacité à l'arrachement à un angle α est donnée par :

$$F_{ax,\alpha,R_k} = \frac{n_{ef} f_{ax,k} d l_{ef} k_d}{1,2\cos^2\alpha + \sin^2\alpha} \quad [EC5-1-1/A1 (8.38)]$$

Avec :

$$f_{ax,k} = 0,52d^{-0,5}l_{ef}^{-0,1}\rho_k^{0,8} \quad [EC5-1-1/A1 (8.39)]$$

$$\text{Et } k_d = \min \left\{ \frac{d}{8}, 1 \right\} \quad [EC5-1-1/A1 (8.40)]$$

n_{ef} : nombre efficace de tirefonds, $n_{ef} = n^{0,9}$ pour effort parallèle à la tige ;

d : diamètre extérieur du filet en mm ($6 \text{ mm} \leq d \leq 12 \text{ mm}$) ;

l_{ef} : longueur de pénétration de la partie fileté en mm (longueur de pénétration $\geq 6d$) ;

$f_{ax,k}$: résistance caractéristique à l'arrachement perpendiculaire au fil en N/mm²

ρ_k : masse volumique caractéristique du bois en kg/m³.

Tirefonds chargés par une combinaison d'efforts latéraux et axiaux

Sous sollicitations combinées, le critère suivant est à vérifier :

$$\left(\frac{F_{ax,E_d}}{F_{ax,R_d}} \right)^2 + \left(\frac{F_{v,E_d}}{F_{v,R_d}} \right)^2 \leq 1 \quad [EC5-1-1 (8.28)]$$



Cisaillement de bloc

À proximité des extrémités d'un élément en bois, la capacité de résistance est affectée par une rupture qui survient selon le périmètre du groupe d'organes (cf. Annexe A de NF EN 1995-1-1).

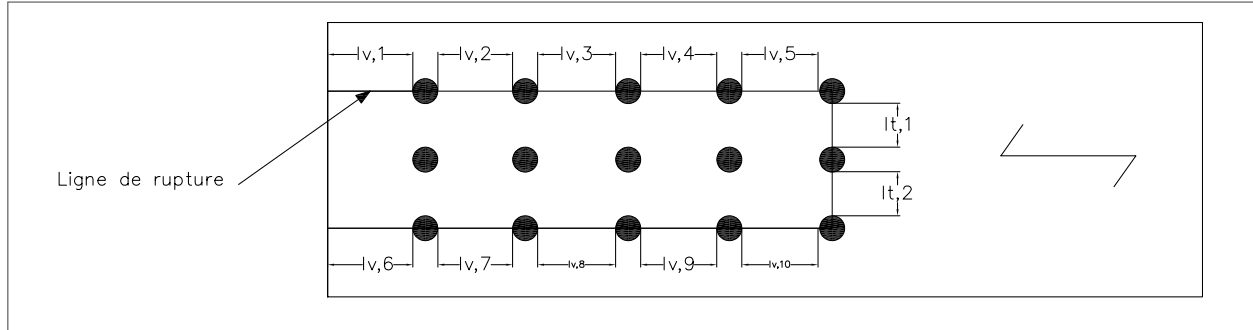


Figure 46 : Rupture par cisaillement de bloc (Annexe A de la NF EN1995-1-1)

L'épaisseur t_{ef} du bloc cisailé dépend du mode de ruine de l'assemblage (cf. figure 45), elle est donnée par les formules suivantes :

- plaque métallique fine : $t_{ef} = \begin{cases} 0,4 t_1 & \text{Mode de rupture a} \\ 1,4 \sqrt{\frac{M_{y,Rk}}{df_{h,k}}} & \text{Mode de rupture b} \end{cases}$ [EC5-1-1 (A.6)]

• plaque métallique épaisse :

$$t_{ef} = \begin{cases} 2 \sqrt{\frac{M_{y,Rk}}{df_{h,k}}} & \text{Mode de rupture e, h} \\ t_1 \left[\sqrt{2 + \frac{4M_{y,Rk}}{f_{h,k}dt_1^2}} - 1 \right] & \text{Mode de rupture d, g} \end{cases}$$
 [EC5-1-1/A1 (A.3)]

Avec :

- t_{ef} : épaisseur efficace qui dépend du mode de rupture ;
- $M_{y,Rk}$: valeur caractéristique du moment d'écoulement plastique ;
- d : diamètre de l'organe ;
- t_1 : la longueur de pénétration de l'organe d'assemblage (dans le cas des tirefonds) ;
- $f_{h,k}$: valeur caractéristique de la portance locale de l'élément bois.

La capacité de cisaillement de bloc est la capacité maximale entre la résistance en traction de la section résiduelle perpendiculaire au fil et la résistance en cisaillement des sections résiduelles dans la direction parallèle au fil. La valeur de la résistance est donnée par la formule suivante :

$$F_{bs,Rk} = \max \left\{ \begin{matrix} 1,5 A_{net,t} f_{t,0,k} \\ 0,7 A_{net,v} f_{v,k} \end{matrix} \right.$$
 [EC5-1-1 (A.1)]

Avec :

$$A_{net,t} = L_{net,t} t_1 \quad ; \quad [EC5-1-1 (A.2)]$$

$$A_{net,v} = \begin{cases} L_{net,v} t_1 & \text{pour les modes de rupture c, f, j/l, k m} \\ L_{net,v} (L_{net,t} + 2t_{ef}) & \text{pour les autres modes de rupture} \end{cases}$$
 [EC5-1-1/A1 (A.3)]

$$L_{net,v} = \sum_i l_{v,i} \text{ et } L_{net,t} = \sum_i l_{t,i} \quad ; \quad [EC5-1-1 (A.4) \text{ et } (A.5)]$$

- $F_{bs,Rk}$: valeur caractéristique de la capacité de cisaillement de bloc ;
- $A_{net,t}$: section résiduelle perpendiculaire au fil ;
- $A_{net,v}$: section résiduelle en cisaillement dans la direction parallèle au fil ;
- $L_{net,t}$: largeur résiduelle de la section perpendiculaire au fil ;
- $L_{net,v}$: longueur résiduelle de la surface de rupture en cisaillement ;



- t_1 : épaisseur de l'élément de bois ou longueur de pénétration de l'organe d'assemblage ;
- $f_{t,0,k}$: valeur caractéristique de la résistance en traction de l'élément bois ;
- $f_{v,k}$: valeur caractéristique de la résistance au cisaillement de l'élément bois.

Le cisaillement de bloc peut intervenir pour un déplacement relatif du béton vers l'extérieur de la poutre. Compte tenu de la connexion du béton aux plaques métalliques par l'intermédiaire de goujons, le mode de rupture correspond à un mode du type « plaque épaisse ».

En raison de la continuité du hourdis béton armé, un arrachement de bloc ne paraît cependant pas possible du fait de la résistance en traction du hourdis béton armé. Nous réaliserons néanmoins une vérification selon les principes de l'Eurocode 5 consistant à s'assurer qu'il n'y a pas de cisaillement de bloc en sommant de proche en proche les efforts repris par les rangées de connecteurs depuis l'extrémité de poutre.

3.3 - Dimensionnement de la connexion au bois - Application à l'exemple

3.3.1 - Détermination des résistances

Données

Plaque métallique d'interface

Résistance caractéristique à rupture de l'acier de la plaque : $f_u = 510$ MPa ;

Épaisseur de la plaque : $t_p = 12$ mm ;

Largeur de la plaque : $l_p = 800$ mm ;

Diamètre de perçage : $d_0 = 13$ mm ;

Tirefond

Longueur de pénétration (partie filetée) $l_{ef} = 160$ mm ;

Diamètre de la partie lisse : $d_{lisse} = 8$ mm

Diamètre intérieur de la partie filetée $d_{int} = 6,85$ mm ;

Diamètre extérieur de la partie filetée $d_{ext} = 12$ mm ;

Diamètre lisse ≠ Diamètre extérieur de la partie filetée : 8,00 mm contre 12,00 mm

Diamètre efficace : $d_{ef} = 1,1 \times$ diamètre intérieur de la partie filetée = $1,1 \times 6,85 = 7,53$ mm

Résistance caractéristique à la rupture de l'acier des tirefonds : $f_{ub} = 900$ MPa ;

Diamètre de la tête des tirefonds : $d_h = 20$ mm.

Capacité de résistance de la plaque

En raison des conditions d'espacement imposées pour les tirefonds, la résistance en section nette de la plaque n'est pas un critère dimensionnant lorsque l'épaisseur de la plaque est égale à celle du diamètre nominal des tirefonds. La résistance à la pression diamétrale et au poinçonnement est également surabondante.

$$\text{Résistance à la pression diamétrale : } F_{b,Rd} = 2,5k \frac{d_{lisse} \cdot t_p \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = 2,5 \times 1 \times \frac{8 \times 12 \times 510}{1,25} \times 10^{-3} = 98 \text{ kN}$$

$$\text{Résistance au poinçonnement : } B_{p,Rd} = \frac{0,6\pi \cdot d_h \cdot t_p \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6\pi \times 20 \times 12 \times 510}{1,25} \cdot 10^{-3} = 185 \text{ kN}$$

Capacité de résistance d'un tirefond

$$A_s = \pi \times (6,85/2)^2 = 36,85 \text{ mm}^2; \alpha_v = 0,5$$

Soit pour un tirefond :

$$\text{Résistance en traction : } F_{t,Rd} = \frac{0,9A_s f_{ub}}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \times 36,85 \times 900}{1,25} \cdot 10^{-3} = 23,9 \text{ kN}$$

$$\text{Résistance au cisaillement : } F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v A_s f_{ub}}{\gamma_{M2}} = \frac{0,5 \times 36,85 \times 900}{1,25} \cdot 10^{-3} = 13,3 \text{ kN}$$



Capacité de l'assemblage bois/tirefond

Portance locale du bois

Angle de 0° / fil du bois

$\rho_k = 385 \text{ kg/m}^3$ pour du GL24h

Avec $d_{ef} > 6 \text{ mm}$, on a :

$$f_{h,k} = f_{h,0,k} = 0,082(1 - 0,01d)\rho_k = 0,082(1 - 0,01 \times 7,53) \times 385 = 29,2 \text{ MPa}$$

Moment d'écoulement plastique

L'agrément technique du fabricant donne une valeur de $M_{y,Rk} = 50 \text{ kN.m}$

Capacité de résistance à l'arrachement pour une rangée de 12 tirefonds

90° entre axe du tirefond et angle du bois

$$f_{ax,k} = 0,52d^{-0,5}l_{ef}^{-0,1}\rho_k^{0,8} = 0,52 \times 12^{-0,5} \times 160^{-0,1} \times 385^{0,8} = 10,6 \text{ kN}$$

$$k_d = \min\left(\frac{d}{8}; 1\right) = \min(1,5; 1) = 1$$

$$F_{ax,\alpha,Rk} = \frac{n_{ef} f_{ax,k} d l_{ef} k_d}{1,2 \cos^2 \alpha + \sin^2 \alpha} = \frac{1 \times 10,6 \times 7,53 \times 160 \times 1}{1,2 \cos^2 90^\circ + \sin^2 90^\circ} \cdot 10^{-3} = 12,8 \text{ kN}$$

Avec $n_{ef} = n^{0,9}$ où n est le nombre d'organes mobilisés de l'assemblage (pris égal à 1 ici).

On obtient les efforts résistants pour un tirefond :

$$F_{ax,Rd,CP} = 0,6 \times \frac{12,8}{1,25} = 6,1 \text{ kN} \quad \text{sous actions permanentes}$$

$$F_{ax,Rd} = 0,9 \times \frac{12,8}{1,25} = 9,2 \text{ kN} \quad \text{sous actions de court terme}$$

Effet de corde

$$\frac{F_{ax,Rk}}{4} = 3,2 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{ax,Rd,CP}}{4} = 1,5 \text{ kN} \quad \text{sous actions permanentes}$$

$$\frac{F_{ax,Rd}}{4} = 2,3 \text{ kN} \quad \text{sous actions de court terme}$$

Résistance sous sollicitation latérale : plaque épaisse – pour une rangée d'organes et un plan de cisaillement sans prise en compte de l'effet de corde

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} f_{h,k} t_1 d = 29,2 \times 160 \times 7,53 \times 10^{-3} = 35,2 \text{ kN} & (c) \\ f_{h,k} t_1 d \left[\sqrt{2 + \frac{4M_{y,Rk}}{f_{h,k} d t_1^2}} - 1 \right] = 35,2 \times \left[\sqrt{2 + \frac{4 \times 50}{29,2 \times 7,53 \times 160^2}} - 1 \right] = 15,0 \text{ kN} & (d) \\ 2,3 \sqrt{M_{y,Rk} f_{h,k}} d = 2,3 \sqrt{50 \cdot 10^3 \times 29,2 \times 7,53} \cdot 10^{-3} = 7,6 \text{ kN} & (e) \end{cases}$$

$$F_{v,Rk} = \min(35,2; 15,0; 7,6) = 7,6 \text{ kN}$$

Le mode de ruine est le mode (e) correspondant à la formation de deux rotules plastiques dans la tige du tirefond.



Résistance sous sollicitation latérale avec prise en compte de l'effet de corde

On obtient les efforts résistants suivants pour un tirefond :

$$F_{v,Rk} = 7,6 + 3,2 = 10,81 \text{ kN}$$

$$F_{v,Rd,ELS} = 0,75 \times 10,81 = 8,1 \text{ kN à l'ELS}$$

$$F_{v,Rd,CP} = 0,6 \times \frac{10,81}{1,25} = 5,2 \text{ kN sous actions permanentes}$$

$$F_{v,Rd} = 0,9 \times \frac{10,81}{1,25} = 7,8 \text{ kN sous actions de court terme}$$

On retient, pour une rangée de 12 tirefonds $n_{ef} = 12$

On détermine l'effort résistant pour une rangée de 12 tirefonds :

$$F_{v,Rk,rangée} = n_{ef} \times F_{v,Rk} = 12 \times 10,81 = 130 \text{ kN}$$

$$F_{v,Rd,ELS,rangée} = n_{ef} \times F_{v,Rd,ELS} = 12 \times 8,1 = 97 \text{ kN à l'ELS}$$

$$F_{v,Rd,CP,rangée} = n_{ef} \times F_{v,Rd,CP} = 12 \times 5,2 = 62 \text{ kN sous actions permanentes}$$

$$F_{v,Rd,rangée} = n_{ef} \times F_{v,Rd} = 12 \times 7,8 = 93 \text{ kN sous actions de court terme}$$

La résistance de l'assemblage sous sollicitation latérale est inférieure à celles de la plaque et du tirefond, c'est le critère dimensionnant. Cette résistance est du même ordre de grandeur que la résistance sous sollicitation axiale, la reprise de 10 % de l'effort de glissement par les tirefonds en fonctionnement axial est par conséquent assurée.

3.3.2 - Détermination des efforts de glissement dans la connexion

Le modèle poutre-échelle donne les efforts latéraux pour chaque rangée de 12 connecteurs sous les différentes combinaisons d'action. Les résultats sont présentés ci-après sous forme d'un tableau.

Combinaisons	F_{vEd} (kN)	
	État initial	État final
ELS	61	75
ELU actions quasi-permanentes	31	39
ELU	78	90

Tableau 40 : Efforts latéraux sollicitant la connexion donnés pour une rangée de 12 tirefonds

Nota : C'est le cas de l'expansion de la dalle sous température maximale (température comme action de base) cumulée à l'effet du LM1 en accompagnement TS qui est dimensionnant.

3.3.3 - Justification de la connexion sous efforts de glissement

Connexion par tirefonds

Les tableaux ci-après établissent la comparaison des sollicitations et des résistances pour les différentes combinaisons d'actions pour une rangée de 12 connecteurs.

À l'état initial

Combinaisons	F_{vEd} (kN)	$F_{v,Rd}$ (kN)	Rapport	Vérification
ELU actions quasi-permanentes	31	93	0,33	Critère vérifié
ELU	78	93	0,84	Critère vérifié

Tableau 41 : Justification de la connexion à l'état initial



À l'état final

Combinaisons	$F_{v,Ed}$ (kN)	$F_{v,Rd}$ (kN)	Rapport	Vérification
ELU actions quasi-permanentes	39	62	0,63	Critère vérifié
ELU	90	93	0,97	Critère vérifié

Tableau 42 : Justification de la connexion à l'état final

La connexion est justifiée. Elle est dimensionnée par la vérification à l'état final à l'ELU en combinaison fondamentale.

La figure ci-après illustre l'allure des efforts dans les barreaux du modèle poutre-échelle ramenés à une rangée de 12 tirefonds obtenus à l'état final sous la combinaison fondamentale.

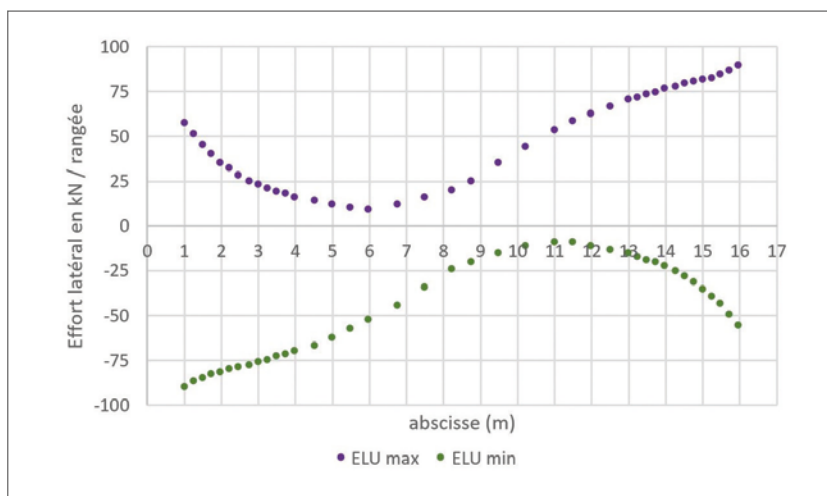


Figure 47 : Effort latéral dans les barreaux du modèle poutre-échelle ramené à une rangée de 12 tirefonds à l'état final sous la combinaison ELU fondamentale

La figure ci-après illustre l'allure des déplacements dans les barreaux du modèle poutre-échelle pour la même combinaison.

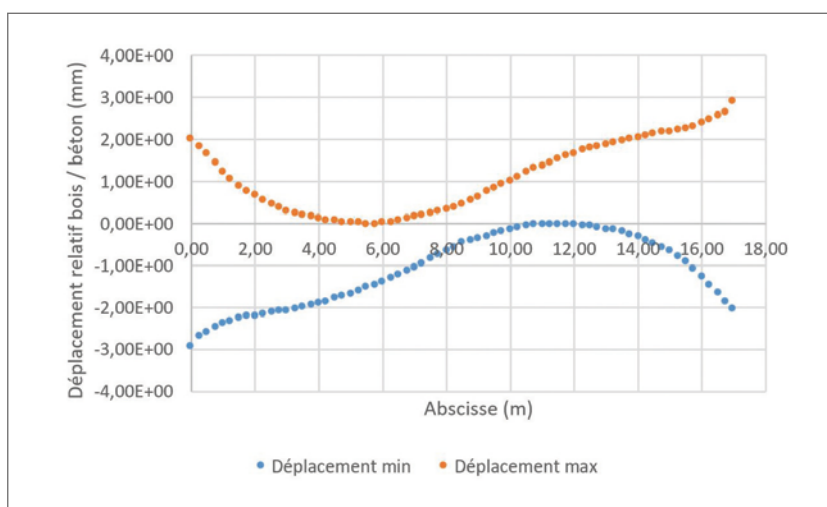


Figure 48 : Déplacement à l'interface bois/béton à l'état final sous la combinaison ELU fondamentale

Le déplacement à l'interface bois/béton reste modéré, il atteint 3 mm aux extrémités de la poutre.



3.4 - Résistance au cisaillement de bloc

Nous allons successivement délimiter, pour chaque rangée de connecteurs et selon le principe de la figure ci-dessous, le bloc susceptible de se détacher de la nervure en bois.

La partie biaisée à l'avant de la première rangée de connecteurs est négligée dans le calcul de résistance (au droit de la première rangée de connecteurs la résistance est supposée uniquement assurée par traction) :

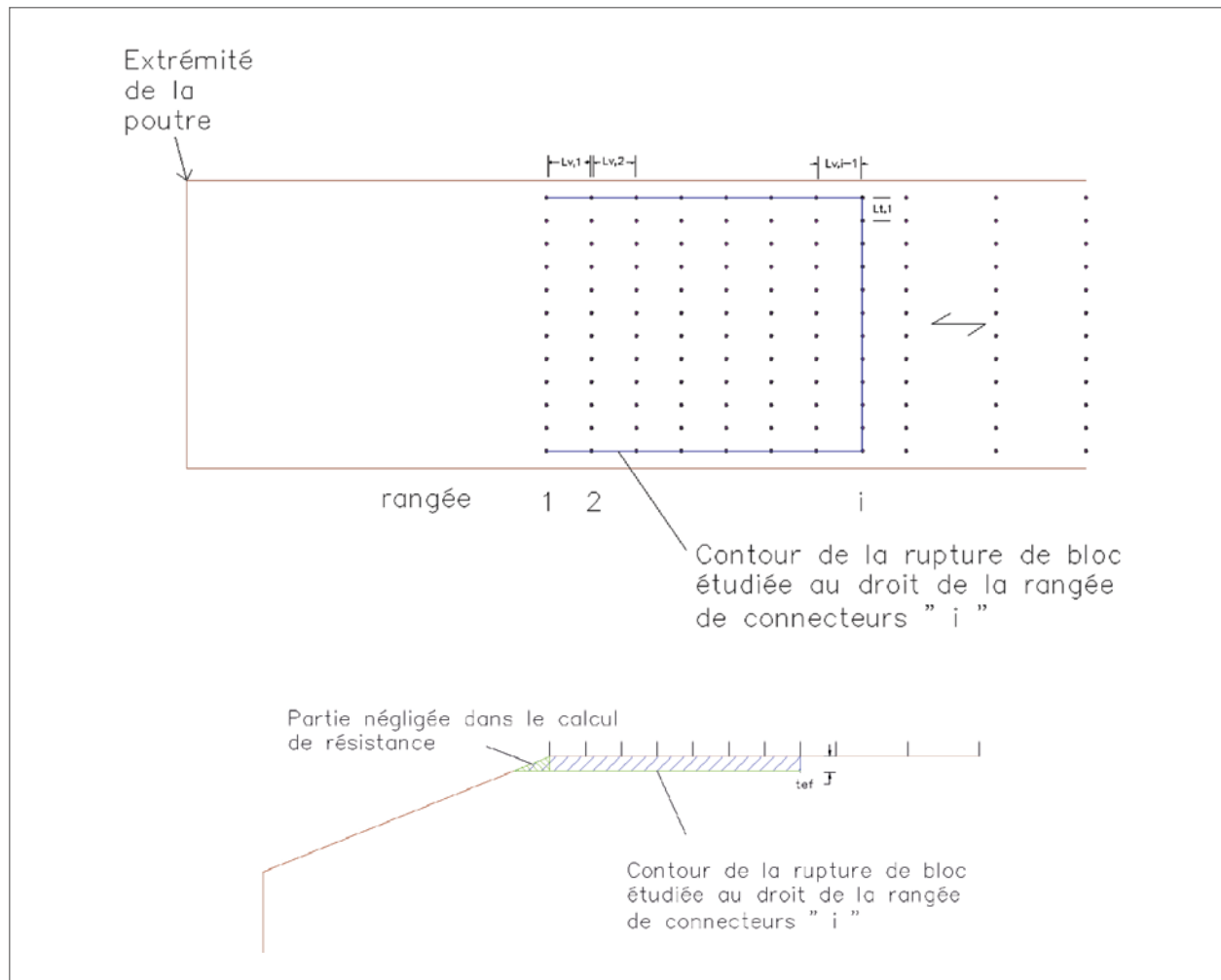


Figure 49 : Détermination du contour de rupture par cisaillement de bloc pour la rangée de connecteurs « i »

Nous déterminons successivement les paramètres de calcul :

- épaisseur efficace dépendant du mode de ruine :
Le mode de ruine des tirefonds se fait selon le mode (e), l'épaisseur efficace est :

$$t_{ef} = 2 \sqrt{\frac{M_{y,Rk}}{f_{h,k} d}} = 2 \sqrt{\frac{50000}{29,2 \times 8}} = 29,3 \text{ mm}$$

- longueur de pénétration de l'organe : $t_1 = 160 + 10 = 170 \text{ mm}$
- largeur résiduelle de la section perpendiculaire au fil :
On détermine la largeur résiduelle perpendiculaire au fil en déduisant de la largeur des nervures, l'espacement des tirefonds au bord et le diamètre des tirefonds.

$$L_{net,t} = 800 - 2 \times 48 - 11 \times 8 = 616 \text{ mm}$$



- longueur résiduelle de la surface de rupture en cisaillement :

On détermine la longueur résiduelle de la surface de rupture en cisaillement pour chaque rangée « i » de connecteurs à partir de la deuxième ($L_{net,v,1} = 0$) en sommant l'espacement parallèle au fil des tirefonds et en déduisant le diamètre des tirefonds :

$$L_{net,v,i} = \sum_{k=1}^{i-1} L_{v,k}$$

- section résiduelle perpendiculaire au fil :

$$A_{net,t} = L_{net,t} t_1 = 616 \times 170 = 104720 \text{ mm}^2 = 0,105 \text{ m}^2$$

- section résiduelle en cisaillement dans la direction parallèle au fil pour la rangée « i » :

$$A_{net,v,i} = \frac{L_{net,v,i}}{2} (L_{net,t} + 2t_{ef})$$

- valeur caractéristique de la capacité de cisaillement en bloc pour la rangée « i » :

$$F_{bs,R_k,i} = \max \left\{ \begin{array}{l} 1,5 A_{net,t} f_{t,0,k} \\ 0,7 A_{net,v,i} f_{v,k} \end{array} \right.$$

- capacité résistante du bloc pour la rangée « i » :

$$F_{bs,Rd,i,CP} = 0,6 \times \frac{F_{bs,R_k,i}}{1,25} \text{ sous actions permanentes}$$

$$F_{bs,Rd,i} = 0,9 \times \frac{F_{bs,R_k,i}}{1,25} \text{ sous actions de court terme}$$

- vérification de la résistance vis-à-vis du cisaillement de bloc :

L'effort sollicitant pour le contour défini par la rangée de connecteurs « i » correspondant à la somme des efforts de glissement des rangées de connecteurs de 1 à « i ».

Le graphique suivant compare pour chaque rangée de connecteurs de l'axe d'appui à la mi-travée, les efforts de calcul résistants et sollicitants à l'ELU en combinaison quasi-permanente et à l'ELU en combinaison fondamentale.

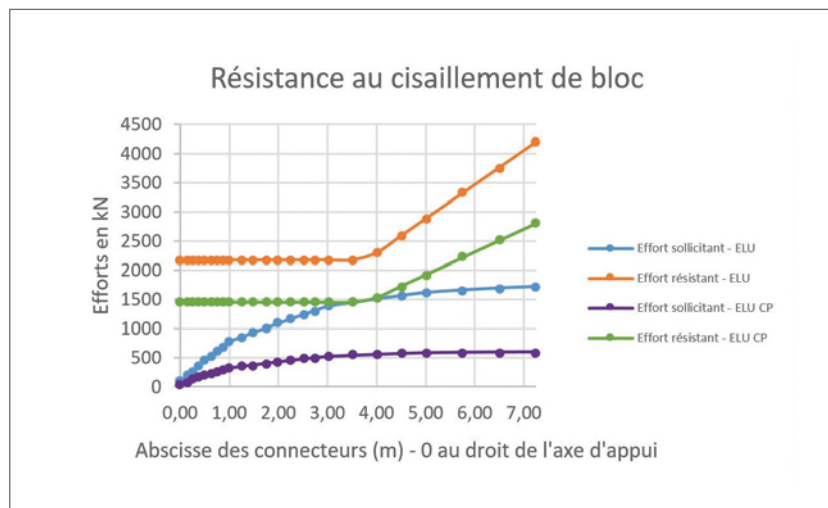


Figure 50 : Justification vis-à-vis du risque de cisaillement de bloc

La résistance vis-à-vis du cisaillement de bloc est assurée.



3.5 - Justifications complémentaires aux extrémités liées à la conception semi-intégrale

3.5.1 - Cas de la mise en butée du tablier

Lors d'une élévation uniforme de température, le béton du hourdis connaît un allongement relatif par rapport au bois des nervures du fait de son coefficient de dilatation plus élevé. Parallèlement, le tablier vient se mettre en butée au contact des terres.

Cette action peut être négligée dans le dimensionnement de cette connexion. Toutefois, il est important de noter que du fait de la différence des coefficients de dilatation des matériaux, la variation uniforme de température va amener un gradient entre le bois et le béton.

3.5.2 - Cas de l'entraînement de la dalle de transition

Lors d'une baisse de température, le béton du hourdis connaît un raccourcissement relatif par rapport au bois des nervures. Parallèlement, le tablier entraîne avec lui la dalle de transition.

Cet effort d'entraînement vient limiter les sollicitations dans la connexion et cette action peut comme précédemment être négligée dans le dimensionnement de la connexion.

Il convient de vérifier que le ferrailage de liaison entre la dalle de transition et le hourdis permet effectivement l'attache de la dalle de transition.

3.6 - Justification de la connexion au béton

Nous déterminons ci-après la résistance de calcul d'un goujon à des fins de comparaison avec celle d'un tirefond.

Le glissement que peut reprendre un goujon type Nelson $\Phi 16\text{mm}$, $h_{sc} = 125\text{ mm}$ avec $f_u = 450\text{ MPa}$ est donné par :

$$P_{Rd} = \frac{P_{Rk}}{\gamma_v} \quad [EC4-2 ; 6.6.3.1]$$

Avec :

$$P_{Rk} = \min (P_{Rk1}; P_{Rk2})$$

Avec :

$$P_{Rk1} = \frac{0,8f_u\pi d^2}{4} \quad [EC4-2 (6.18)] \quad \text{et} \quad P_{Rk2} = 0,29\alpha d^2 \sqrt{f_{ck}E_{cm}} \quad [EC4-2 (6.19)]$$

$$\text{Et } \alpha = 0,2 \left(\frac{h_{sc}}{d} + 1 \right) \quad \text{si } 3 \leq \frac{h_{sc}}{d} \leq 4 \quad [EC4-2 (6.20)]$$

$$\text{Ou } \alpha = 1 \quad [EC4-2 (6.21)] \quad \text{si } \frac{h_{sc}}{d} > 4 \quad [EC4-2 (6.21)]$$

Application à l'exemple

$$P_{Rk1} = \frac{0,8f_u\pi d^2}{4} = \frac{0,8 \times 450 \times \pi \times 16^2}{4} = 72,4 \text{ kN}$$

$$P_{Rk2} = 0,29\alpha d^2 \sqrt{f_{ck}E_{cm}} = 0,29 \times 1 \times 16^2 \sqrt{35 \times 34077} = 81,1 \text{ kN}$$

$$(h_{sc} / d = 125 / 16 = 7,81, \text{ d'où : } \alpha = 1)$$

$$\text{Valeur de calcul à l'ELU : } P_{Rd} = \frac{P_{Rk}}{\gamma_v} = \frac{72,4}{1,25} = 57,9 \text{ kN}$$

Un goujon de diamètre 16 mm et de hauteur 125 mm présentant une résistance caractéristique à la traction f_u de 450 MPa reprend un effort de glissement latéral approximativement 8 fois plus grand que celui repris par un tirefond ($57,9 / 7,6 = 7,6$).

Pour assurer la résistance des goujons, on positionnera par exemple au moins un goujon pour 6 tirefonds. On pourra par exemple positionner deux goujons par plaques comportant 8 tirefonds.



4 - Justifications vis-à-vis du déversement au moment du bétonnage

4.1 - Principe de la justification

(6.3.3 de NF EN 1995-1-1)

Lorsqu'une poutre est sollicitée en compression ou par combinaison de compression et de flexion, il convient de vérifier sa stabilité vis-à-vis du déversement.

La contrainte de flexion critique est définie par :

$$\sigma_{m,crit} = \frac{M_{y,crit}}{W_y} = \frac{\pi \sqrt{E_{0,05} I_z G_{0,05} I_{tor}}}{l_{ef} W_y} \quad [EC5-1-1 (6.31)]$$

Avec :

$E_{0,05}$: valeur à 5 % du module d'élasticité parallèle au fil ;

$G_{0,05}$: valeur à 5 % du module de cisaillement parallèle au fil ;

I_z : moment d'inertie selon l'axe faible z ;

I_{tor} : moment d'inertie de torsion ;

W_y : module d'inertie selon l'axe fort y ;

l_{ef} : longueur efficace de la poutre augmentée de 2 fois la hauteur h de poutre (charges appliquées sur la fibre comprimée).

Pour une poutre rectangulaire, cette formule devient :

$$\sigma_{m,crit} = \frac{0,78b^2}{hl_{ef}} E_{0,05} \quad [EC5-1-1 (6.32)]$$

Pour une poutre soumise à un moment M_y , on doit vérifier :

$$\sigma_{m,d} \leq k_{crit} f_{m,d} \quad [EC5-1-1 (6.33)]$$

$\sigma_{m,d}$: valeur de calcul de la contrainte de flexion ;

$f_{m,d}$: valeur de calcul de la résistance en flexion ;

k_{crit} : facteur qui tient compte de la réduction de résistance due au déversement latéral (égal à 1 si le déplacement latéral de la face comprimée est évité sur toute sa longueur et si la rotation en torsion est évitée au niveau des appuis).

$$k_{crit} = \begin{cases} 1 & \text{pour } \lambda_{rel,m} \leq 0,75 \\ 1,56 - 0,75\lambda_{rel,m} & \text{pour } 0,75 < \lambda_{rel,m} \leq 1,4 \\ \frac{1}{\lambda_{rel,m}^2} & \text{pour } 1,4 < \lambda_{rel,m} \end{cases} \quad [EC5-1-1 (6.34)]$$

Avec :

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit}}} \quad [EC5-1-1 (6.30)]$$

Cette expression de k_{crit} est valable pour une poutre avec déviation de rectitude latérale en deçà des limites de la section 10 de NF EN 1995-1-1 soit 1/500 de la porte pour les éléments en bois lamellé-collé.

Pour une poutre soumise à un moment M_y et à un effort normal N_c , on doit vérifier :

$$\left(\frac{\sigma_{m,d}}{k_{crit} f_{m,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{c,d}}{k_{c,z} f_{c,0,d}} \leq 1 \quad [EC5-1-1 (6.35)]$$

$\sigma_{m,d}$: valeur de calcul de la contrainte de flexion

$\sigma_{c,d}$: valeur de calcul de la contrainte de compression

$f_{m,d}$: valeur de calcul de la résistance en flexion

$f_{c,0,d}$: valeur de calcul de la résistance en flexion



k_{crit} : facteur qui tient compte de la réduction de résistance due au déversement latéral

$k_{c,z}$: facteur qui tient compte de la réduction de résistance due au flambement.

Le calcul du facteur $k_{c,z}$ est fait de la façon suivante :

$$k_{c,z} = \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}} \quad [EC5-1-1 (6.26)]$$

Avec :

$$k_z = 0,5(1 + \beta_c(\lambda_{rel,z} - 0,3) + \lambda_{rel,z}^2) ; \quad [EC5-1-1 (6.28)]$$

$$\text{Et } \beta_c = 0,1 \text{ (BLC) = facteur de rectitude ;} \quad [EC5-1-1 (6.29)]$$

$$\lambda_{rel,z} = \frac{\lambda_z}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} ; \quad [EC5-1-1 (6.22)]$$

$$\lambda_z = \frac{m \cdot l}{\sqrt{\frac{I_z}{A}}}$$

$\lambda_{rel,z}$: élancement relatif correspondant à une flexion selon l'axe z ;

λ_z : élancement mécanique correspondant à une flexion selon l'axe z ;

m : dépend des conditions d'appui de la poutre.

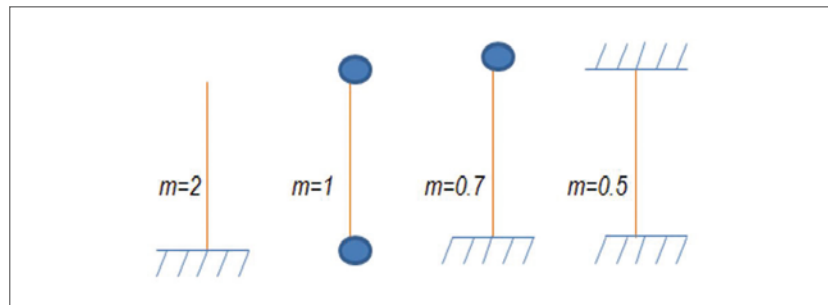


Figure 51 : Valeur de m selon les conditions d'appui de la poutre en torsion

l : longueur de l'élément

A : section de l'élément

Pour une section rectangulaire avec la hauteur suivant z, on a : $\lambda_z = \frac{m \cdot l \cdot \sqrt{12}}{b}$ [EC5-1-1 (9.5)]

4.2 - Application à l'exemple

On fait ici l'hypothèse que le poids du béton liquide est repris uniquement par la poutre en bois. On fait en outre l'hypothèse que la poutre est encastree en torsion sur appui au moment du bétonnage.

Hypothèses : on a :

$$E_{0,05} = 9600 \text{ MPa}$$

$$M_{ELU} = 1,35 \times 15,46 \times 15^2 / 8 = 587 \text{ kN.m}$$

Contrainte de flexion ELU

$$\sigma_{ELU} = \frac{6M}{bh^2} = \frac{6 \times 0,587}{0,8 \times 1,0^2} = 4,40 \text{ MPa}$$



Contrainte résistance de calcul en flexion

$$f_{m,k} = 24 \text{ MPa}, k_{\text{mod}} = 0,9, \gamma_M = 1,25$$

$$f_{m,d} = 0,9 \frac{24}{1,25} = 17,28 \text{ MPa}$$

Contrainte critique de déversement - $m = 1$

$$\sigma_{m,crit} = \frac{0,78b^2}{hl_{ef}} E_{0,05} = \frac{0,78 \times 0,8^2}{1,0 \times (15 + 2 \times 1,0)} \times 9600 = 282 \text{ MPa}$$

Élancement relatif à la flexion

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit}}} = \sqrt{\frac{24}{282}} = 0,29 \leq 0,75$$

$$k_{crit} = 1$$

Vérification en flexion

$$\sigma_{m,d} = 4,40 \text{ MPa} \leq k_{crit} f_{m,d} = 1 \times 17,28 = 17,28 \text{ MPa}$$

La poutre bois est ici particulièrement massive, ses inerties de flexion et de torsion sont élevées, il n'y a pas d'abattement sur la contrainte de flexion en l'absence de risque de déversement en phase provisoire du fait d'un dispositif d'encastrement aux abouts. Une attention particulière est recommandée dans le cas de poutres élancées.

5 - Justifications à l'ELU de fatigue

5.1 - Principe des justifications

On applique la méthode simplifiée donnée par la NF EN 1995-2 – Annexe A. Elle consiste à considérer :

- un modèle de charge de fatigue d'amplitude constante (en l'absence d'indications dans l'EC5, nous considérerons le modèle de charge de fatigue 1 de *NF EN 1991-2 dénommé FLM1*) ;
- une analyse élastique de la structure en tenant compte de la rigidité des assemblages.

Une vérification en fatigue d'un élément est requise si son taux de travail κ est supérieur à :

- éléments structuraux :
 - compression perpendiculaire ou parallèle au fil : 0,6,
 - flexion ou traction : 0,2,
 - cisaillement : 0,15 ;
- pour les assemblages
 - broches : 0,4,
 - pointes : 0,1,
 - autres : 0,15.

Avec

$$\kappa = \frac{|\sigma_{d,max} - \sigma_{d,min}|}{f_k \gamma_{M,fat}} ; [EC5-2 (A.1)]$$

où :

$\sigma_{d,max}$: contrainte de calcul maximale pour le modèle de charge de fatigue ;

$\sigma_{d,min}$: contrainte de calcul minimale pour le modèle de charge de fatigue ;

f_k : résistance caractéristique correspondante ;

$\gamma_{M,fat}$: coefficient partiel en fatigue.



Pour un chargement d'amplitude constante : $\sigma_{d,max} \leq f_{fat,d}$; [EC5-2 (A.3)]

$\sigma_{d,max}$: contrainte de calcul maximale pour le modèle de charge de fatigue ;

$f_{fat,d}$: résistance de calcul en fatigue $f_{fat,d} = k_{fat} \frac{f_k}{\gamma_{M,fat}}$; [EC5-2 (A.4)]

f_k : valeur caractéristique de la résistance statique ;

k_{fat} : facteur prenant en compte la réduction de résistance selon le nombre de cycles de chargement

$$k_{fat} = 1 - \frac{1-R}{a(b-R)} \log(\beta N_{obs} t_L) \geq 0 \quad [EC5-2 (A.5)]$$

$$R = \sigma_{d,max} / \sigma_{d,min} \text{ avec } -1 \leq R \leq 1 \quad [EC5-2 (A.6)]$$

N_{obs} : nombre de cycles par an d'amplitude constante (selon tableau 4.5 de NF EN 1991-2 ou formule (A.2) de NF EN 1995-2) ;

t_L : durée d'utilisation de projet (en général 100 ans) ;

β : coefficient dépendant des conséquences de l'endommagement :

- conséquences importantes $\beta = 3$,
- sans conséquences importantes $\beta = 1$;

a, b : coefficients fonction du type de sollicitation de fatigue.

Tableau A1 - Valeurs des coefficients a et b
Annexe A EN 1995-2

	a	b
Éléments bois sollicités en		
Compression perpendiculaire ou parallèle au fil	2	9,00
Flexion ou traction	9,50	1,10
Cisaillement	6,70	1,30
Assemblage par		
Broches de diamètre ≤ 12 mm	6,00	2,00
Pointes	6,90	1,20

Tableau 43 : Valeurs des coefficients a et b
selon annexe A de NF EN 1995-2

5.2 - Application à l'exemple

5.2.1 - Détermination des sollicitations

Le convoi de fatigue circule centré sur la voie lente de l'ouvrage.

L'état de contrainte à vide sur lequel circule le convoi est donné par l'ELS fréquent de température.

5.2.2 - Justification du bois en fatigue

On fixe les termes suivants :

N_{obs} : on fait l'hypothèse de 300 passages de poids lourds par sens par jour : $300 \times 365 = 109\,500$;

t_L : durée d'utilisation de projet = 100 ans ;

$\beta = 3$: conséquences importantes.



Flexion – traction – compression parallèle au fil

Les contraintes normales sont les suivantes :

Combinaison	Bois							
	$\sigma_{sup,max}$	$\sigma_{sup,min}$	$\sigma_{inf,max}$	$\sigma_{inf,min}$	Flexion max	Flexion min	Uniforme max	Uniforme min
	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa
État initial	6,66	2,22	-7,00	-3,12	6,83	2,67	-0,17	-0,45
État final	5,82	2,77	-6,26	-3,49	6,04	3,13	-0,22	-0,36

Tableau 44 : Contraintes à l'ELU de fatigue

Flexion

On a :

Sollicitation	a	b	σ_{dmax}	σ_{dmin}	R	k_{fat}	f_k	$f_k/\gamma_{m,fat}$	$f_{fat,d}$	Vérif.	κ
			MPa	MPa			MPa	MPa	MPa		
Flexion	9,5	1,1	6,83	2,67	0,39	0,32	24	24	7,69	0,89	0,17
	9,5	1,1	6,04	3,13	0,52	0,34	24	24	8,27	0,73	0,12

Tableau 45 : Vérification en fatigue vis-à-vis de la flexion

La vérification en fatigue est assurée, on notera d'ailleurs que le facteur κ est en dessous de la limite à partir de laquelle une vérification est requise (0,2).

Contrainte uniforme parallèle au fil

Le terme de contrainte uniforme correspond à une sollicitation en traction.

Sollicitation	a	b	σ_{dmax}	σ_{dmin}	R	k_{fat}	f_k	$f_k/\gamma_{m,fat}$	$f_{fat,d}$	Vérif.	κ
			MPa	MPa			MPa	MPa	MPa		
Traction	9,5	1,1	0,45	0,17	0,38	0,32	19,2	19,2	6,11	0,07	0,01
	9,5	1,1	0,36	0,22	0,61	0,37	19,2	19,2	7,12	0,05	0,01

Tableau 46 : Vérification en fatigue vis-à-vis de la traction

La vérification en fatigue est assurée, on notera d'ailleurs que le facteur κ est en dessous de la limite à partir de laquelle une vérification est requise (0,2).

Compression perpendiculaire au fil

On a :

	Par appareil d'appui	
$R_{Ed,fatmax}$	146	kN
$R_{Ed,fatmin}$	91	kN

Tableau 47 : Réactions d'appui à l'ELU de fatigue par appareils d'appui

$$A_{ef} = 0,148 \text{ m}^2$$

$$F_{c,90,d,fat,max} = 0,146 / 0,148 = 0,99 \text{ MPa} \text{ et } F_{c,90,d,fat,min} = 0,091 / 0,148 = 0,61 \text{ MPa}$$



On fixe en outre $k_{c,90} = 1,0$.

Sollicitation	a	b	σ_{dmax}	σ_{dmin}	R	k_{fat}	f_k	$f_k/\gamma_{m,fat}$	$f_{fat,d}$	Vérif.	κ
			MPa	MPa			MPa	MPa	MPa		
Compression	2	9	0,99	0,61	0,62	0,83	2,5	2,5	2,07	0,48	0,15

Tableau 48 : Vérification en fatigue vis-à-vis de la compression perpendiculaire au fil

La vérification en fatigue est assurée, on notera d'ailleurs que le facteur κ est en dessous de la limite à partir de laquelle une vérification est requise (0,6).

Cisaillement

Cisaillement d'effort tranchant

Le cisaillement est déterminée à partir des valeurs d'effort tranchant $V_{Ed,max} = 292$ kN et $V_{Ed,min} = 182$ kN en ne considérant que la section de nervure en bois.

Sollicitation	a	b	σ_{dmax}	σ_{dmin}	R	k_{fat}	f_k	$f_k/\gamma_{m,fat}$	$f_{fat,d}$	Vérif.	κ
			MPa	MPa			MPa	MPa	MPa		
Cisaillement tranchant	6,7	1,3	0,55	0,34	0,62	0,37	3,5	3,5	1,31	0,42	0,06

Tableau 49 : Vérification en fatigue vis-à-vis du cisaillement d'effort tranchant

La vérification en fatigue est assurée, on notera d'ailleurs que le facteur κ est en dessous de la limite à partir de laquelle une vérification est requise (0,15).

Cisaillement de torsion

Le moment de torsion sous convoi FLM1 est de 9,17 kN.m, le moment de torsion des charges permanentes a été estimé à 9,6 kN.m.

Sollicitation	a	b	σ_{dmax}	σ_{dmin}	R	k_{fat}	f_k	$f_k/\gamma_{m,fat}$	$f_{fat,d}$	Vérif.	κ
			MPa	MPa			MPa	MPa	MPa		
Cisaillement Grand côté	6,7	1,3	0,13	0,07	0,51	0,31	3,92	3,92	1,20	0,11	0,02
Cisaillement Petit côté	6,7	1,3	0,12	0,06	0,51	0,31	3,92	3,92	1,20	0,10	0,02

Tableau 50 : Vérification en fatigue vis-à-vis du cisaillement de torsion

La poutre en bois est vérifiée sous cumul des cisaillements d'effort tranchant et de torsion. Pour les deux efforts, le cumul des facteurs κ est en dessous de la limite à partir de laquelle une vérification est requise (0,15).

Connexion

Les efforts de glissement pour la rangée de connecteurs d'extrémité sous le convoi de fatigue sont les suivants :

$$F_{v,Ed,fat,max} = 42 \text{ kN à l'état initial ; } 48 \text{ kN à l'état final ;}$$

$$F_{v,Ed,fat,min} = 22 \text{ kN à l'état initial ; } 28 \text{ kN à l'état final.}$$

L'effort résistant caractéristique d'une rangée est $F_{v,Rd,k} = 12 \times 10,81 = 130$ kN.



On assimile les tirefonds à des pointes pour la détermination des coefficients a et b.

Sollicitation	a	b	σ_{dmax}	σ_{dmin}	R	k_{fat}	f_k	$f_k/\gamma_{m,fat}$	$f_{fat,d}$	Vérif.	κ
			kN	kN			MPa	MPa	MPa		
Cisaillement Connexion	6,9	1,2	42	22	0,52	0,23	130	130	30	1,39	0,15
	6,9	1,2	48	28	0,58	0,26	130	130	30	1,40	0,15

Tableau 51 : Vérification en fatigue vis-à-vis du cisaillement de la connexion

La vérification en fatigue n'est pas rigoureusement assurée avec les hypothèses retenues. On constate, par ailleurs, que le facteur κ est au-dessus de la limite à partir de laquelle une vérification est requise pour les pointes (0,1).

Noter que la connexion proposée a été validée par l'expérience en fatigue, avec 2 millions de cycles et une amplitude R comparable. Ce point n'est pas développé ici.

6 - Justifications en situation accidentelle

6.1 - Défaillance de la connexion

Pour répondre aux interrogations concernant une éventuelle défaillance à long terme de la connexion, nous avons considéré un cas accidentel, qui n'est généralement pas à retenir, pour évaluer la capacité de la poutre en bois à faire face à un tel événement.

On considère la situation accidentelle où la connexion est défaillante. Les efforts liés au retrait, aux effets thermiques et aux effets de poussée/butée n'interviennent plus. La section résistante est constituée uniquement des nervures en bois.

Cas de charge	Section résistante	M	T
		kN.m	kN
Nervures bois équipées	Bois seul	118	32
Béton	Bois seul	316	84
Superstructures	Bois seul	262	66
LM1 CARA	Bois seul	853	265
LM1 FREQ	Bois seul	571	180

Tableau 52 : Moments de flexion sollicitants en l'absence de connexion

La contrainte de flexion dans le bois en combinaison accidentelle sous actions permanentes est égale à :

$$\sigma_{m,d} = \frac{6(118+316+262)}{0,8 \times 1,0^2} \cdot 10^{-3} = 5,23 \text{ MPa} < 0,6 \frac{24}{1,00} = 14,4 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Vérification assurée même en considération } k_{mod} = 0,6 \text{ (on aurait dû prendre } k_{mod} = 1,1 \text{ en situation accidentelle).}$$

En considérant une combinaison du type $1,35G + 1,35Q_{LM1}$, on obtient une contrainte :

$$\sigma_{m,d} = 1,35 \frac{6(118 + 316 + 262 + 853)}{0,8 \times 1,0^2} \cdot 10^{-3} = 15,7 \text{ MPa}$$

La limite de contrainte de flexion limite sous l'effet des actions de court terme est de $0,9 \frac{24}{1,00} = 21,6 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Vérification assurée}$

La contrainte de cisaillement dans le bois en combinaison accidentelle sous actions permanentes est égale à :

$$\tau_d = \frac{3(32+84+66)}{2 \cdot 0,8 \times 1,0} \cdot 10^{-3} = 0,34 \text{ MPa} < 0,67 \times 0,6 \frac{3,5}{1,00} = 1,4 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Vérification assurée}$$

En considérant une combinaison du type $1,35 G + 1,35 Q_{LM1}$, on obtient une contrainte :

$$\tau_d = \frac{3}{2} \times \frac{1,35(32+84+66+265)}{0,8 \times 1,0} \cdot 10^{-3} = 1,13 \text{ MPa} < 0,67 \times 0,9 \frac{3,5}{1,00} = 2,1 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Vérification assurée}$$



La résistance de la section des nervures en bois est assurée sous une combinaison 1,35 G + 1,35 QLM1 sans considérer l'apport de la connexion dans la résistance des sections. La conception proposée se révèle particulièrement robuste.

6.2 - Action accidentelle de choc de véhicules

La prise en compte de l'effet d'un choc sur une structure nécessite des modèles complexes. Pour illustrer la robustesse d'une nervure en bois lamellé-collé, nous considérons, dans une approche simplifiée, le cas d'un choc s'exerçant sur une poutre en bois du pont de l'exemple. Cette poutre est simplement appuyée à ses extrémités et encastrée à la torsion. La poutre est supposée résister seule à un choc appliqué à mi-portée de la poutre. Le choc s'applique sur une surface de 0,25 m x 0,25 m positionnée en bas de la hauteur de poutre.

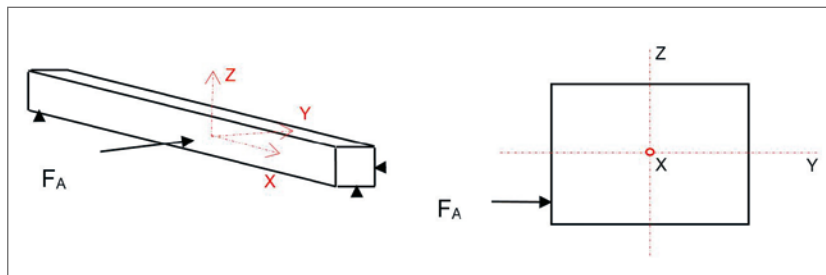


Figure 52 : Poutre bois soumise à un choc

Cette poutre en bois est soumise :

- à un moment de flexion d'axe y sous l'action de charge pondérale ;
- à un moment de flexion d'axe z sous l'action de choc F_A ;
- à un effort tranchant selon z lié aux charges pondérales ;
- à un effort tranchant selon y lié à l'action de choc ;
- à un moment de torsion autour de x.

La force d'impact F_A qui dépend de la hauteur libre sous l'ouvrage, est prise dans notre cas égale à 500 kN (tableau 4.2 de NF EN 1991-1-7). Elle s'applique sur une surface de 0,25 x 0,25 m² positionnée en bas de la face latérale de la poutre.

Le bras de levier vertical de cette force par rapport au centre de gravité de la section est $1,0 / 2 - 0,25 / 2 = 0,375$ m.

Le moment de torsion généré par cette force est égal à $T_{Ed,A} = 500 \times 0,375 = 187,5$ kN.m.

La contrainte de flexion autour de y est égale à :

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{6(118+316+262)}{0,8 \times 1,0^2} \cdot 10^{-3} = 5,23 \text{ MPa} \text{ (Valeurs issues du tableau 52)}$$

La contrainte de flexion autour de z est égale à :

$$\sigma_{m,z,d} = \frac{6 \times 500 \times 15}{4 \times 0,8^2 \times 1,0} \cdot 10^{-3} = 17,6 \text{ MPa}$$

La contrainte de cisaillement d'effort tranchant selon z est égale à :

$$\tau_{z,d} = \frac{3}{2} \frac{(32 + 84 + 66)}{0,8 \times 1,0} \cdot 10^{-3} = 0,34 \text{ MPa}$$

La contrainte de cisaillement d'effort tranchant selon y est égale à :

$$\tau_{y,d} = \frac{3}{2} \frac{500}{0,8 \times 1,0} \cdot 10^{-3} = 0,94 \text{ MPa}$$

Le moment de torsion génère les contraintes de cisaillement suivantes :

- cisaillement de torsion selon z :

$$\tau_{tor,z,d} = \frac{T_{Ed,A}}{k_1 b h^2} = \frac{187,5}{0,219 \times 0,80 \times 1,00^2} \cdot 10^{-3} = 1,07 \text{ MPa}$$

k_1 : coefficient dépendant du rapport b/h (avec $b > h$)



- cisaillement de torsion selon y :

$$\tau_{tor,y,d} = \eta \cdot \tau_{tor,z,d} = 0,920 \times 1,07 = 0,98 \text{ MPa}$$

η : coefficient dépendant du rapport b/h (avec $b > h$)

On établit les vérifications suivantes :

- vérification du critère de flexion selon deux axes principaux :

$$k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0,7 \frac{5,23}{1,1 \frac{24}{1,0}} + \frac{17,6}{1,1 \frac{24}{1,0}} = 0,81 \leq 1 \Rightarrow \text{Vérification assurée}$$

- vérification des critères de cisaillement :

- Selon y :

$$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} + \frac{\tau_{tor,y,d}}{k_{shape} f_{v,d}} = \frac{0,94}{1,1 \frac{3,5}{1,0}} + \frac{0,98}{1,12 \times 1,1 \frac{3,5}{1,0}} = 0,24 + 0,23 = 0,47 \leq 1 \Rightarrow \text{Vérification assurée}$$

- Selon z :

$$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} + \frac{\tau_{tor,z,d}}{k_{shape} f_{v,d}} = \frac{0,34}{1,1 \frac{3,5}{1,0}} + \frac{1,07}{1,12 \times 1,1 \frac{3,5}{1,0}} = 0,09 + 0,25 = 0,34 \leq 1 \Rightarrow \text{Vérification assurée}$$

L'effet de choc pourra induire des désordres locaux dans la zone d'impact (enfouissement ou déchirure du bois, endommagement de la connexion, etc.) qui ne peuvent pas être facilement estimés.

Pour fixer les idées, la contrainte appliquée au bois dans la zone d'impact est de $0,5 / 0,25^2 = 8 \text{ MPa}$ soit environ 3 fois la résistance caractéristique en compression perpendiculaire au fil.

La conception proposée dans le guide se révèle robuste vis-à-vis de cet aléa.

6.3 - Situation accidentelle sous feu

L'EN1995-1-2 tableau 3.1 donne une profondeur de carbonisation fictive de $0,7 \text{ mm/min}$ pour du bois lamellé-collé résineux en situation d'exposition au feu standard avec une profondeur variant linéairement avec le temps. En une heure, la profondeur de carbonisation est alors de 42 mm sur les 3 faces exposées des nervures.

Les dimensions résiduelles de la nervure sont :

- largeur résiduelle = $0,8 - 2 \times 0,042 = 0,716 \text{ m}$;
- hauteur résiduelle = $1,0 - 0,042 = 0,958 \text{ m}$.

On considère de façon défavorable que l'incendie est concomitant avec une absence de connexion.

La contrainte de flexion dans le bois en combinaison accidentelle de feu est égale à :

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{6(118+316+262)}{0,716 \times 0,958^2} \cdot 10^{-3} = 6,4 \text{ MPa} < 0,9 \frac{24}{1,00} = 21,6 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Vérification assurée}$$

La contrainte de cisaillement dans le bois en combinaison accidentelle est égale à :

$$\tau_{z,d} = \frac{3(32+84+66)}{2 \cdot 0,76 \times 0,908} \cdot 10^{-3} = 0,42 \text{ MPa} < 0,67 \times 0,9 \frac{3,5}{1,00} = 2,1 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Vérification assurée}$$

Compte tenu de la massivité des nervures, retenue pour cet exemple, la tenue au feu standard pendant une durée d'une heure est largement assurée. Cette durée est généralement compatible avec le délai d'intervention des services de secours.

Une attention particulière est recommandée dans le cas de poutres élancées.



7 - Justifications d'une section située sur pile

L'objet de cette partie est de présenter le principe de justification d'une section sur pile pour un ouvrage continu à plusieurs travées et de la connexion au niveau des sections fissurées autour de l'appui intermédiaire.

On considère un pont à deux travées continues de 15 m de portée chacune. La géométrie transversale est la même que celle de l'ouvrage isostatique présenté précédemment.

7.1 - Modélisation du tablier

Le tablier est modélisé à l'aide du modèle poutre-échelle dont les principes ont été précédemment présentés. Ce modèle est représenté sur la figure suivante.

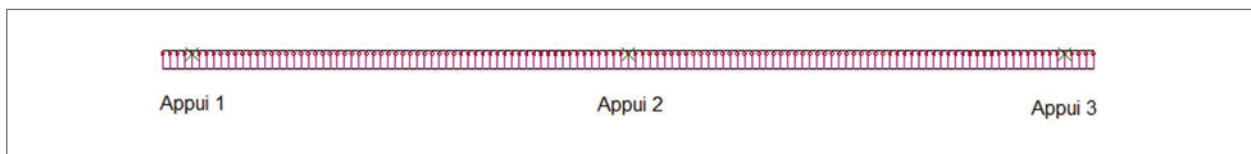


Figure 53 : Modèle poutre-échelle deux travées

Les chargements appliqués sont les mêmes que dans le cas de la travée isostatique et l'on retient les mêmes coefficients de répartition transversale des charges.

Nous retenons la répartition suivante pour ce qui concerne la connexion :

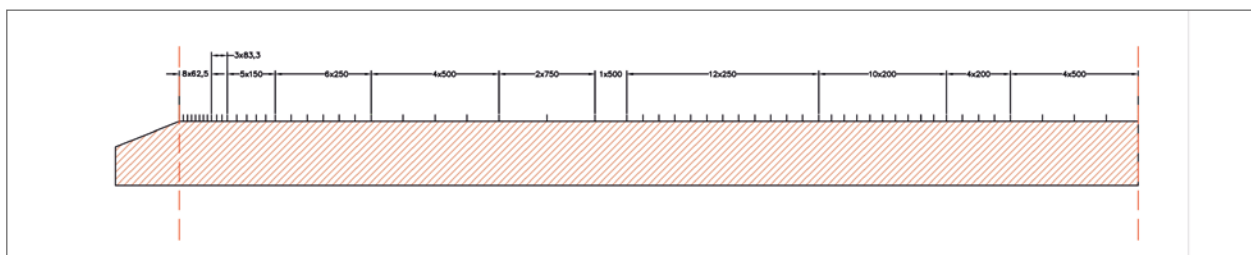


Figure 54 : Répartition des rangées de connecteurs

On dispose ainsi 60 rangées de 12 tirefonds sur la longueur d'une poutre d'axe d'appui sur culée à axe d'appui sur pile soit 720 tirefonds par demi-poutre de 15 m.

Pour une demi-poutre la répartition est la suivante :

- sur 0,5 m depuis l'axe d'appui : 8 espacements de 62,5 mm ;
- sur les 0,25 m suivants : 3 espacements de 83,3 mm ;
- sur les 0,75 m suivants : 5 espacements de 150 mm ;
- sur les 1,5 m suivants : 6 espacements de 250 mm ;
- sur les 2,0 m suivants : 4 espacements de 500 mm ;
- sur les 1,5 m suivants : 2 espacements de 750 mm ;
- sur les 0,5 m suivants : 1 espacement de 500 mm ;
- sur les 3,0 m suivants : 12 espacements de 250 mm ;
- sur les 2,0 m suivants : 10 espacements de 200 mm ;
- sur les 1,0 m suivants : 4 espacements de 200 mm ;
- sur les 2,0 m suivants : 4 espacements de 500 mm.



7.2 - Détermination des zones fissurées

Nous déterminons les contraintes en fibre supérieure du hourdis en béton armé à l'état initial à l'ELS caractéristique dans une analyse non fissurée et la comparons à $2.f_{ctm} = 2 \times 3,21 = 6,42$ MPa (figure 58).

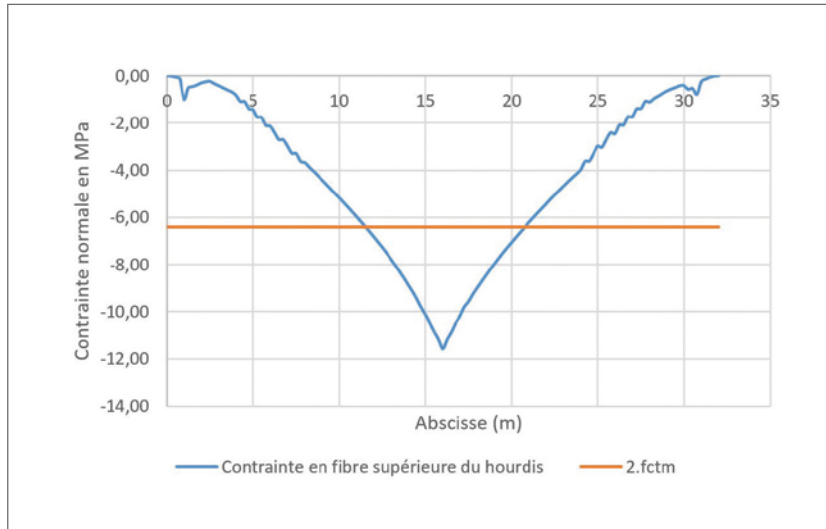


Figure 55 : Contrainte normale en fibre supérieure de la dalle béton à l'ELS caractéristique à l'état initial en analyse non fissurée

Nous obtenons des longueurs fissurées de l'ordre de 4,50 m de part et d'autre de l'appui central soit sur environ 30 % de la longueur de travée, ce qui est relativement important et traduit la participation du hourdis béton armé à la reprise des efforts sur pile.

7.3 - Justification de la connexion

Nous déterminons l'effort de glissement dans chaque rangée de connecteurs par le biais d'une analyse non fissurée. Pour comparaison, nous déterminons également cet effort en analyse fissurée. Le modèle poutre-échelle donne les efforts latéraux pour chaque rangée de connecteurs sous les différentes combinaisons d'actions. Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous.

Combinaisons	F_{ved} (kN)			
	Analyse fissurée		Analyse non fissurée	
	État initial	État final	État initial	État final
ELS	56	60	70	73
ELU actions quasi-permanentes	32	42	44	53
ELU	67	74	79	88

Tableau 53 : Efforts totaux sollicitant la connexion

Les sollicitations obtenues par l'analyse fissurée sont environ 15 % plus faibles que celles résultant de l'analyse non fissurée.

Pour la justification de la connexion, on retient les résultats de l'analyse non fissurée, on obtient :

À l'état initial

Combinaisons	F_{ved} (kN)	$F_{v,Rd}$ (kN)	Rapport	Vérification
ELU actions quasi-permanentes	44	93	0,47	Critère vérifié
ELU	79	93	0,85	Critère vérifié

Tableau 54 : Justification de la connexion à l'état initial



À l'état final

Combinaisons	$F_{v,Ed}$ (kN)	$F_{v,Rd}$ (kN)	Rapport	Vérification
ELU actions quasi-permanentes	53	62	0,85	Critère vérifié
ELU	88	93	0,95	Critère vérifié

Tableau 55 : Justification de la connexion à l'état final

La connexion est justifiée. Elle est dimensionnée par la vérification à l'état final à l'ELU en combinaison fondamentale.

La figure ci-après illustre l'allure des efforts dans les barreaux du modèle poutre-échelle, ramenés à une rangée de 12 tirefonds, obtenus à l'état final sous la combinaison fondamentale.

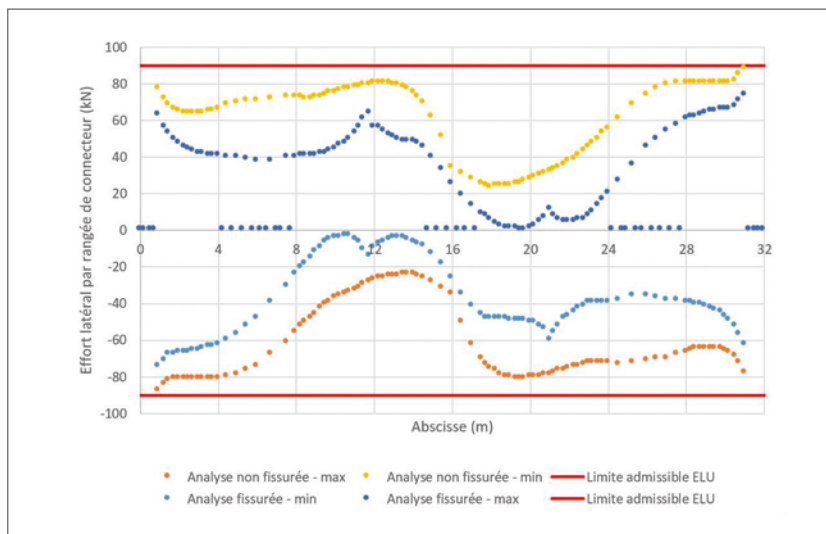


Figure 56 : Effort latéral dans les barreaux du modèle poutre-échelle ramené à une rangée de 12 tirefonds à l'état final sous la combinaison ELU fondamentale en analyse non fissurée

La figure ci-après illustre l'allure des déplacements dans les barreaux du modèle poutre-échelle pour la même combinaison.

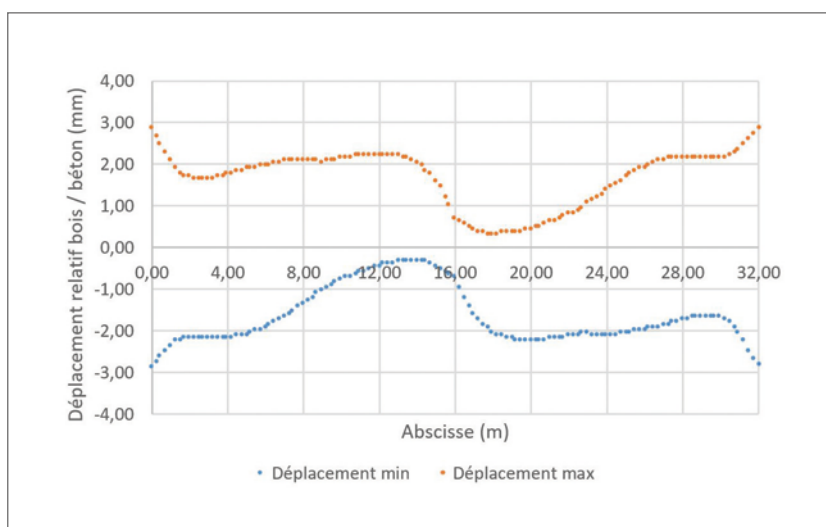


Figure 57 : Déplacement à l'interface bois/béton à l'état final sous la combinaison ELU fondamentale en analyse non fissurée

Le déplacement à l'interface bois/béton reste modéré, il atteint 3 mm aux extrémités de la poutre.



7.4 - Justification en contrainte normale

Les sollicitations sont déterminées sur la base de l'analyse fissurée.

Calcul des contraintes à l'ELU à l'état initial dans le bois

L'exploitation du modèle poutre-échelle (cf. annexe 6) permet de dresser le tableau suivant :

Combinaisons ELU	Bois	
	σ_n	σ_m
	MPa	MPa
Quasi-permanent	0,95	8,74
Caractéristique - LM action de base	1,16	12,47
Caractéristique - T° action de base	1,39	11,58

Tableau 56 : Contraintes ELU dans le bois à l'état initial dans le bois

σ_n représente la contrainte uniforme de traction (< 0) ou de compression (> 0) dans la nervure en bois.

σ_m représente la contrainte de flexion pure (toujours positive) dans la nervure en bois.

Vérifications à la mise en service

$$f_{c,0,d} = 0,9 \times \frac{24}{1,25} = 17,28 \text{ MPa}$$

$$f_{m,y,d} = 0,9 \times \frac{24}{1,25} = 17,28 \text{ MPa}$$

Critère : $(1,16 / 17,28)^2 + 12,47 / 17,28 = 0,005 + 0,72 = 0,73 < 1$ critère vérifié ✓

La vérification du bois est assurée en contraintes normales avec une marge de l'ordre de 25 %.

Evaluation des redistributions de fluage et de retrait

Les effets de fluage des matériaux sont obtenus en procédant à la différence des états non phasés de contraintes sous charges permanentes, en considérant successivement les caractéristiques initiales et finales des matériaux.

Les redistributions de retrait sont obtenues par différences :

- des contraintes sous retrait long terme appliqué sur la structure avec caractéristiques de long terme sous actions permanentes ;
- avec celles des contraintes sous retrait court terme appliqué sur la structure avec caractéristiques de court terme.

Redistributions de fluage et retrait	Bois	
	σ_n	σ_m
	MPa	MPa
Cas de charge		
Redistributions	-0,22	1,36

Tableau 57 : Contraintes de redistributions de fluage et de retrait

Les redistributions de contraintes par fluage sous charges permanentes et de retrait sont limitées. Ces redistributions provoquent au plus une augmentation de la contrainte de traction en fibre supérieure du bois de 1,6 MPa.



Calcul des contraintes à l'ELU à l'état final dans le bois

L'exploitation du modèle poutre-échelle (cf. annexe 6) permet de dresser le tableau suivant :

Combinaisons ELU	Bois	
	σ_n	σ_m
	MPa	MPa
Quasi-permanent	1,35	8,68
Caractéristique - LM action de base	1,66	12,55
Caractéristique - T° action de base	1,88	11,53

Tableau 58 : Contraintes ELU à l'état final dans le bois

Vérifications à l'état final sous actions quasi-permanentes ($k_{mod} = 0,6$)

$$f_{c,0,d} = 0,6 \times \frac{24}{1,25} = 11,52 \text{ MPa}$$

$$f_{m,y,d} = 0,6 \times \frac{24}{1,25} = 11,52 \text{ MPa}$$

Critère : $(1,35 / 11,52)^2 + 8,68 / 11,52 = 0,01 + 0,75 = 0,77 < 1$ critère vérifié ✓

La vérification du bois est assurée avec une marge de l'ordre de 35 %.

Vérifications à t infini sous actions de court terme ($k_{mod} = 0,9$)

$$f_{c,0,d} = 0,9 \times \frac{24}{1,25} = 17,28 \text{ MPa}$$

$$f_{m,y,d} = 0,9 \times \frac{24}{1,25} = 17,28 \text{ MPa}$$

Critère : $(1,66 / 17,28)^2 + 12,55 / 17,28 = 0,01 + 0,73 = 0,74 < 1$ critère vérifié ✓

La vérification du bois est assurée avec une marge de l'ordre de 25 %.

Calcul des contraintes à l'ELU à l'état final dans les aciers passifs

Les contraintes de traction dans les aciers passifs sont les suivantes :

Combinaison	Contrainte en MPa	
	État initial	État final
ELS fréquent	-114	-174
ELS caractéristique	-139	-198
ELU fondamentale	-173	-225

Tableau 59 : Contraintes ELU à l'état final dans les aciers passifs

À l'ELS caractéristique, la contrainte maximale dans les aciers passifs est de 198 MPa pour une limite admissible de 300 MPa (critère simplifié de vérification en fatigue).

À l'ELU caractéristique, la contrainte maximale dans les aciers passifs est de 225 MPa pour une limite admissible de $500 / 1,15 = 437$ MPa.

Les critères de justification des aciers sont vérifiés. ✓



Bibliographie et références réglementaires

- [1] Ponts mixtes bois/béton à poutres en lamellé-collé. Guide de conception. Cerema, Novembre 2019.
- [2] Eurocodes 0 et 1 – Application aux ponts et passerelles. Guide. Sétra, Février 2010.
- [3] Eurocode 2 – Application aux ponts-routes en béton. Guide. Sétra, Juillet 2008.
- [4] Eurocodes 3 et 4 – Application aux ponts-routes mixtes acier/béton. Guide. Sétra, Juillet 2007.
- [5] Eurocode 0 – Eurocodes structuraux – Base de calcul des structures (NF EN 1990). Mars 2003 + son amendement A1, Juillet 2007 + Annexes Nationales.
- [6] Eurocode 1 – Actions sur les structures – Partie 1.5 : Actions générales – Actions thermiques (NF EN 1991-1-5). Mai 2004 + Annexe Nationale.
- [7] Eurocode 2 – Calcul des structures en béton – Partie 1.1 : règles générales et règles pour les bâtiments (NF EN 1992-1-1). Octobre 2005 et son amendement A1, Février 2015 + Annexe Nationale.
- [8] Eurocode 2 – Calcul des structures en béton – Partie 2 : Ponts en béton – Calcul et dispositions constructives (NF EN 1992-2). Octobre 2005 + Annexe Nationale.
- [9] Eurocode 4 - Calcul des structures mixtes acier/béton - Partie 2 : règles générales et règles pour les ponts (NF EN 1994-2). Février 2006 + Annexe Nationale.
- [10] Eurocode 5 – Conception et calcul des structures en bois – Partie 1-1 : Généralités – Règles communes et règles pour les bâtiments (NF EN 1995-1-1). Novembre 2005 + son amendement A1, Octobre 2008 + Annexes Nationales.
- [11] Eurocode 5 – Conception et calcul des structures en bois – Partie 1.2 : généralités – Calcul des structures au feu. Septembre 2005 + Annexe Nationale (EN 1995-1-2).
- [12] Eurocode 5 - Conception et calcul des structures bois - Partie 2 : ponts (NF EN 1995-2). Mars 2005 + Annexe Nationale.
- [13] Structures en bois – bois lamellé-collé et bois massif reconstitué – Exigences (NF EN 14080). Août 2013.
- [14] Béton – Spécification, performance, production et conformité - Complément national à la norme NF EN 206 (NF EN 206 CN). Décembre 2014.
- [15] Produits laminés à chaud en aciers de construction - Partie 2 : conditions techniques de livraison pour les aciers de construction non alliés (NF EN 10025-2). Mars 2005, en révision.
- [16] Aciers pour béton armé – Aciers soudables – Partie 1 : barres et couronnes (NF A35-080-1). Décembre 2013.
- [17] Soudage – Goujons et bagues céramiques pour le soudage à l'arc des goujons (NF EN ISO 13918). Juillet 2008.
- [18] Structures en bois – Eléments de fixation de type tige – Exigences (NF EN 14592+A1). Août 2012.
- [19] Structures en bois Méthodes d'essais Détermination du moment plastique des organes d'assemblage de type tige (NF EN 409). Juillet 2009.
- [20] Self-tapping screws as reinforcements in beam supports – I Bejtka – H J Blaß – Lehrstuhl für Ingenieurholzbau und Baukonstruktionen – Meeting thirty-nine – Florence – Italy. August 2006.
- [21] Structure en bois – Assemblages réalisés avec des éléments mécaniques de fixation – Principes généraux pour la détermination des caractéristiques de résistance et de déformation (NF EN 26891). Août 1991.
- [22] Dossier pilote PSIDN 81.
- [23] Ponts mixtes – Recommandations pour la maîtrise de la fissuration des dalles. Guide. Sétra, Septembre 1995.
- [24] Dossier pilote PRP 75.



- [25] Guide pour la conception des ouvrages d'art en bois. AFGC – N. Didier – R. Le Roy – J.M. Tanis, Février 2013.
- [26] Étude de la rigidité de systèmes de connexion pour un pont type. A. Blonski, PFE de l'école des ponts ParisTech, financement Egis, 2009.
- [27] Optimisation et comportement en fatigue de la connexion bois-BFUP pour de nouveaux ponts mixtes. H. S. Pham. Thèse de doctorat de l'école des Ponts/université Paris Est. Sous la direction de R. Le Roy et G. Foret. Disponible sur www.theses.fr, 2009.
- [28] Guide pour la conception des ouvrages d'art en bois. N. Didier, R. Le Roy, J.M. Tanis. Guide technique de l'association française de Génie Civil, responsable éditorial R. Le Roy. 2013.
- [29] New wood composite bridges, European Journal of Environmental and Civil Engineering. R. Le Roy, H.S. Pham, G. Foret – vol.13, n°9, pp. 1125-1139, 2009.

Notations

Bois lamellé-collé

[NF EN 1995-1-1 + A1 + A2 + NA]

γ_M	Coefficient partiel pour les propriétés de matériaux, qui tient également compte des incertitudes de modélisation et des variations dimensionnelles
$\gamma_{M,fat}$	Coefficient partiel pour les vérifications en fatigue des matériaux
$\gamma_{M,v}$	Coefficient partiel pour les assembleurs en cisaillement
$\gamma_{M,v,fat}$	Coefficient partiel pour les assembleurs en cisaillement pour les vérifications en fatigue
$\gamma_{M,acc}$	Coefficient partiel pour les vérifications en combinaisons accidentelles
k_{mod}	Facteur de modification, permettant de tenir compte de l'influence de l'humidité et de la durée de chargement sur la résistance
k_{def}	Facteur de déformation permettant l'évaluation de la déformation de fluage et qui tient compte de la classe de service adéquate
K_{ser}	Module de glissement (N/mm)
$K_{ser,fin}$	Valeur finale du module de glissement (N/mm)
K_u	Valeur instantanée du module de glissement pour les États Limites Ultimes (N/mm)
$K_{u,fin}$	Valeur finale du module de glissement pour les États Limites Ultimes (N/mm)
ψ_2	Facteur pour la valeur quasi permanente d'une action variable
$(EI)_{ef}$	Rigidité en flexion efficace (N.m ²)
γ_1	Facteur tenant compte du glissement du matériau 1 (béton dans le cas du guide)
γ_2	Facteur tenant compte du glissement du matériau 2 (bois dans le cas du guide)
E_i	Module d'élasticité du matériau i de la section composée (MPa)
A_i	Aire de l'élément i de la section composée (m ²)
a_i	Distance entre l'axe neutre de la section composée et l'axe neutre de l'élément i (m)
σ_i	Partie de la contrainte normale due à l'effort normal de la liaison semi-rigide de la section composée, agissant à l'axe neutre de l'élément i (MPa)
$\sigma_{m,i}$	Autre partie de la contrainte normale due au moment de flexion agissant à l'axe de l'élément i (MPa)
$\tau_{2,max}$	Contrainte maximale de cisaillement dans l'élément 2 (bois dans le cas du guide) (MPa)
F_i	Charge ou effort de cisaillement sur un organe d'assemblage (N)
s (s_{min} , s_{max})	Espacement des organes de connexion (minimal, maximal) (m)
s_{moy}	Espacement moyen des organes de connexion (m) (ou s_{ef} selon EC5-1- 1)
w_c	Contreflèche si elle existe (m)
w_{inst}	Flèche instantanée (m)
w_{creep}	Flèche de fluage (m)
w_{fin}	Flèche finale (m)
$w_{net,finale}$	Flèche résultante finale (m)
$\sigma_{t,0,d}$	Valeur de calcul d'une contrainte de traction parallèle au fil (MPa)
$\sigma_{c,0,d}$	Valeur de calcul d'une contrainte de compression dans la direction du fil (MPa)



$\sigma_{m,y,d}, \sigma_{m,z,d}$	Valeurs de calcul de la contrainte de flexion selon les axes principaux y et z (MPa)	
k_m	Facteur considérant la redistribution des contraintes de flexion dans une section	
τ_d	Valeur de calcul de la contrainte de cisaillement (MPa)	
$f_{v,d}$	Valeur de calcul de la résistance au cisaillement perpendiculaire au fil (MPa)	
k_{cr}	Facteur de fissuration pour la résistance au cisaillement	
$\tau_{tor,d}$	Valeur de calcul d'une contrainte de cisaillement provenant d'une torsion (MPa)	
k_{shape}	Facteur dépendant de la forme d'une section	
$\sigma_{c,90,d}$	Valeur de calcul de la contrainte de compression dans la zone de contact perpendiculaire au fil (MPa)	
$f_{c,90,d}$	Valeur de calcul de la résistance en compression perpendiculaire au fil (MPa)	
$k_{c,90}$	Facteur tenant compte de la configuration du chargement, de la possibilité de fendage et d'un degré de déformation en compression	
$F_{c,90,d}$	Valeur de calcul de la charge de compression perpendiculaire au fil (N)	
A_{ef}	Aire de contact efficace perpendiculaire au fil (m ²)	
l	Longueur de contact réelle de l'appui (m)	
l_1	Distance entre nus d'appuis (m)	
R_d	Valeur de calcul d'une capacité résistante	
$R_{ax,d}$	Valeur de calcul de la capacité résistante d'un assemblage chargé axialement [NF EN 1995-1-1]	
$\sigma_{m,crit}$	Contrainte de flexion critique (MPa)	
$M_{y,crit}$	Moment de flexion critique (N.m)	
I_{tor}	Moment d'inertie de torsion (m ⁴)	
I_z	Moment d'inertie selon l'axe faible z (m ⁴)	
W_y	Module d'inertie selon l'axe fort y (m ³)	
k_{crit}	Facteur qui tient compte de la réduction de résistance due au déversement latéral	
$\lambda_{rel,m}$	Rapport relatif d'élanement correspondant à une flexion selon l'axe z	
$k_{c,z}$	Facteur d'instabilité qui tient compte de la réduction de résistance due au flambement	
k_z	Facteur d'instabilité	
β_c	Facteur de rectitude	
λ_z	Rapport d'élanement correspondant à une flexion selon l'axe z	
m	Dépend des conditions d'appui de la poutre	

[NF EN 14080]

$f_{m,g,k}$	Résistance à la flexion (MPa)	Noté $f_{m,k}$ dans [NF EN 1995-1-1]
$f_{v,g,k}$	Résistance au cisaillement (et torsion) (MPa)	Noté $f_{v,0,k}$ ou $f_{v,90,k}$ dans [NF EN 1995-1-1]
$G_{g,moyen}$	Module de cisaillement (MPa)	Noté G_{mean} dans [NF EN 1995-1-1]
$G_{mean,fin}$	Valeur finale moyenne du module de cisaillement (MPa)	
$G_{g,05}$	Module de cisaillement (MPa) – Fractile à 5% d'exclusion inférieure (MPa)	Noté $G_{0,05}$ dans [NF EN 1995-1-1]
$\rho_{g,k}$	Masse volumique (kN/m ³)	Noté ρ_k dans [NF EN 1995-1-1]
$\rho_{g,moyen}$	Masse volumique (kN/m ³)	Noté ρ_m dans [NF EN 1995-1-1]



Dans le sens du fil :

$f_{t,0,g,k}$	Résistance à la traction (MPa)	Noté $f_{t,0,k}$ dans [NF EN 1995-1-1]
$f_{c,0,g,k}$	Résistance à la compression (MPa)	Noté $f_{c,0,k}$ dans [NF EN 1995-1-1]
$E_{0,g,moyen}$	Module d'élasticité (MPa)	Noté E_{mean} dans [NF EN 1995-1-1]
$E_{mean,fin}$	Valeur finale moyenne du module d'élasticité (MPa)	
$E_{0,g,05}$	Module d'élasticité – Fractile à 5% d'exclusion inférieure (MPa)	Noté $E_{0,05}$ dans [NF EN 1995-1-1]

Perpendiculaire au fil :

$f_{t,90,g,k}$	Résistance à la traction (MPa)	Noté $f_{t,90,k}$ dans [NF EN 1995-1-1]
$f_{c,90,g,k}$	Résistance à la compression (MPa)	Noté $f_{c,90,k}$ dans [NF EN 1995-1-1]
$E_{90,g,moyen}$	Module d'élasticité (MPa)	Noté E_{mean} dans [NF EN 1995-1-1]
$E_{90,g,05}$	Module d'élasticité (MPa) – Fractile à 5% d'exclusion inférieure (MPa)	Noté $E_{0,05}$ dans [NF EN 1995-1-1]
f_v	Résistance au cisaillement joint de collage (MPa)	

Assemblages bois

$F_{v,ef,Rk}$	Valeur caractéristique efficace de la capacité résistante d'une file d'organes d'assemblage parallèle au fil (N)
$F_{v,Rk}$	Valeur caractéristique de la capacité résistante par organe parallèle au fil (N)
n_{ef}	Nombre efficace d'organes dans une ligne parallèle au fil
a_1	Espacement entre boulons ou tirefonds dans la direction du fil du bois
$f_{h,k}$	Valeur caractéristique de la portance locale (MPa)
t_1	Valeur minimale entre l'épaisseur de l'élément de bois latéral et la profondeur de pénétration (mm)
t_{ef}	Épaisseur efficace qui dépend du mode de rupture (mm)
$F_{ax,Rk}$	Capacité à l'arrachement du tirefond (N)
$F_{bs,Rk}$	Valeur caractéristique de la capacité de cisaillement en bloc (N)
$A_{net,t}$	Section résiduelle perpendiculaire au fil (m ²)
$A_{net,v}$	Section résiduelle en cisaillement dans la direction parallèle au fil (m ²)
$L_{net,t}$	Largeur résiduelle de la section perpendiculaire au fil (m)
$L_{net,v}$	Longueur résiduelle de la surface de rupture en cisaillement (m)
$l_{v,i}, l_{t,i}$	Distance entre tiges dans les sens longitudinaux et transversaux (m)
$f_{u,k}$	Valeur caractéristique de la résistance en traction (MPa)

• Boulons [NF EN 1995-1-1]

$f_{h,\alpha,k}$	Valeur caractéristique de la portance locale du bois et du LVL à un angle α vis-à-vis du fil (MPa)
$f_{h,0,k}$	Valeur caractéristique de la portance locale parallèlement au fil (MPa)
k_{90}	Paramètre fonction du type de bois (résineux, feuillus ou LVL) pour le calcul de la portance locale du bois



• Tirefonds [NF EN 14592+A1 et NF EN 1995-1-1]

d	Diamètre nominal tirefonds (mm)	
d_{ef}	Diamètre efficace (mm)	
l	Longueur totale tirefonds (mm)	
l_g	Longueur filetée tirefonds (mm)	
d_1	Diamètre intérieur de la partie filetée tirefond (mm)	
a_1	Espacement minimal d'un tirefond sur un plan parallèle au fil (mm)	
a_2	Espacement minimal d'un tirefond perpendiculaire à un plan et parallèle au fil (mm)	
$a_{1,CG}$	Distance d'extrémité minimale du centre de gravité de la partie filetée du tirefond dans l'élément (mm)	
$a_{2,CG}$	Distance de rive du centre de gravité de la partie filetée du tirefond dans l'élément (mm)	
α	Angle formé par l'axe du tirefond et la direction du fil, avec $\alpha \geq 30^\circ$.	
$M_{y,k}$	Moment d'écoulement plastique caractéristique d'un tirefond (kN.m) Noté $M_{y,Rk}$ dans [NF EN 1995-1-1]	
$f_{ax,k}$	Paramètre d'arrachement (ou de retrait) caractéristique tirefond (MPa)	
$F_{ax,\alpha,Rk}$	Valeur caractéristique de la capacité résistante à l'arrachement de l'assemblage constitués à un angle α vis-à-vis du fil (N)	
n_{ef}	Nombre efficace de tirefond	
n	Nombre de tirefond agissant simultanément dans un assemblage	
$f_{ax,k}$	Valeur caractéristique de la résistance à l'arrachement perpendiculairement au fil (MPa)	
$f_{head,k}$	Paramètre de résistance caractéristique à la traversée de la tête (MPa)	
$f_{tens,k}$	Capacité résistante caractéristique en traction (capacité de traction de la tête ou capacité de traction de la tige) (kN)	Non noté dans [NF EN 1995-1-1]
$f_{tor,k}$	Taux de torsion caractéristiques tirefond (MPa)	Non noté dans [NF EN 1995-1-1]
f_u	Résistance à la traction du fil (MPa)	
F_{est}	Charge maximale présumée (N)	[NF EN 26891]
F_{max} (ou $F_{v,u}$)	Charge maximale (N)	[NF EN 26891]
v	Glissement de l'assemblage (mm)	[NF EN 26891]
v_{01}	Glissement à $0,1.F_{max}$ (mm)	[NF EN 26891]
v_{04}	Glissement à $0,4.F_{max}$ (mm)	[NF EN 26891]
v_{06}	Glissement à $0,6.F_{max}$ (mm)	[NF EN 26891]

Hourdis béton

[NF EN 1995-2]

$b_{ef,c}$	Largeur efficace totale du hourdis en béton (m)
$b_{ef,1}$ et $b_{ef,2}$	Largeurs efficaces du hourdis en béton (m)
b	Largeur de la poutre bois (m)
$W_{inst,Q}$	Part de flèche instantanée due aux actions variables (m)



[NF EN 1992-1-1]

C_{nom}	Enrobage nominal (mm)
C_{min}	Enrobage minimal (mm)
ΔC_{dev}	Tolérance d'exécution (mm)
$C_{min,b}$	Enrobage minimal vis-à-vis des exigences d'adhérence (mm)
$C_{min,dur}$	Enrobage minimal vis-à-vis des conditions d'environnement (mm)
$\Delta C_{dur,\gamma}$	Marge de sécurité (mm)
$\Delta C_{dur,st}$	Réduction de l'enrobage minimal dans le cas d'acier inoxydable (mm)
$\Delta C_{dur,add}$	Réduction de l'enrobage minimal dans le cas de protection supplémentaire (mm)
f_{ck}	Résistance caractéristique en compression du béton, mesurée sur cylindre à 28 jours (MPa)
f_{cm}	Valeur moyenne de la résistance en compression du béton, mesurée sur cylindre (MPa)
f_{ctm}	Valeur moyenne de la résistance en traction directe du béton (MPa)
E_{cm}	Module d'élasticité sécant du béton
γ_c	Coefficient partiel relatif au béton
$\gamma_{c,fat}$	Coefficient partiel relatif à la fatigue du béton
γ_s	Coefficient partiel relatif à l'acier de béton armé ou de précontrainte
$\gamma_{s,fat}$	Coefficient partiel relatif à l'acier de béton armé ou de précontrainte sous chargement de fatigue
$\varepsilon_{ca}(t)$	Déformation due au retrait endogène à l'instant t
$\varepsilon_{ca}(\infty)$	Déformation due au retrait endogène au temps infini
$\varepsilon_{ca}(t, t_s)$	Déformation due au retrait de dessiccation à l'instant t
$\varepsilon_{cd,0}$	Déformation relative de retrait de dessiccation de référence
$\varepsilon_{cs}(t)$	Déformation totale de retrait
t	Âge du béton à l'instant considéré, en jours
t_s	Âge du béton (jours) au début du retrait de dessiccation (ou gonflement).
ε_{th}	Déformation de retrait thermique. Il s'effectue à court terme et traduit la différence de température existant au moment du durcissement entre le béton et le bois déjà en place.
$\beta_{as}(t)$	Fonction d'évolution du retrait endogène dans le temps
$\alpha_{ds1}, \alpha_{ds2}$	Coefficients qui dépendent du type de ciment
f_{cm0}	Constant prise égale à 10 MPa
β_{RH}	Coefficient qui dépend de l'humidité relative et de la température
RH	Humidité relative de l'environnement ambiant (%)
RH_0	Humidité de 100%
k_h	Coefficient dépendant du rayon moyen h_0
h_0	Rayon moyen (mm) de la section transversale = $2A_c/u$
A_c	Aire de la section du béton
u	Périmètre de la partie de la section exposée à la dessiccation
ϕ_t	Coefficient de fluage
l_0	Distance entre points de moment nul (ou portée équivalente) (m)
l_1	Longueur d'une travée de rive (m)
l_2	Longueur d'une travée centrale (m)



Renforcement par vis de frettage

$R_{90,d}$	Valeur de la capacité portante d'un bois fretté (N)
$R_{c,90}$	Valeur de la résistance à la compression perpendiculaire à la surface de l'appui (N)
$R_{c,90,eff}$	Valeur de la résistance à la compression perpendiculaire au-delà de la zone de renfort (N)
$R_{ax,d}$	Valeur de la capacité à l'enfoncement de la vis dans le bois (N)
$R_{c,d}$	Valeur de la résistance plastique à la compression avec prise en compte du flambement de la vis (N)
n	Nombre de vis de renfort
l_{ef}	Longueur efficace (m)
$l_{ef,2}$	Longueur efficace prise à la pointe des vis de renforcement (m)
l_s	Longueur des vis de renforcement (m)
k_c	Coefficient de réduction de la capacité portante en compression des vis de renforcement, du au risque de flambement
k	Valeur pour déterminer le coefficient de réduction k_c
$\bar{\lambda}$	Élancement réduit
$N_{pl,d}$	Résistance plastique des vis de renforcement (N)
$N_{ki,d}$	Charge critique de flambement des vis de renforcement en milieu élastique (N)
E_s	Module d'élasticité des vis de renforcement (acier) (MPa)
I_s	Inertie nette des vis de renforcement (m ⁴)
c_h	Module de fondation (de réaction horizontale) des vis de renforcement dans le bois (MPa)

Charges

[NF EN 1991-2]

$G_{k\ sup}$	Charges permanentes pondérales défavorables
$G_{k\ inf}$	Charges permanentes pondérales favorables
S	Action du retrait du béton
T_k	Effets thermiques
B_k	Butée du sol dont l'origine est considérée être liée essentiellement aux effets thermiques
$LM1$	Modèle de charge 1, constitué de charges concentrées TS (tandem) et de charges uniformément réparties UDL
UDL_k	Effet de la charge uniformément répartie du LM1
TS_k	Effet du tandem du LM1
AR	Aire résiduelle
α_{qi}, α_{qi}	Coefficients d'ajustement de certains modèles de charge sur les voies i ($i=1, 2...$)
α_{qr}	Coefficients d'ajustement des modèles de charge sur l'aire résiduelle
N_{obs}	Nombre de véhicules lourds (PTAC supérieur à 100kN) observés ou estimés, par an et par voie lente
Q_{ik}	Intensité de la charge d'essieu caractéristique (LM1) sur la voie conventionnelle numérotée i sur un pont routier (kN)



q_{ik}	Intensité de la valeur caractéristique de la charge verticale répartie (LM1) sur la voie conventionnelle numérotée i sur un pont routier (kN/m^2)
q_{rk}	Intensité de la valeur caractéristique de la charge verticale répartie (LM1) sur l'aire résiduelle de la chaussée (kN/m^2)
Q_{jk}	Force de freinage (kN)
w	Largeur de chaussée (m)
w_i	Largeur d'une voie conventionnelle (m)
l_r	Largeur résiduelle (m)
n_v	Nombre de voies
q_{fk}	Charges sur les trottoirs et pistes cyclables
q_{fcomb}	Valeur de combinaison de la charge de trottoir avec LM1 caractéristique (kN/m^2)
B_{kTs}	Poussée des surcharges
A	Action accidentelle

Effets thermiques

[NF EN 1991-1-5]

T_0	Température d'origine à la date où la configuration finale de l'élément de structure est réalisée
T_{\min}	Température minimale de l'air sous abri = valeur de la température minimale de l'air sous abri, avec une probabilité annuelle d'être dépassée de 0,02 (équivalant à une période moyenne de retour de 50 ans), basée sur les valeurs horaires minimales enregistrées
T_{\max}	Température maximale de l'air sous abri = valeur de la température maximale de l'air sous abri, avec une probabilité annuelle d'être dépassée de 0,02 (équivalant à une période moyenne de retour de 50 ans), basée sur les valeurs horaires maximales enregistrées
$T_{e,\min}$	Composante de température uniforme minimale des ponts
$T_{e,\max}$	Composante de température uniforme maximale des ponts
$\Delta T_{e,\min}$	Facteur de corrélation entre température minimale sous abri T_{\min} et composante de température uniforme minimale $T_{e,\min}$ (non défini dans AN de l'EC1-1-5)
$\Delta T_{e,\max}$	Facteur de corrélation entre température maximale sous abri T_{\max} et composante de température uniforme maximale $T_{e,\max}$ (non défini dans AN de l'EC1-1-5)
$\Delta T_{N,\text{con}}$	Étendue des variations négatives de la composante de température uniforme d'un pont ($T_0 \geq T_{e,\min}$)
$\Delta T_{N,\text{exp}}$	Étendue des variations positives de la composante de température uniforme d'un pont ($T_{e,\max} \geq T_0$)
ΔT_M	Composante linéaire du gradient thermique
ΔT_N	Étendue totale des variations de la température uniforme d'un pont

Aciers et assemblages acier

[NF EN 1993-1-1 ; NF EN 1993-1-8]

f_{yk}	Valeur caractéristique de la limite d'élasticité d'un acier de charpente (MPa)
E_a	Module d'élasticité de l'acier de construction (MPa)
γ_{M0}	Coefficient partiel pour l'acier de construction, appliqué à la résistance de sections droites, voir l'EN 1993-1-1, 6.1(1)



γ_{M1}	Coefficient partiel pour l'acier de construction, appliqué à la résistance d'éléments aux instabilités évaluée par vérification des éléments, voir l'EN 1993-1-1, 6.1(1)
γ_{M2}	Coefficient partiel de résistance à la rupture des sections transversales en traction et des assemblages (boulons, rivets, soudures, etc.)
γ_{M3}	Coefficient partiel de résistance au glissement ELU des assemblages de catégorie C
$\gamma_{M3,ser}$	Coefficient partiel de résistance au glissement ELS des assemblages de catégorie B
γ_{Mf}	Coefficient partiel pour l'étendue de contrainte équivalente à amplitude constante $\Delta\sigma_E, \Delta\tau_E$
γ_v	Coefficient partiel pour la résistance de calcul au cisaillement d'un goujon à tête
$F_{N,Rd}$ ou $N_{u,Rd}$	Résistance ultime de la section nette au droit des trous de fixation (N)
A_{net}	Aire nette de section transversale (m ²)
$F_{b,Rd}$	Résistance de calcul en pression diamétrale par boulon (N)
f_u	Résistance à rupture de l'acier de la plaque (MPa)
t	Épaisseur de la plaque (mm)
e_1	Pince longitudinale entre le centre d'un trou de fixation et le bord adjacent d'une pièce quelconque, mesurée dans la direction de l'effort transmis (mm)
p_1	Entraxe des fixations dans une rangée dans la direction de la transmission des efforts (mm)
d_0	Diamètre du trou pour un boulon, un rivet ou un axe d'articulation (mm)
f_{ub}	Résistance ultime à la traction des tirefonds (MPa)
$B_{p,Rd}$	Résistance de calcul au cisaillement par poinçonnement de la tête de boulon et de l'écrou (MPa)
d_m	Diamètre moyen de la tête du tirefond (mm)
$F_{t,Rd}$	Résistance de calcul à la traction par tirefond (MPa)
A_s	Section résistante d'un tirefond (mm ²)
$F_{v,Rd}$	Résistance de calcul au cisaillement par tirefond (MPa)
α_v	Facteur de réduction pour la résistance au cisaillement
γ_{Mb}	γ_{M2}

Construction mixtes acier/béton

[NF EN 1994-2]

$\gamma_{Mf,s}$	Coefficient partiel pour la résistance à la fatigue des goujons soumis au cisaillement
ψ_L	Multiplicateur de fluage
L_a	Longueur d'accrochage ou longueur de la zone d'introduction des charges (m)

Goujons [NF EN 1994-1-1]

f_u	Résistance à la traction ultime spécifiée du matériau goujon de connexion (MPa)
h_{sc}	Hauteur nominale hors tout du connecteur (m)
P_{RD}	Valeur de calcul de la résistance au cisaillement d'un connecteur (N)
P_{Rk}	Valeur caractéristique de la résistance au cisaillement d'un connecteur (N)
α	Paramètre de forme des goujons



Fatigue

[NF EN 1995-2]

$\sigma_{d,max}$	Contrainte de calcul maximale pour le modèle de charge de fatigue (MPa)
$\sigma_{d,min}$	Contrainte de calcul minimale pour le modèle de charge de fatigue (MPa)
f_k	Résistance caractéristique correspondante (MPa)
$\gamma_{M,fat}$	Coefficient partiel en fatigue
$f_{fat,d}$	Résistance de calcul en fatigue (MPa)
f_k	Valeur caractéristique de la résistance statique (MPa)
k_{fat}	Facteur prenant en compte la réduction de résistance selon le nombre de cycles de chargement
R	Rapport de $\sigma_{d,max}$ sur $\sigma_{d,min}$
t_L	Durée d'utilisation de projet (en général 100 ans)
β	Coefficient dépendant des conséquences de l'endommagement
N_{obs}	Nombre de cycle par an d'amplitude constante
a, b	Coefficients fonctions du type de sollicitation de fatigue

Notations générales

[Autres]

L	Portée d'une travée du tablier (m)
K_p	Coefficient de butée des terres
K_a	Coefficient de poussée des terres
S_{bois}	Section d'une nervure bois (m ²) (ou A_{bois})
S_{acier}	Section plaque de connexion acier (m ²)
$S_{béton}$	Section de béton associée à une nervure (m ²)
α_{cth}	Coefficient de dilatation du béton (m/m/°C)
α_{bth}	Coefficient de dilatation du bois (m/m/°C)
ϵ	Déformation (m/m)
I	Inertie ou moment quadratique (m ⁴)
μ	Moment statique (m ³)
E	Module d'élasticité (MPa)
h	Hauteur (m)
M_{Ed}	Moment de flexion de calcul (N.m)
V_{Ed}	Effort tranchant de calcul (N)
F_A	Action accidentelle
T_{Ed}	Moment de torsion de calcul (N.m)
η_1, η_2	Coefficients de calcul de contrainte de cisaillement due à la torsion dans une section rectangulaire
$F_{t,Ed}$	Effort de traction de calcul par tirefond à l'État Limite Ultime (N)
$F_{v,Ed}$	Effort de cisaillement de calcul par tirefond à l'État Limite Ultime (N)

Annexes

Annexe 1 - Essais *push-out* sur la connexion

Cette annexe décrit les études préliminaires, la conception des essais, la conduite des essais et les principaux résultats.

La recherche et la validation d'un système de connexion simple et performant pour le pont type a été réalisée par [Blonski, 2009]. Comme un des éléments cruciaux d'un tel ouvrage est l'interface entre le bois et le béton, on a souhaité que la connexion soit la plus rigide et la plus résistante possibles. En effet, les contraintes normales se réduisent et la rigidité flexionnelle augmentent significativement lorsque la connexion tend vers une connexion parfaite, c'est-à-dire une connexion sans glissement. Une telle performance peut être atteinte par collage comme cela a été démontré par [Pham 2007, Le Roy *et al.* 2009], mais le collage n'est pas envisagé ici du fait que l'on manque encore de validation sur le comportement à long terme des liaisons bois béton collées.

Un système de connexion par organes métalliques est donc à rechercher. Ces systèmes ne permettent pas d'atteindre la performance d'un système collé et leur raideur varie dans une large plage en fonction de la conception retenue. Ils bénéficient cependant de nombreuses applications dans le domaine du bâtiment, et de quelques-unes pour les ouvrages d'art [Didier, 2013]. Ce principe de connexion par organe métallique a donc été retenu. Le choix du système le plus approprié a été réalisé par comparaison des comportements en cisaillement, ce qui a nécessité la conception d'un essai spécifique.

Recherches préliminaires

Des recherches préliminaires ont porté sur l'analyse de la littérature et notamment des brevets assez nombreux des systèmes de connexion disponibles. Une étude bibliographique assez complète sur les systèmes existants est disponible dans la thèse de Pham [Pham, 2009]. Les solutions utilisées dans le domaine du bâtiment étant la plupart du temps brevetées, il a été décidé de mettre au point une connexion spécifique pour le projet pont type afin de bénéficier d'une liberté d'usage. Par rapport aux solutions développées pour le bâtiment, les efforts à transmettre sont ici plus importants si bien que la connexion peut être plus imposante dans ses dimensions. De plus, une validation sous sollicitation de fatigue doit aussi être envisagée.

À partir de la connaissance des différentes solutions existantes, 3 types de connecteurs ont été présélectionnés et testés en cisaillement :

- tirefond de gros diamètre (Figure 1) ;
- tirefond de gros diamètre équipée d'une rondelle épaisse soudée à la tige (Figure 2) ;
- connecteur à plaque avec goujons soudés (Figure 3).



Figure A1-1 : Connexion par tirefonds de gros diamètre

Le principe le plus simple en première analyse est de visser des organes métalliques dans le bois. Il s'agit simplement de tirefonds de gros diamètre (16 mm ici) que nous avons retenus comme système de référence. On note que la répartition nécessaire au sein du bois n'est pas forcément la même qu'au sein du béton. Cette solution ne permet pas un tel ajustement.

En cherchant à améliorer la rigidité, une intuition est qu'il faut compenser la relative souplesse du bois en compression locale par une rondelle rigide soudée au tirefond. Cet appui ayant pour fonction de reprendre une partie de l'effort à transmettre entre le bois et le béton, en améliorant l'encastrement du tirefond au sein du bois. C'est la proposition du système de tirefonds équipés de rondelles soudées épaisses (Figure 2). Les simulations par éléments finis sur Abaqus ont montré qu'un tel appui horizontal sur le bois augmente la rigidité d'environ 30%, ce qui a motivé la réalisation d'essais de validation.

Le prolongement de ce principe a été exploré et a conduit à réunir tous les organes métalliques sur une même plaque de répartition, celle-ci étant fixée par tirefonds dans le bois (Figure 3). Plusieurs avantages sont à noter pour cette solution. Tout d'abord, on dissocie le type d'organe noyé dans le béton de celui fixé au bois et on peut ainsi choisir le plus adapté à chaque matériau, tant en typologie qu'en répartition. Ensuite le système reprend le principe de plaque, laquelle, en s'appuyant sur le bois, vient limiter les contraintes de compression locales entre tirefonds et bois. Enfin, dans le cas de tablier à deux travées, la plaque continue peut jouer le rôle de tirant et reprendre la traction en zone de moment négatif sur appui intermédiaire.

Les essais réalisés au laboratoire Navier ont consisté à comparer les 3 solutions : tirefonds, tirefonds avec rondelle soudée, et connecteur à plaque.



Figure A1-2 : Tirefonds avec rondelle soudée



Figure A1-3 : Connecteur à plaque

Conception de l'essai

L'essai qui a été retenu pour la vérification de performance des systèmes de connexion est celui à double cisaillement dit essai *push-out* (Figure 4). Il consiste à exercer un effort central appliqué sur un élément de poutre en bois, lequel est supporté de part et d'autre par deux éléments de dalle en béton armé, la liaison entre le béton et le bois étant réalisée par les connecteurs à étudier (Figure 5). Huit capteurs de déplacement de type LVDT sont placés de part et d'autre du corps d'épreuve (Figure 6). La résistance moyenne du béton pour ces essais, mesurée sur éprouvette 16*32 à 28 jours, est de 58 MPa.

Le protocole a consisté à faire des montées et descentes successives de la charge afin d'évaluer les déformations plastiques. En traçant la courbe effort en fonction du glissement relatif moyen entre béton et bois, on obtient la raideur du connecteur. Dans ces essais exploratoires, nous avons comparé les raideurs K pour une même charge de 70 kN en prenant garde qu'à cette valeur, la liaison suivie bien un comportement élastique.

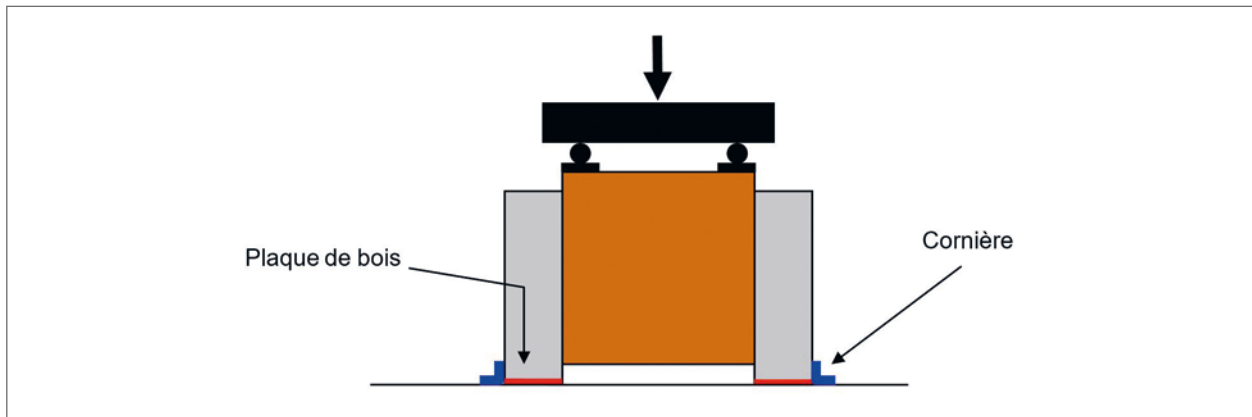


Figure A1.4 : Schéma de l'essai push-out

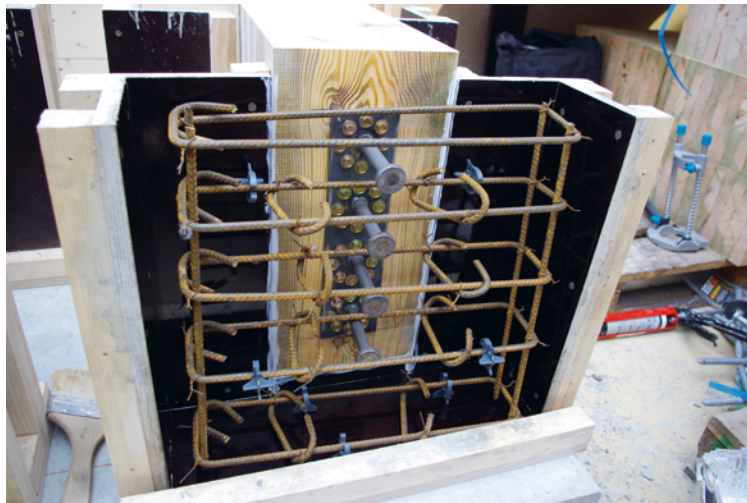


Figure A1-5 : Corps d'épreuve de l'essai push-out. Vue du ferrailage et du connecteur semi-continu avant bétonnage. La photo montre une variante avec 8 tirefonds par connecteur Nelson, l'essai standard étant avec 4 tirefonds

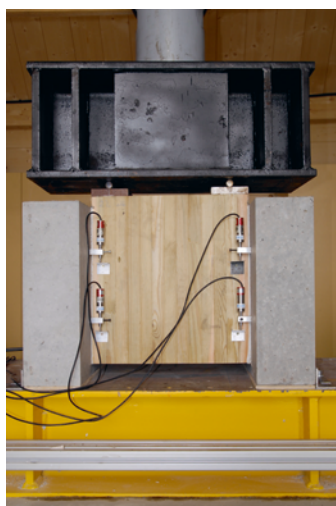


Figure A1-6 : Vue du corps d'épreuve avant essai

Résultats

Un ensemble de 17 essais sur les 3 types de connecteurs et leurs variantes a été effectué dans cette campagne. Pour un souci de clarté, 3 résultats représentatifs ont été retenus (Figure 7). Ils montrent que les solutions se distinguent d'abord par leur comportement dans le domaine post élastique. Le comportement le plus efficace dans le domaine plastique est le connecteur à plaque, celui-ci présentant la rigidité la plus grande. Le connecteur à tirefonds voit une plastification apparaître aux environ de 100 kilonewton, soit la moitié environ de la valeur obtenue pour le connecteur à plaque. Le connecteur à tirefond équipé d'une rondelle épaisse a un comportement intermédiaire. Sa plastification démarre pour une force peu différente de celle du connecteur à plaque tout en ne présentant pas la même performance dans la zone plastique ; La raideur moyenne en cisaillement du connecteur à plaque est aussi la plus élevée, bien que le gain soit assez modeste (Tableau 1). Le tableau 1 donne les valeurs moyennes obtenues pour l'ensemble du corps d'épreuve, et donc pour deux plans de cisaillement, chaque plan comportant 4 goujons fixés au bois par 4 ou 8 tirefonds. Pour calculer la raideur d'un goujon, ces chiffres sont donc à diviser par 8. Ce calcul nous donne un ordre de grandeur de 400 kN/mm par goujon.

L'observation des modes de rupture montre que pour la solution de référence, des rotules plastiques apparaissent, conformément à l'un des modes prévus dans l'EC5 (Figure 8). Pour le connecteur à plaque, la plastification des tirefonds se termine par un cisaillement de ceux-ci, déclenchant ainsi la rupture (Figure 9).

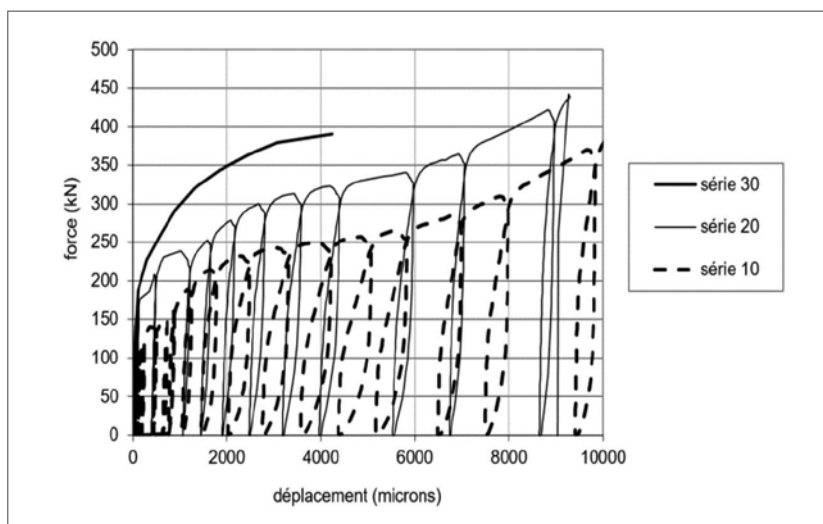


Figure A1-7 : Exemple typique de résultats obtenus pour les 3 solutions (série 10 tirefonds seuls, série 20 tirefonds avec rondelle soudée, série 30 connecteur à plaque. L'essai 30 ne fait apparaître que la courbe enveloppe sans les cycles, par souci de clarté

Type	ESSAI	K(70kN) (GN/m)	K moyen (GN/m)
Tirefond	11	4,64	3,46
	12	2,94	
	13	2,8	
Tirefond plus rondelle épaisse	21	3,23	3,49
	22	4,53	
	23	2,7	
Connecteur à plaque 4 tirefonds par goujon	30	5,2	3,52
	31	3,12	
	41	3,44	
	42	3,04	
	43	3,64	
Connecteur à plaque 8 tirefonds par goujon	44	2,704	4,15
	32	4,8	
	33	3,5	

Tableau A1-1 : Pente de la courbe effort-déplacement pour les corps d'épreuve mesurée à 70 kN



Figure A1-8 : Plastification du tirefond



Figure A1-9 : Faciès de rupture pour le connecteur à plaque

Conclusion

Les recherches exploratoires présentées ont abouti au choix du connecteur à plaque. Ce dernier, simple dans sa conception, présente la particularité de posséder des ancrages adaptés à chacun des matériaux (goujon pour le béton et tirefonds pour le bois). Outre la valeur de rigidité importante, mais pas beaucoup plus que les autres systèmes testés, ce connecteur présente le comportement le plus satisfaisant dans le domaine plastique. Des essais complémentaires de fatigue permettront de valider son comportement dans l'optique d'un usage pour les ouvrages d'art.

Annexe 2 - Essais en fatigue sur la connexion

Présentation des essais

Contexte

À l'occasion d'une première application du guide « *Ponts-routes à tablier mixte bois/béton à poutres sous chaussée* » au PS12 sur la RN1019 entre Amblans et Lure, il est apparu nécessaire d'effectuer des vérifications sur la tenue en fatigue de la connexion bois/béton préconisée. Cette dernière, comme il a été dit dans le corps du guide, a été développée suite à des essais réalisés en 2009 par MM. Blonski et Le Roy au laboratoire Navier (UMR 8205, Ecole des Ponts, IFSTTAR, CNRS). Les essais présentés ici et réalisés sur la plateforme d'essai des structures de l'IFSTTAR à l'été 2012 visent ainsi à illustrer l'évolution dans le temps de la raideur de la connexion et la résistance résiduelle et ce afin de valider le modèle de dimensionnement retenu dans le guide. Ils ont pour but également d'illustrer une procédure d'essai robuste dans le cas où une variante du système de connexion serait proposée. Ces essais ont été financés, comme convenu dans la convention DREAL FC / DIRE / CETE Est / SETRA accompagnant le projet d'ouvrage pilote, par la DREAL Franche-Comté, futur maître d'ouvrage.

Ces essais comportaient deux corps d'épreuve : un avec tirefonds droits, un autre avec tirefonds inclinés à 45°. Si les performances en fatigue des deux corps d'épreuve furent similaires, la raideur de ce dernier et sa capacité plastique de glissement s'avèrent respectivement 20 % et 60 % plus faibles. Nous ne développerons donc dans la suite de ce rapport que les résultats des essais du corps d'épreuve à tire-fonds droits.

Corps d'épreuve

Le corps d'épreuve (Figure A2.1) est symétrique et comporte deux lignes de quatre connecteurs régulièrement espacés dans la hauteur. Ces connecteurs, des goujons Nelson, sont noyés dans le béton et soudés à une platine métallique continue, elle-même connectée au bois au moyen de quatre tirefonds par goujon. Les tirefonds sont droits et leur tête conique est insérée dans la platine métallique qui a été préalablement usinée à cet effet. La continuité de la platine homogénéise la répartition des efforts entre les goujons et par la suite entre les tirefonds ce qui limite les risques d'endommagement par localisation des contraintes. Les plans détaillés du corps d'épreuve sont donnés en figure A2.2.



Figure A2-1 : Vue du corps d'épreuve

Les caractéristiques de base des matériaux utilisés sont les suivantes :

- bois lamellé-collé GL28h d'une masse volumique de 474 kg/m³ ;
- béton C35/45 de classe XF4 avec $e/c = 0,4$;
- tirefonds WFC 10 x 100 ;
- goujons Nelson de 16 mm de diamètre et de 10 cm de hauteur.

Les corps d'épreuve ont été fabriqués par le LRPC Nancy sans incident majeur. Le rapport du LRPC mentionne seulement un léger défaut de parallélisme sur le corps d'épreuve du fait d'un mouvement du coffrage lors du coulage. L'acheminement des corps d'épreuve à l'IFSTTAR Paris a été effectué par transporteur, sans incident.

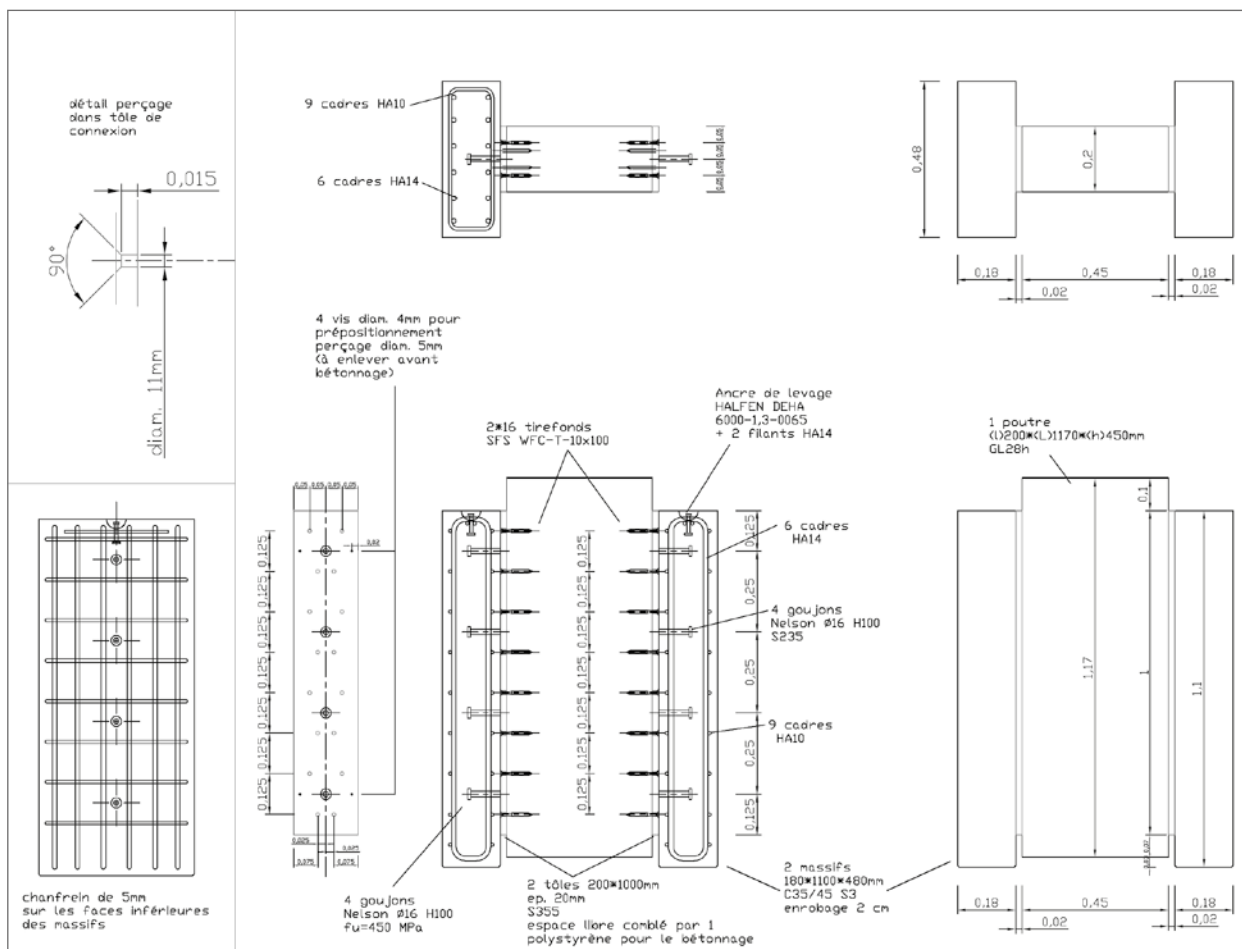


Figure A2-2 : Plan détaillé du corps d'épreuve

Dispositif de chargement

Le corps d'épreuve a été testé sur la plateforme d'essai des structures de l'IFSTTAR au moyen d'essais de type *push-out* réalisés sur un montage dédié illustré figure A2.3. Le montage comprend quatre poteaux ancrés dans le sol sur lesquels sont attachés deux couples de traverses rigides qui supportent le vérin. Ce dernier est un vérin à palier hydrostatique d'une capacité de 1000 kN en statique et 800 kN en dynamique. Il exerce sur le corps d'épreuve un effort dirigé du haut vers le bas de façon à ce que celui-ci soit en compression. Cette compression d'ensemble ayant tendance à générer un écartement en pied des deux blocs de béton, un dispositif de bridage des déplacements latéraux a été mis en place au niveau du sol afin de limiter autant que possible les efforts d'arrachement au niveau de la connexion.

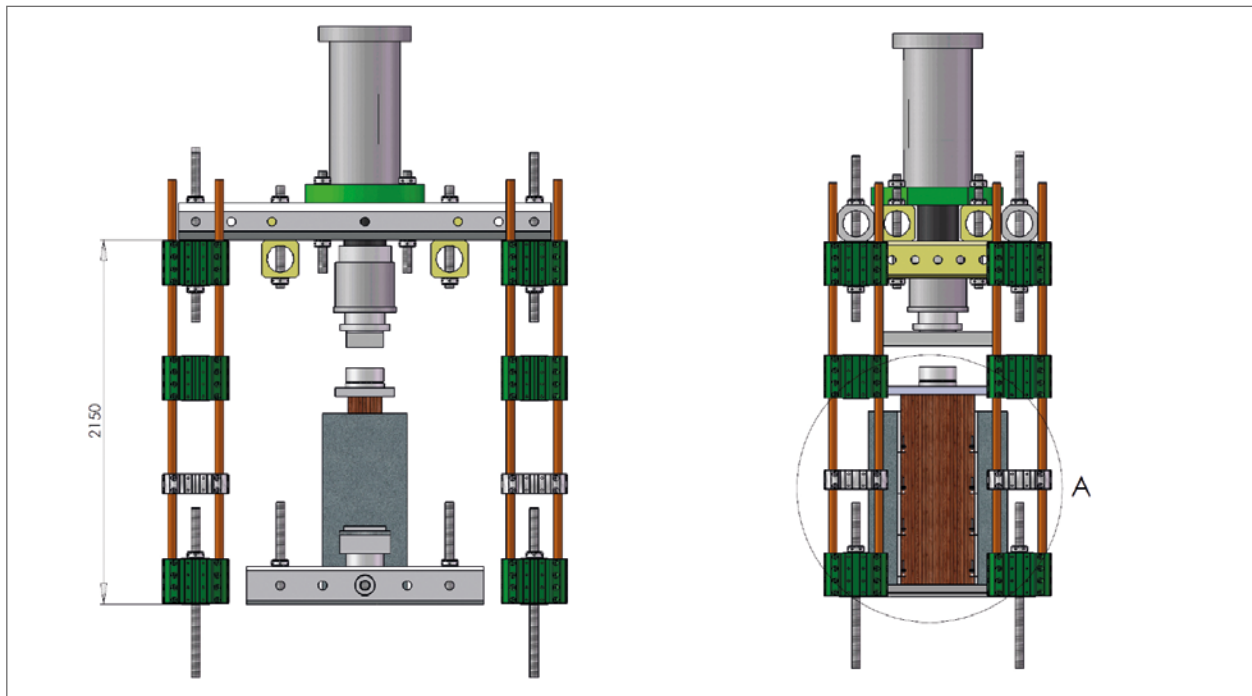


Figure A2-3 : Vue de face et vue de côté du montage pour l'essai push-out

Définition du programme de chargement

Définition des efforts de référence par tirefond

Le cas de charge de référence pour le test de fatigue a été défini sur la base des charges envisagées pour un pont de type routier d'une quinzaine de mètres de portée. L'idée était que le niveau de sollicitation des connexions dans le corps d'épreuve testé en fatigue devait être comparable à celui de la connexion dans l'ouvrage de référence. Le cas de charge dimensionnant pour la connexion y était l'ELU associé au passage d'un tandem TS (comme dans le guide), alors que le chargement de fatigue est associé au passage de convoi de type FLM3. Le rapport entre les deux était de 35 %, tandis que l'ELS quasi permanent s'établissait à 10 % de la charge ELU (le retrait n'avait pas été pris en compte, ce qui explique la différence avec la justification en fatigue proposée en section 7 du présent guide). On a ensuite défini les charges caractéristiques de fatigue $F_{F,max}$ et $F_{F,min}$ par tirefond en fonction de l'effort sollicitant ($F_{ed} = F_{ELU}$). Ce dernier est choisi égal à la capacité résistante F_{Rd} qui s'exprime facilement en fonction de la valeur caractéristique du tirefond F_k (i.e. $F_{Rd} = F_k \cdot k_{mod} / \gamma_M$ avec $k_{mod} = 0,9$ et $\gamma_M = 1,3$). On a donc ainsi :

$$F_{F,max} = 0,35 \cdot F_{ELU} \quad \text{et} \quad F_{F,min} = 0,10 \cdot F_{ELU} \quad \text{avec} \quad F_{ELU} = \frac{k_{mod} F_{Rd}}{\gamma_M}$$

Sachant que la valeur caractéristique de la capacité d'un tirefond droit (ici des WFC 10x100) calculée selon l'EC5 est $F_k = 7,1$ kN (en tenant compte de l'effet de corde), les charges de fatigue vues par chaque tirefond sont les suivantes :

$$F_{F,max} = 0,35 \frac{k_{mod}}{\gamma_M} F_k = 1,74 \text{ kN} \quad \text{et} \quad F_{F,min} = 0,1 \frac{k_{mod}}{\gamma_M} F_k = 0,52 \text{ kN}$$

Le critère proposé dans l'EC5 est un critère en contrainte mais il se transpose aisément en un critère sur l'effort maximum appliqué aux organes $F_{F,max}$:

$$F_{F,max} < k_{fat} \frac{F_k}{\gamma_{m,fat}}$$

où

- $\gamma_{m,fat} = 1$ (EC5 partie 2 tableau 2.1) ;
- k_{fat} est un facteur prenant en compte la réduction de résistance selon le nombre de cycles de chargement :

$$k_{fat} = 1 - \frac{1 - R}{a(b - R)} \log(\beta N)$$

avec :

- N = nombre de cycles : l'ouvrage modèle considéré ici est un ouvrage routier fortement circulé ; le nombre de cycles de référence est donc de 2 millions par an, le pont étant dimensionné pour une durée de cent ans, soit 200 millions de cycle sur la durée de l'ouvrage ;
- $\beta = 3$ (La rupture de la connexion dalle/poutre a des conséquences importantes) ;
- a et b sont des coefficients qui dépendent du type de sollicitation de l'assemblage (cf. tableau A-1) : ici celui-ci est assimilé à un assemblage par broches de diamètre < 12 mm (et pas des pointes car il y a un préperçage), donc $a = 6$ & $b = 2$;
- R l'amplitude relative de ces cycles : $R = \frac{F_{F,min}}{F_{F,max}}$, soit ici $R = \frac{0,52}{1,74} = 0,3$

L'application numérique donne $k_{fat} = 0,46$, qui assure l'absence de risque de rupture par fatigue de la connexion testée. Cependant, il a été convenu par le groupe de travail d'une part de définir les charges de référence en fatigue comme celles de l'ouvrage augmentées de 50 % tout en conservant l'amplitude relative R des cycles de chargement (le facteur R jouant un rôle clef dans la vérification en fatigue), et d'autre part de réaliser un test sur 2 millions de cycles seulement mais avec un même niveau d'endommagement que sur 200 millions de cycles. On pondère donc les charges trouvées précédemment par le rapport des k_{fat} et on les multiplie par 1,5 pour être bien conservatif, de sorte que les efforts par tirefonds sont finalement donnés par :

$$F_{t,max} = 1,5 \cdot \frac{k_{fat}^{2M}}{k_{fat}^{200M}} \cdot F_{F,max} = 3,3kN \quad \text{et} \quad F_{t,min} = 1,5 \cdot \frac{k_{fat}^{2M}}{k_{fat}^{200M}} \cdot F_{F,min} = 1,0kN$$

On vérifie bien que même sous cette charge sécuritaire, le critère de fatigue est respecté :

$$F_{t,max} = 3,3kN < k_{fat}^{2M} \frac{F_k}{\gamma_{m,fat}} = 0,58 \cdot 7,1 = 4,1kN$$

Sachant que les corps d'épreuve comportent deux plans de connecteurs constitués chacun de quatre goujons Nelson associés eux-mêmes à quatre tirefonds, la charge totale que doit appliquer le vérin pendant 2 millions de cycles varie entre :

$$F_{tot,max} = 32 \cdot 3,3kN = 106kN \quad \text{et} \quad F_{tot,min} = 32 \cdot 1,0kN = 32kN$$

Pour des raisons de commodité de mise en œuvre, on a arrondi les charges ci-dessus à :

$$F_{max} = 110kN \quad \text{et} \quad F_{min} = 30kN$$

L'amplitude relative est ainsi légèrement plus défavorable ($R=0,27$), de même la valeur de la charge maximale, mais la vérification en fatigue reste très large⁽¹⁰⁾ :

$$F_{max} = 110kN < k_{fat}^{2M} (R = 0,27) \cdot 32 \cdot F_k = 0,57 \cdot 32 \cdot 7,1 = 129kN$$

10 On vérifie bien ici que l'ouvrage type dimensionné dans le guide présente une sollicitation inférieure à celle testée expérimentalement. En effet, on aurait pour celui-ci :

- $F_{ELU} = F_{Rd}$
- $F_{F,max} = 19/130 F_{ELU} = 15\% F_{ELU}$ et $F_{F,min} = 1/130 F_{ELU} = 0,7\% F_{ELU}$ soit $R = 0,05$
- et donc, pour $N = 100\,000$ cycles/an, avec conséquence importante $\beta = 3$ et connexion par broche (les tirefonds sont mis en place avec pré-perçage) $a = 6$ et $b = 2$, on obtient : $k_{fat} = 0,39$
- le critère équivaldrait ainsi à $F_{F,max} = 0,19 F_{ELU} < k_{fat}^{2M} F_{Rd} = 0,39 F_{ELU}$ et serait vérifié.

Définition du programme de chargement

Afin de pouvoir mieux suivre l'évolution de la raideur des corps d'épreuve, les deux millions de cycles ne sont pas réalisés d'un seul trait mais entrecoupés d'essais quasi statiques, la fréquence de ces essais diminuant avec le temps. Le programme suivant a donc été effectué :

- essai statique n° 0 : type EC4
- 0,39 10^6 cycles
- essai statique n° 1
- essai statique n° 7
- 10 cycles
- 0,5 10^6 cycles
- essai statique n° 2
- essai statique n° 8
- 100 cycles
- 0,5 10^6 cycles
- essai statique n° 3
- essai statique n° 9
- 103 cycles
- 0,5 10^6 cycles
- essai statique n° 4
- essai statique n° 10
- 104 cycles
- essai statique ELU : charge-décharge
- essai statique n° 5
- essai à rupture.
- 105 cycles
- essai statique n° 6

L'amplitude des cycles est celle définie précédemment ($F_{\max} = 110$ kN, $F_{\min} = 30$ kN).

Les essais statiques sont réalisés en s'inspirant des recommandations de l'EC4 pour l'identification de la raideur d'une connexion qui suggèrent de réaliser 25 cycles entre 5 % et 40 % de la charge de ruine supposée, avant d'aller à rupture (en une quinzaine de minutes). La charge de ruine supposée est ici : $F_{\text{rup}} = 32 F_k \approx 227$ kN, de sorte que 5 % $\cdot F_{\text{rup}} \approx 11$ kN et 40 % $\cdot F_{\text{rup}} \approx 91$ kN. L'amplitude des cycles des essais de fatigue étant supérieure à celle exigée par la norme, on se contente lors des essais statiques intermédiaires d'effectuer un cycle entre 11 kN et 91 kN.

L'essai de fatigue se termine par un essai statique à rupture : l'éprouvette est déchargée puis chargée progressivement en pilotage en déplacement de façon à ce que la rupture survienne en une quinzaine de minutes. Le choix d'un essai statique à rupture plutôt que d'un essai dynamique a été fait pour deux raisons. Tout d'abord la grandeur de référence dans le dimensionnement en fatigue est toujours la résistance caractéristique en statique. Dans une procédure standard d'essais en fatigue, des essais statiques à rupture sont donc toujours menés avant les tests de fatigue. Cela n'a pas été possible ici, de sorte que l'on s'est basé pour les essais de fatigue sur la résistance caractéristique de l'Eurocode. Néanmoins, en faisant l'hypothèse que le corps d'épreuve est peu endommagé, on peut évaluer cette résistance en fin d'essai et valider ainsi *a posteriori* l'hypothèse initiale. Ensuite pour pouvoir déduire une information utile d'un essai de rupture en fatigue, il faut faire deux hypothèses fortes : d'une part que les effets des cycles peuvent se cumuler (selon un modèle de type Palmgren-Miner) et d'autre part que le diagramme de Woehler est bien une droite dans le cas des connexions étudiées. L'une comme l'autre de ces hypothèses ne peuvent pas être vérifiées ici statistiquement parlant.

Instrumentation mise en œuvre

L'instrumentation mise en œuvre comporte 24 voies d'acquisition réparties comme suit (voir figure A2-4) :

- 1 peson pour la mesure de l'effort appliqué (en plus de la mesure du vérin),
L'enregistrement continu permet le calcul de la raideur pour chaque cycle ;
- 16 extensomètres dédiés à la mesure des déplacements relatifs bois/béton.
Les extensomètres sont placés selon quatre plans horizontaux situés à hauteur des connecteurs acier/béton. Ils mesurent le déplacement relatif du béton et du bois sur les deux faces visibles des deux plans verticaux de connexions. Cela permet de calculer une moyenne des déplacements relatifs par plan horizontal (H : plan haut, H-I : plan haut intermédiaire, B-I : plan bas intermédiaire, B : plan bas) et ensuite une moyenne sur l'ensemble des plans horizontaux. Ces déplacements moyens servent ensuite au calcul de la raideur de chaque connecteur ainsi que du corps d'épreuve dans son ensemble ;
- 3 LVDTs dédiés à la mesure des déplacements d'ensemble et au contrôle de la stabilité des corps d'épreuve (en plus de la mesure intégrée du déplacement du vérin) ;
- 1 capteur de température.
Situé à proximité du corps d'épreuve à l'extérieur de celui-ci. Il mesure l'évolution de la température au voisinage de celui-ci, ce qui permet d'évaluer, aux effets d'inertie thermique près, l'évolution de la température de la liaison bois/béton ;
- 1 compteur de cycles.

Le schéma d'ensemble de positionnement des différents capteurs est présenté ci-dessous.

Incidents notables lors du déroulement des essais

Aucun incident majeur n'a eu lieu durant les essais.

Quelques difficultés de réglage du contrôle du vérin ont été rencontrées au tout début de l'essai ce qui a entraîné quelques surcharges de l'éprouvette (bien en dessous de la résistance admissible de celle-ci) et la perte de quelques centaines de cycles. Cela reste sans conséquence sur le résultat final des essais en fatigue étant donné le faible niveau des sollicitations et leur faible nombre.

Également, un léger défaut de planéité du dispositif d'appui du corps d'éprouve (quelques dixièmes de millimètre au centre de la plaque) a entraîné un déplacement latéral du corps d'éprouve (de quelques dixièmes de millimètre au niveau de la partie supérieure du bloc béton). Les efforts secondaires induits par ces déplacements latéraux restent cependant inférieurs de plusieurs ordres de grandeur à ceux produits par le chargement principal de la structure.

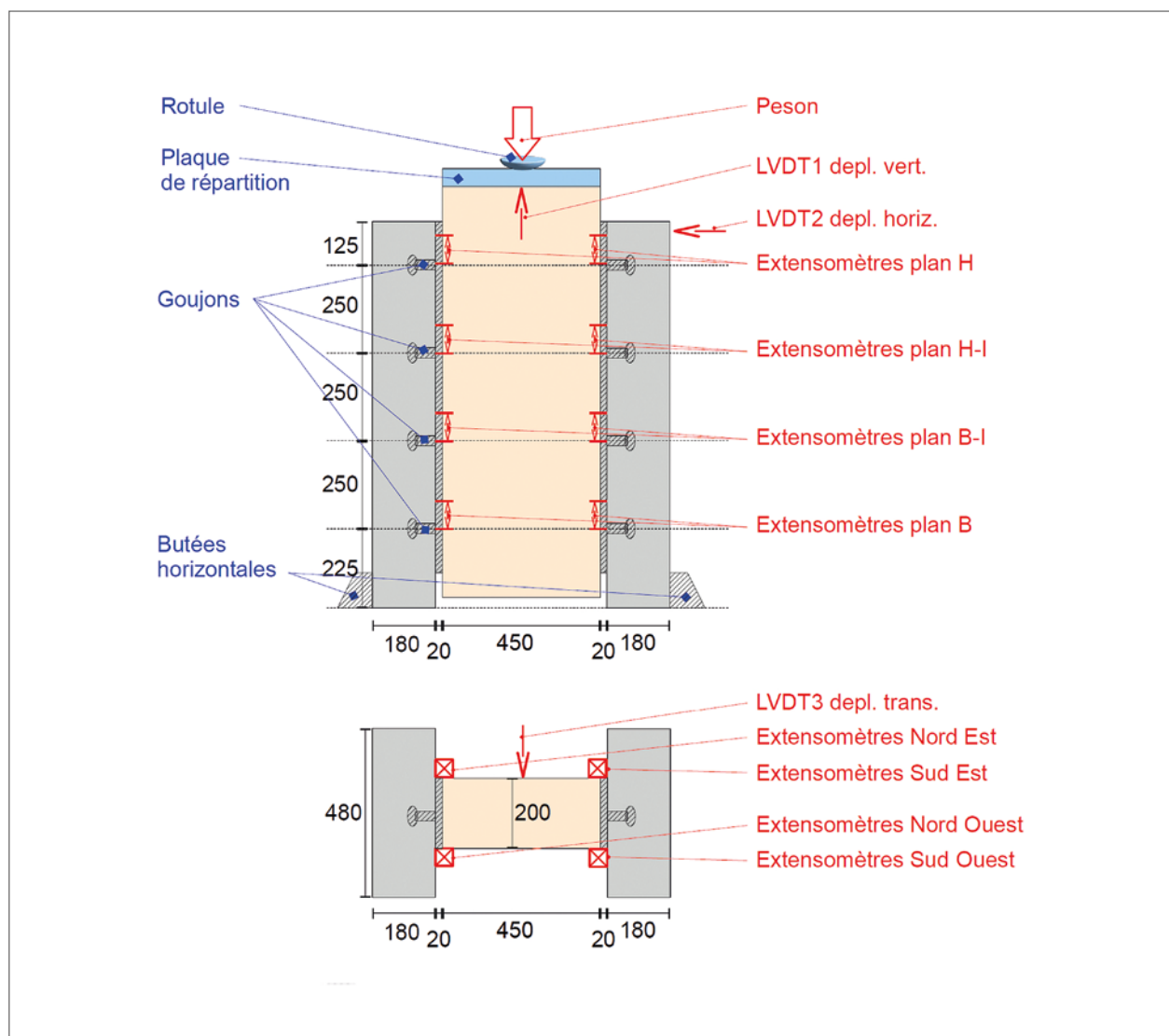


Figure A2-4 : Implantation de l'instrumentation sur le corps d'éprouve

Résultats détaillés

Caractérisation des matériaux

Les essais de caractérisation du béton ont eu lieu au LRPC de Nancy jusqu'à 28 jours inclus et ensuite à l'IFSTTAR Paris. Globalement, le béton correspond aux spécifications fixées par le cahier des charges initial. Les essais de caractérisation du bois n'ont malheureusement pas pu avoir lieu avant le déménagement de l'IFSTTAR à Marne-la-vallée et sont donc en attente. Cependant, une sélection soignée des lamelles avait été effectuée par l'entreprise lamelliste et la masse volumique caractéristique du bois avait alors été évaluée à $474 \pm 7 \text{ kg/m}^3$, ce qui permet déjà d'obtenir une première estimation des caractéristiques mécaniques qui sont fortement corrélées avec la masse volumique.

Analyse des essais statiques

Des essais statiques ont été réalisés avant, pendant et après l'essai de fatigue. Durant ces essais, les mesures sont enregistrées en continu ce qui permet d'étudier dans le détail l'évolution du glissement en fonction de la force au cours d'un cycle. L'information principale recherchée restant malgré tout la raideur moyenne de la connexion, c'est avant tout à celle-ci que l'on s'intéressera, avec tout d'abord l'évaluation de la raideur théorique selon l'EC5, puis son évaluation expérimentale selon la norme NF EN 26 891 avant et après fatigue. Le comportement ultime sera finalement présenté.

Calcul des raideurs selon l'EC5

La section 7 de l'EN 1995 partie 1-1, consacrée aux états limites de service, comporte un paragraphe sur le calcul du module de glissement des assemblages (Tableau 7.1). Le module de glissement K_{ser} (qui correspond au K_s de la norme EN 26 891 citée dans la section suivante) est calculé par organe de connexion, c'est-à-dire dans le cas présent par tire-fond, par la formule suivante :

$$K_{ser} = \rho_m^{1,5} d / 23$$

La note (3) du paragraphe 7.1 indique de plus que « pour les assemblages bois-métal ou bois/béton, il convient de baser le calcul de K_{ser} sur la masse volumique ρ_m de l'élément de bois et [qu'] il est possible de multiplier K_{ser} par 2,0 ».

En notant que la masse volumique du bois est ici de 474 kg/m^3 , que le diamètre des tirefonds est 10 mm et en tenant compte du fait que chaque goujon Nelson est connecté au bois par l'intermédiaire de 4 tirefonds, on évalue la raideur de glissement par goujon à :

$$K_{ser}^{goujon} = 2 \cdot 4 \cdot K_{ser}^{tirefond} = 36 \text{ kN/mm}$$

Pour les calculs aux états limites ultimes, on définit ensuite une raideur ultime K_u dont la valeur est égale aux deux tiers de la précédente, soit :

$$K_u^{goujon} = 2/3 \cdot K_{ser}^{goujon} = 24 \text{ kN/mm}$$

Détermination des raideurs caractéristiques selon NF EN 26 891

La raideur normalisée est déterminée selon la méthode de la norme NF EN 26 891 : *Assemblage réalisé avec des éléments mécaniques de fixation – principes généraux pour la détermination des caractéristiques de résistance et de déformation*. La norme distingue deux modules de glissement : le module de glissement initial qui inclue les effets de mise en place de l'effort et le module de glissement caractéristique. Ces modules, notés K , sont définis en N/mm de la façon suivante :

- Module de glissement initial : $K_i = 0,4 F_{est} / v_{0,4}$
- Module de glissement : $K_s = 0,4 F_{est} / v_{i,mod}$

avec F_{est} : charge maximale présumée en N (F_{est} doit être à moins de 20 % de F_{max}) ;

F_{max} : charge maximale en N (charge ultime ou charge correspondant à un glissement de 15 mm) ;

$v_i = v_{0,4}$: déplacement pour $0,4 \cdot F_{est}$;

$v_{i,mod} = 4/3 (v_{0,4} - v_{0,1})$.

Pour chacun des deux essais, la charge maximale F_{max} peut être prise égale à la charge de ruine, c'est-à-dire 500 kN. La charge maximale présumée pour l'estimation de la raideur d'après la norme doit donc être inférieure à 100 kN.

Le programme de chargement des essais quasi-statiques dans lesquels les efforts varient entre 11 kN et 91 kN est donc parfaitement adapté à l'évaluation de la raideur.

D'un point de vue expérimental, on dispose, pour l'identification de la raideur caractéristique d'un connecteur, de deux mesures extérieures du glissement d'interface par connecteur (soit seize mesures au total) et de la mesure de l'effort global appliqué au corps d'éprouve (voir section 1.4). On ne peut donc pas dire *a priori* quel effort passe dans chaque connecteur et on doit se contenter d'une estimation locale de la raideur apparente que l'on définit comme le rapport d'un huitième de l'effort mesuré, divisé par le déplacement relatif bois/béton correspondant :

$$K_{apparent}^i = \frac{\Delta F^{total} / 8}{\Delta v^i}$$

Appliquée aux essais quasi-statiques entre 11 kN et 91 kN, cette formule simple permet d'estimer rapidement la raideur apparente des différents plans et la raideur moyenne du corps d'éprouve :

	Plan H	Plan H-I	Plan B-I	Plan B	Moyenne
Avant fatigue	250 kN/mm	350 kN/mm	370 kN/mm	480 kN/mm	360 kN/mm
Après fatigue	247 kN/mm	336 kN/mm	394 kN/mm	428 kN/mm	336 kN/mm

Tableau A2-1 : Raideurs observées par plan avant et après l'essai de fatigue.

On constate que les valeurs de raideur sont nettement supérieures à celles prévues par l'Eurocode (près de 10 fois).

Détermination de la raideur après l'essai de fatigue

Les valeurs des charges prises en compte dans l'estimation de la raideur selon la norme NF EN 26 891 sont très faibles ; pour se convaincre de leur représentativité, on a effectué pour chacun des cycles de fatigue réalisés un calcul similaire du module de glissement apparent selon la formule suivante :

$$K_s = \frac{80 \text{ kN} / 8}{v_{110kN} - v_{30kN}}$$

Pour le dernier essai statique entre 30 kN et 110 kN qui a eu lieu après l'essai de fatigue (c'est-à-dire après les deux millions de cycles), on aboutit ainsi au tableau A2-1 ci-dessus. On constate que les valeurs sont sensiblement les mêmes avant et après fatigue. L'ordre de grandeur des raideurs établi par l'essai quasi-statique semble donc représentatif.

Analyse des essais de première charge

Pour être complètement exhaustif, il faut noter que, lors de la toute première mise en charge, leur comportement est légèrement différent. En effet, lors de la première charge, un certain nombre de jeux sont récupérés ce qui entraîne à la fois une raideur moins importante de la connexion ainsi que l'apparition de glissements irréversibles. La raideur initiale est ainsi inférieure de 20 % à la raideur caractéristique de la connexion et les déplacements résiduels sont très faibles (< 10 µm). L'efficacité de la connexion est donc quasi immédiate, les tirefonds qui fonctionnent en flexion trouvant pour ainsi dire tout de suite le bois sur lequel s'appuyer.

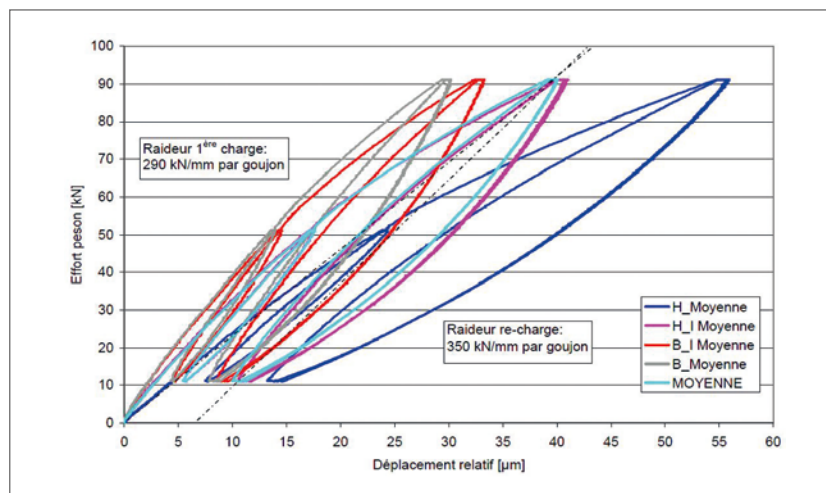


Figure A2-5 : Première mise en charge

Analyse des essais à l'ELU

Pour tester les limites de validité de ces raideurs, un essai statique de charge-décharge jusqu'à un effort de 160 kN (correspondant à une sollicitation à l'ELU dans l'ouvrage d'art de référence, sollicitation choisie égale à la résistance caractéristique pondérée par γ_M) a également été effectué. Lors du premier essai, on a donc fait croître la charge jusqu'à 160 kN avant de décharger progressivement le corps d'épreuve jusqu'à 20 kN et d'effectuer trois cycles entre 20 et 110 kN tandis que pour le deuxième essai, les cycles ont été effectués entre 30 et 160 kN.

Lors du premier essai, la raideur de la connexion a brusquement chuté aux alentours de 120 kN, la courbe force-glissement présentant même un plateau d'une cinquantaine de microns avant de recommencer à croître légèrement jusqu'à 160 kN (voir figure A2-6). Les déplacements irréversibles accumulés sont alors significatifs : près de 0,8 mm. Ensuite, lors des cycles charge-décharge, le comportement est à nouveau réversible avec une raideur élevée mais légèrement inférieure à la raideur initiale ce qui témoigne d'un certain endommagement. Il y a donc visiblement plastification de la connexion, c'est-à-dire plastification des tirefonds en flexion aux alentours de 120 kN et écrouissage avec endommagement ensuite. La nature exacte de cette plastification et la nature du mode de ruine ne peut cependant pas être déterminée par la seule analyse de la courbe de comportement. D'après l'EC5 partie 1-1 section 8.2.3 (assemblage bois-métal), il y a formation d'une rotule plastique à l'interface bois-métal et rotation d'ensemble de la pointe du tirefond dans le bois (mode de rupture (d) en plaque épaisse).

Outre les raideurs initiales déjà connues, ces essais ont donc permis l'identification de plusieurs raideurs : une raideur d'écrouissage ou de première charge pour les charges comprises entre 110 kN et 160 kN, une raideur sécante ou moyenne entre 0 et 160 kN (à comparer à la raideur K_{ij} de l'EC5) et une raideur résiduelle mesurée lors des trois cycles charge-décharge de fin d'essai. Les valeurs de ces trois raideurs sont présentées ci-après :

- Raideurs d'écrouissage ou de première charge

Raideur	Plan H	Plan H-I	Plan B-I	Plan B	Moyenne
Écrouissage	6 kN/mm	6 kN/mm	8 kN/mm	6 kN/mm	6 kN/mm
Sécante	23 kN/mm	24 kN/mm	31 kN/mm	25 kN/mm	26 kN/mm
Résiduelle	183 kN/mm	232 kN/mm	307 kN/mm	331 kN/mm	245 kN/mm

Tableau A2-2 : Raideurs par plan lors de l'essai de charge « ELU » après fatigue

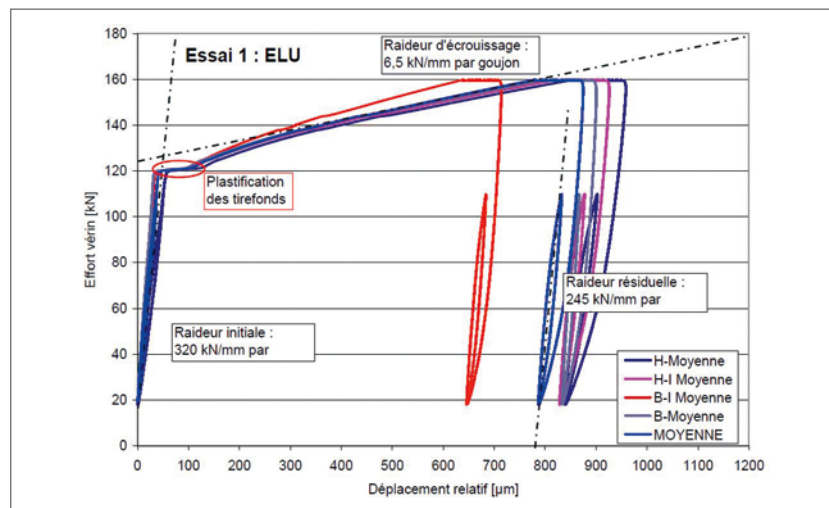


Figure A2-6 : Essai statique jusqu'à ELU après fatigue

Il apparaît que la raideur sécante est du même ordre de grandeur que la raideur EC5. Ce dernier résultat est à prendre avec précaution, en particulier parce que l'essai à l'ELU a été effectué après celui de fatigue et par conséquent après que la connexion a été, dans une certaine mesure, endommagée. En effet, les essais effectués par MM. Blonski et Le Roy sur des échantillons similaires sains avaient mis en évidence une plastification plus tardive de la connexion si bien qu'à ELU, on était encore dans le domaine élastique. Il y a donc une certaine contradiction entre les essais sur la limite élastique de la connexion que seule une campagne d'essai à rupture permettrait de lever. On peut néanmoins considérer que la raideur sécante est proche mais toujours supérieure à celle de l'Eurocode et que la raideur résiduelle sous charge variable reste elle très supérieure (près de 8 fois).

Analyse du comportement ultime de la connexion

À la fin du programme d'essai, le corps d'épreuve a été chargé jusqu'à la rupture et au-delà afin d'une part d'identifier la charge maximale à rupture et d'autre part d'étudier leur comportement post-pic et sa capacité de glissement (mesure qui permet d'estimer leur niveau de sécurité en cas de ruine accidentelle de la connexion). Globalement, jusqu'à la rupture les comportements sont très similaires à ceux observés lors de l'essai précédent : un lent écrouissage (6 kN/mm par goujon) avec un glissement important. La charge à rupture est plus de deux fois supérieure à la résistance caractéristique calculée selon l'EC5 (507 kN contre 227 kN). On voit qu'il y a sur les résistances caractéristiques comme sur les raideurs une grande marge de sécurité. Au-delà du pic, la capacité portante des connexions diminue très progressivement si bien que la capacité de glissement (définie dans l'EC4 Annexe B comme le glissement mesuré lorsque la charge redescend à 90 % de la charge maximale) est de 23 mm pour la connexion.

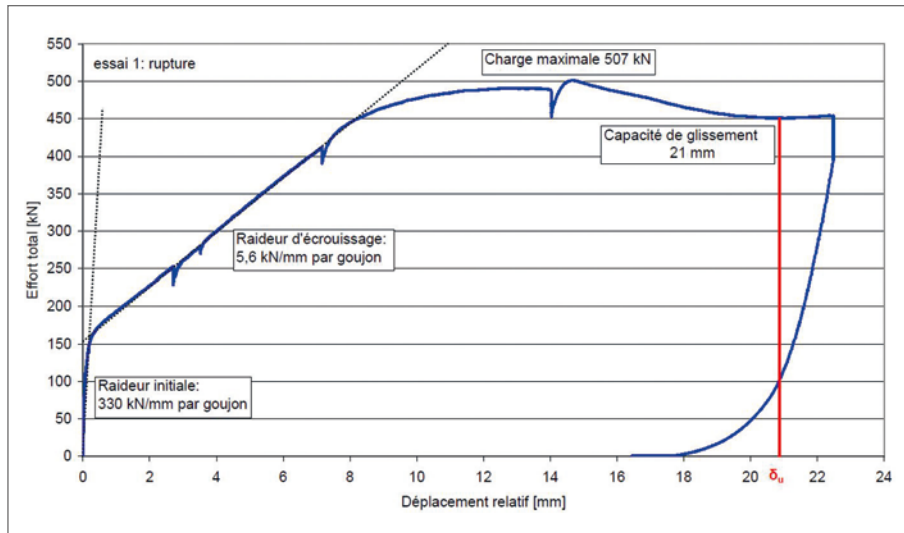


Figure A2-7 : Essai de rupture

Analyse des essais de fatigue

Les essais de fatigue ont consisté en l'application d'un chargement de deux millions de cycles entre 30 kN et 110 kN. Les déplacements relatifs entre le bois et le béton ont été mesurés en continu à quatre hauteurs différentes, ainsi que l'effort appliqué aux corps d'épreuve. L'ensemble de ces mesures a permis un suivi en continu de la raideur apparente de la connexion aux différents niveaux. Ce suivi réalisé par un programme d'acquisition dédié avait pour but de ne pas enregistrer l'ensemble des mesures (ce qui aurait alourdi inutilement les fichiers de données) mais de retenir seulement les valeurs remarquables qui permettaient de décrire l'évolution de la connexion. Ainsi, lorsqu'une déviation de la valeur de la raideur d'un des niveaux par rapport aux valeurs de référence (une valeur proche : celle du précédent cycle et une valeur lointaine : la dernière valeur enregistrée) était observée, les données caractéristiques du cycle étaient enregistrées. L'écart maximal entre deux enregistrements était de mille cycles. On dispose ainsi à la fin de l'essai des valeurs extrêmes pour une centaine de milliers de cycles. On peut donc à partir de l'ensemble des données recueillies évaluer une raideur moyenne de la connexion bois/béton étudiée.

Le calcul de la raideur caractéristique de la connexion à partir de 16 mesures de déplacement relatif et de la seule mesure de l'effort global appliqué à l'éprouvette est une chose délicate. La méthode qui a été mise en œuvre ici est la suivante :

- calcul d'un déplacement relatif moyen par plan ;
- calcul de la raideur apparente par plan ;
- calcul de la raideur caractéristique d'un goujon en moyennant les quatre raideurs par plan.

Pour que le calcul d'un déplacement relatif moyen ait un sens, il faut supposer que le comportement du corps d'épreuve est bien symétrique et que les connexions de part et d'autre du bois reprennent les mêmes efforts. En théorie, c'est bien le cas puisque le chargement et la géométrie sont symétriques, mais en pratique des différences importantes sont notées, pas tant au niveau de l'évolution qui est sensiblement la même côté ouest que côté est qu'au niveau des amplitudes qui sont pour certains capteurs plus de deux fois plus grandes d'un côté que de l'autre. Cela dit, compte tenu du fait que les mesures sont effectuées en surface et pas au cœur du bois, elles sont plus sensibles aux imperfections locales. Compte tenu également du fait que l'essai de fatigue n'est réalisé qu'une seule fois, il est difficile d'avoir une idée précise de la représentativité statistique des valeurs extrêmes mesurées. C'est pourquoi, il est apparu plus

judicieux de présenter les résultats sous forme de déplacement relatif moyen par plan à partir de la moyenne des quatre déplacements relatifs mesurés.

Ensuite, pour le calcul des raideurs par plan et de la raideur caractéristique moyenne, un raisonnement assez similaire a été fait. Il est assez intuitif de penser que les premiers goujons, les plus hauts dans les corps d'éprouve, reprennent une part plus importante de l'effort que les goujons les plus bas. Cependant il n'était pas possible d'introduire un dispositif de mesure locale de l'effort au niveau de chaque goujon et la seule mesure de l'effort dont on dispose est celle de l'effort global appliqué à l'ensemble de l'éprouvette. Il a donc été décidé de raisonner sur des raideurs apparentes calculées sur la base d'un huitième du ratio entre la charge totale appliquée et le déplacement relatif du plan considéré. La raideur caractéristique moyenne est ensuite simplement évaluée en faisant la moyenne des quatre raideurs par plan.⁽¹¹⁾

Ainsi, en calculant pour chaque cycle enregistré les quatre raideurs apparentes par plan et la raideur caractéristique moyenne, on peut tracer l'évolution des raideurs en fonction du nombre de cycle. On obtient alors le diagramme ci-après. On constate d'une part que les raideurs des quatre plans suivent une évolution similaire (la raideur croît jusqu'à environ 500 000 cycles et décroît ensuite jusqu'à la fin) et d'autre part que la raideur moyenne correspond à peu près à celle observée au niveau du deuxième plan horizontal de connexion (le plan H-I).

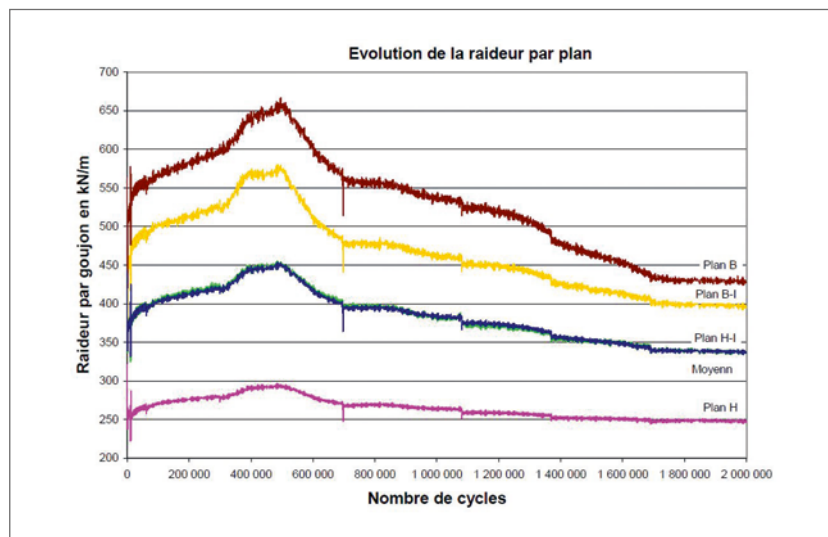


Figure A2-8 : Raideur en fonction du nombre de cycles

Pour bien comprendre l'évolution de la raideur, il est nécessaire de corréler les mesures précédentes avec celles de la température du corps d'éprouve. Cette dernière n'a pas été mesurée directement puisqu'on ne disposait pas de capteur à l'intérieur du corps d'éprouve mais indirectement en surface de celui-ci. Cela dit, températures extérieure et intérieure sont liées et ont des variations voisines aux effets d'inertie près. L'observation de la température extérieure fournit donc une indication fiable sur les variations de la température intérieure. Sur le diagramme ci-dessous on observe ainsi que jusqu'à 500 000 cycles environ, la température croît puis se stabilise jusqu'à la fin de l'essai (aux variations jour/nuit près).

11 On peut montrer qu'en supposant que toutes les raideurs sont identiques et que les différences entre les déplacements relatifs bois/béton proviennent d'une différence entre les efforts auxquels les différents niveaux sont soumis, la valeur de la raideur caractéristique moyenne à laquelle on aboutit est identique à celle obtenue en raisonnant sur les raideurs apparentes.

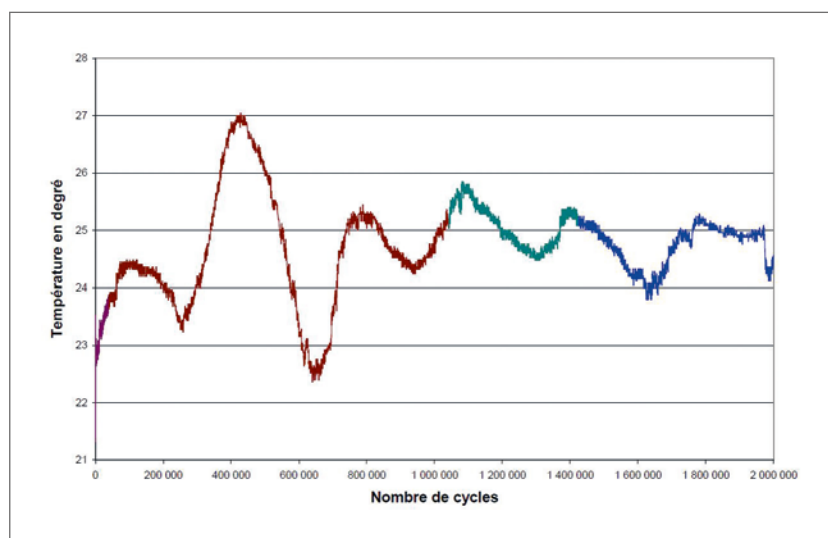


Figure A2-9 : Température en fonction du nombre de cycles (essai 1)

Pour découpler les effets de la température de ceux de l'endommagement de la connexion du fait de la fatigue, on peut alors tracer l'évolution de la raideur moyenne en fonction de la température. On observe alors clairement d'une part une augmentation de la raideur avec la température (de l'ordre de +2,5 % par degré) et d'autre part une diminution de la raideur avec la fatigue (avec une perte de l'ordre 13 % de la raideur initiale).

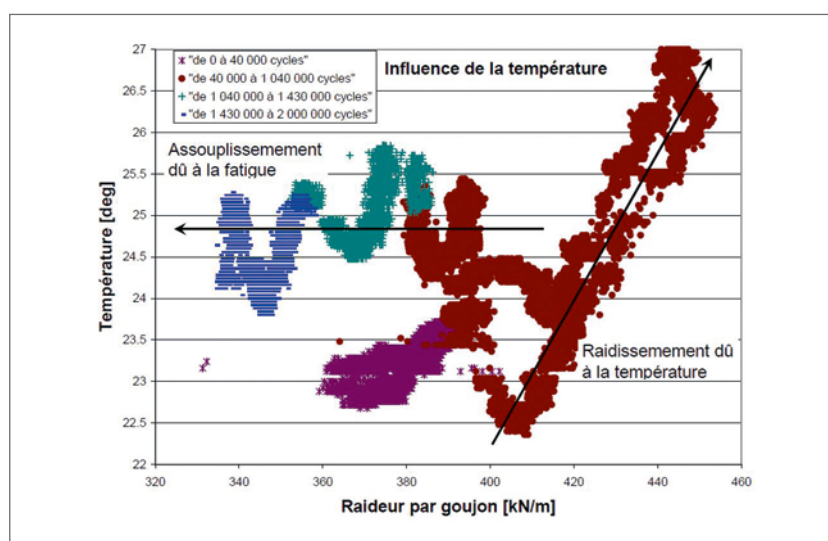


Figure A2-10 : Raideur en fonction de la température

La diminution de la raideur avec le nombre de cycles n'est cependant pas uniforme. Si l'on revient sur la figure présentant l'évolution des raideurs en fonction du nombre de cycles et si l'on omet la première partie de la courbe entre 0 et 700 000 cycles où la température varie fortement et donc où les effets de la fatigue sont couplés à ceux de la température, on observe une diminution nette de la raideur jusqu'à 1 700 000 cycles et ensuite une stabilisation jusqu'à 2 millions. Pour mieux comprendre ce qui se passe, il est alors intéressant de regarder comment varient les différentes raideurs apparentes vis-à-vis de la raideur moyenne. On trace ainsi le rapport des raideurs des différents plans et de la raideur caractéristique moyenne. Comme on pouvait s'y attendre, on observe qu'au début, la raideur relative du plan H (le plus haut) est inférieure à celle des plans les plus bas mais, qu'au fur et à mesure qu'on avance dans l'essai, les différentes raideurs se rapprochent de la valeur moyenne.

Pour interpréter ce résultat, on peut supposer que, puisque les connexions de tous les plans horizontaux sont identiques, leur raideur est identique et donc que les différences que l'on observe ne correspondent pas à des différences de raideur, mais plutôt à des différences entre les efforts qui sont repris par les différents plans. Ainsi en procédant par analyse inverse, on peut déduire le pourcentage de la charge totale qui transite par chaque goujon. L'évolution de ce pourcentage avec le nombre de cycles peut alors être comprise comme un rééquilibrage des efforts entre les différents organes de connexion.

	Plan H	Plan H-I	Plan B-I	Plan B
Initial	37 %	25 %	20 %	18 %
Après 2 10 ⁶ cycles	34 %	25 %	21 %	20 %

Tableau A2-3 : Évolution de la répartition des efforts dans les différents plans

Cette interprétation a été confirmée par quelques simulations de l'essai par la méthode des éléments finis. En effet, un modèle tridimensionnel avec une connexion parfaite entre le bois et l'acier et un béton indéformable verticalement donne la répartition des efforts suivantes : 39 % de la charge pour le premier plan, 28 % pour le deuxième, 18 % pour le troisième et 14 % pour le quatrième. En introduisant une connexion partielle entre le bois et l'acier (ce qui serait plus proche du cas réel), on observerait vraisemblablement un transfert plus progressif des efforts et donc une répartition des efforts dans le modèle assez proche de la répartition expérimentale.

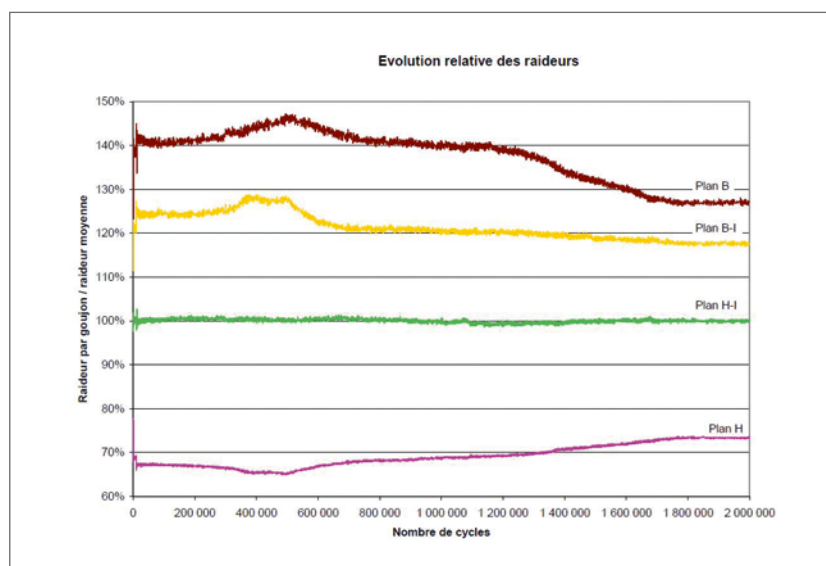


Figure A2-11 : Raideur relative en fonction du nombre de cycles

Synthèse des résultats

Résultats des essais

Bonne tenue en fatigue et raideur élevée. Aucun dommage notable au cours des deux millions de cycles entre 30 kN et 110 kN, la raideur diminue (de l'ordre d'une dizaine de pour cent) mais reste nettement supérieure à celle prévue par l'Eurocode (plus de 9 fois).

Résistance ultime élevée. Après chargement en fatigue, la capacité résiduelle de la connexion est encore plus de deux fois supérieure à la résistance caractéristique de l'Eurocode (502 kN contre 227 kN).

Très bonne ductilité. Lors de l'essai à rupture, on observe vers 120 kN une plastification de la connexion avec une chute brutale de la rigidité (on passe de 330 kN/mm à 8 kN/mm). La raideur décroît encore très progressivement jusqu'à atteindre la résistance ultime de la connexion, charge pour laquelle le glissement croît sans que la charge s'accroisse. La réserve plastique est donc très grande puisque la *capacité de glissement est supérieure à 20 mm*. En outre, les cycles de charge-décharge effectués après plastification entre 30 kN et 110 kN témoignent d'une sorte d'écrouissage de la connexion puisque le comportement y est élastique avec une raideur encore plus de six fois supérieure à celle de l'Eurocode (environ 240 kN/mm par goujon).

Influence notable de la température sur la raideur. On note cependant que, l'hygrométrie n'étant pas contrôlée, cet effet de la température masque peut-être un effet de l'humidité relative du bois qui aurait séché au cours de l'essai.

Analyse du comportement

Les tirefonds travaillant en flexion et leur raideur est mobilisée immédiatement dès le premier chargement. Cette raideur est très élevée mais chute brutalement lorsque les efforts atteignent la limite d'élasticité des tirefonds (on passe de 330 kN/mm à 6 kN/mm). Les quelques cycles charge-décharge effectués après la plastification et après un glissement important de la connexion (environ 0,8 mm) montrent cependant que la raideur résiduelle de celle-ci reste très élevée (même si elle est inférieure de 30 % à la raideur initiale). Ce changement de raideur pourrait être lié au changement de forme du tirefond dont la tête s'incline légèrement entraînant ainsi l'apparition d'un effet de corde et donc d'un travail des tirefonds en traction et en flexion. À cet égard, la raideur observée après plastification est comparable à celle observée lors de l'essai de fatigue sur tirefonds inclinés (respectivement 240 kN/mm contre 270 kN/mm).

Un autre aspect important du comportement de la connexion par tirefonds droits est la diminution de la raideur avec la fatigue. Celle-ci pourrait correspondre à un élargissement progressif des trous dans lesquels les tirefonds sont vissés, l'élargissement restant malgré tout limité par la platine métallique qui assure une certaine uniformité des déplacements des têtes des tirefonds. Cette interprétation pourrait également expliquer l'influence importante de la température (ou de l'hygrométrie relative du bois) sur la raideur, la dilatation transversale du bois refermant les trous des tirefonds et augmentant ainsi un peu la raideur. À partir des seuls essais effectués à l'IFSTAR, il est cependant difficile de quantifier les effets couplés de la température et de l'humidité du bois sur la raideur de la connexion. C'est peut-être cette sensibilité aux conditions climatiques qui justifie la faible raideur prise en compte par l'Eurocode.

Cela dit, le comportement de la connexion ne se limite pas à sa seule partie élastique et le mécanisme de plastification des tirefonds assure à la connexion une grande réserve plastique (la charge maximale est quatre fois plus grande que la limite élastique) ainsi qu'une grande capacité de glissement (supérieure à 20 mm). La plastification des tirefonds dans le bois confère donc une très bonne ductilité au système et permet d'assurer le non effondrement de la structure même en cas de plastification importante.

Gagner en résistance procure de façon indéniable plus de sécurité. En revanche, une meilleure connexion entre le bois et le béton confère une plus grande inertie à la poutre mixte ce qui a des conséquences à la fois positives et négatives : d'une part les contraintes dans le bois et le béton sont moindres (les flèches diminuent également), d'autre part les efforts qui transitent dans la connexion sont plus importants. *A priori*, les gains importants mesurés sur la résistance permettent de compenser l'accroissement des efforts liés au gain de raideur.

Enfin, relativement à la valeur de la charge pour laquelle la diminution de la raideur a été observée, il faut préciser ici que l'essai statique a été effectué après l'essai de fatigue, c'est-à-dire après que la connexion a été endommagée. Par conséquent, cette valeur ne représente pas forcément la limite élastique réelle d'une connexion saine dont la valeur doit être plus élevée. S'il était besoin de caractériser finement un système de connexion particulier, quelques essais quasi-statiques à rupture sur des corps d'épreuves similaires permettraient de déterminer statistiquement la limite élastique et de pouvoir dimensionner le corps d'épreuve en connaissance de cause. À défaut, les valeurs de l'Eurocode et les présents essais permettent d'assurer que les raideurs sont conservatrices et que la capacité plastique de la connexion assurera la redistribution des efforts.

Conclusions

Au vu des résultats des essais en fatigue et des essais à rupture, il apparaît que la connexion remplit les exigences nécessaires vis-à-vis de l'Eurocode 5, tant en termes de raideur que de résistance ultime ou à la fatigue. En effet, le dimensionnement des corps d'épreuve prenait en compte une marge de sécurité de 50 % sur l'intensité des charges cycliques de fatigue et, malgré cela, d'une part les raideurs observées tout au long des essais de fatigue sont restées très supérieures à celles prévues par la norme et d'autre part les résistances ultimes mesurées à l'issue des deux essais de fatigue étaient plus de deux fois supérieures à celles calculées selon la norme.

Raideurs moyennes par goujon	Tire-fonds droits
Raideur élastique en cycle	330 kN/mm
Raideur K_s selon EC5	36 kN/mm
Raideur d'écrouissage	4 - 6 kN/mm
Raideur sécante à l'ELU	26 kN/mm
Raideur K_u selon EC5	24 kN/mm
Capacité de glissement	≈ 23 mm
Charge à rupture	502 kN
Résistance caractéristique (EC5)	227 kN

Tableau A2-4 : Synthèse des raideurs mesurées sur le corps d'épreuve

Remerciements : L'auteur tient à remercier ici tous ceux qui ont contribué à la réussite de ces essais : la DREAL Franche-Comté qui les a financés, les membres du groupe de travail pont-mixte bois-béton, les agents du LRPC Nancy et toute l'équipe de la dalle d'essai de l'IFSTTAR, ainsi que Bilal Fawaz, stagiaire sur la dalle d'essai durant l'été 2012.

Annexe 3 - Analyse du comportement 3D du pont à nervures en bois sous hourdis en béton armé et comparaison avec la théorie de Guyon-Massonnet

Présentation

La présente annexe compare la répartition transversale des charges obtenue successivement selon un modèle en trois dimensions du tablier mixte bois/béton prenant en compte la rigidité de connexion et selon un modèle basé sur la théorie de Guyon-Massonnet. La répartition transversale est comparée pour le moment de flexion d'axe horizontal à mi-travée et pour l'effort tranchant vertical sur appui sous une charge ponctuelle et sous une charge couteau.

Le modèle en trois dimensions permet d'évaluer l'importance de la flexion d'axe vertical et de l'effort tranchant horizontal dans les poutres bois.

Enfin, une évaluation comparative du moment de torsion dans les nervures est réalisée.

Modélisation spatiale du tablier mixte bois/béton

Données d'entrée

Les données d'entrée sont les suivantes :

nbtrav	nombre de travée = 1
trav	portée de la travée = 15 m
largt	largeur tablier c.a.d largeur du hourdis = 11,80 m
nbn	nombre de nervures en bois = 6
largn	largeur nervure = 0,80 m
hn	hauteur nervure = 1,00 m
k1n	coefficient pour le calcul de l'inertie torsion des nervures dépend du rapport base/hauteur = 0,1711
large	largeur encorbellement = 1,40 m
ed	épaisseur dalle = 0,25 m
dl	fractionnement de la travée, fixe le nombre de barres transversales = 45
hc	hauteur de connexion = 0,001 m
Ebois	module d'élasticité du bois pris à sa valeur instantanée = 11500 MPa
Gbois	module de cisaillement du bois (le coefficient de Poisson introduit dans le modèle est recalculé à partir de cette valeur) pris à sa valeur instantanée = 650 MPa
Ebeton	module d'élasticité du béton pris à sa valeur instantanée = 34077 MPa
Kser	raideur de connexion pour une rangée : 72 MN/m

Principe général du modèle

Le principe général du modèle est celui d'un modèle poutre-échelle 3D réalisé à l'aide du logiciel ST1. Le modèle est droit.

Le modèle ne tient pas compte de la présence d'une éventuelle retombée de dalle.

Modélisation des poutres bois

Les nervures bois sont modélisées par des barres positionnées au centre de gravité de la nervure, en pratique ces barres sont définies depuis un nœud situé au niveau du plan de connexion avec prise en compte d'un excentrement rigide.

Modélisation du hourdis en béton

Le hourdis en béton est modélisé par une grille de poutres.

Longitudinalement on dispose :

- une barre à l'axe de chaque poutre ;
- deux barres pour chaque hourdis intermédiaire positionnées respectivement au 1/4 et au 3/4 de l'entre-distance des nervures ;
- une barre pour l'encorbellement positionnée à mi-portée de l'encorbellement.

Ces barres sont positionnées au centre de gravité de l'élément de hourdis qu'elles représentent, en pratique elles sont définies depuis un nœud situé au niveau du plan de connexion avec prise en compte d'un excentrement rigide.

Transversalement on dispose des barres avec un espacement égal au rapport $trav / dl$ positionnées au centre de gravité du hourdis par le même principe d'excentrement rigide.

Au droit des nervures, l'origine des barres est excentrée rigidement d'une demi-largeur de nervure depuis l'axe de nervure pour représenter au mieux le comportement réel.

Comme recommandé par le dossier pilote PRP75 [26] dans le cas de modélisation de grilles de poutres, l'inertie de torsion des barres du hourdis est divisée par 2.

Modélisation de la connexion

La connexion est modélisée par une barre verticale articulée côté béton de hauteur hc .

Ces barres ont le même espacement que les barres transversales du hourdis.

Toutes les caractéristiques de ces barres sont fixées à des valeurs très élevées sauf les deux sections d'effort tranchant qui sont prises à des valeurs identiques et égales à $K_{ser} \cdot hc$ (avec un module de cisaillement égal à l'unité).

Conditions d'appui

Les appuis sont positionnés au centre de gravité des poutres en bois. Tous les degrés de libertés sont libres sauf :

- le déplacement vertical sous chaque appui ;
- la rotation d'axe longitudinal sous chaque appui (encastrement des poutres en torsion sur appui).

Visualisation du modèle

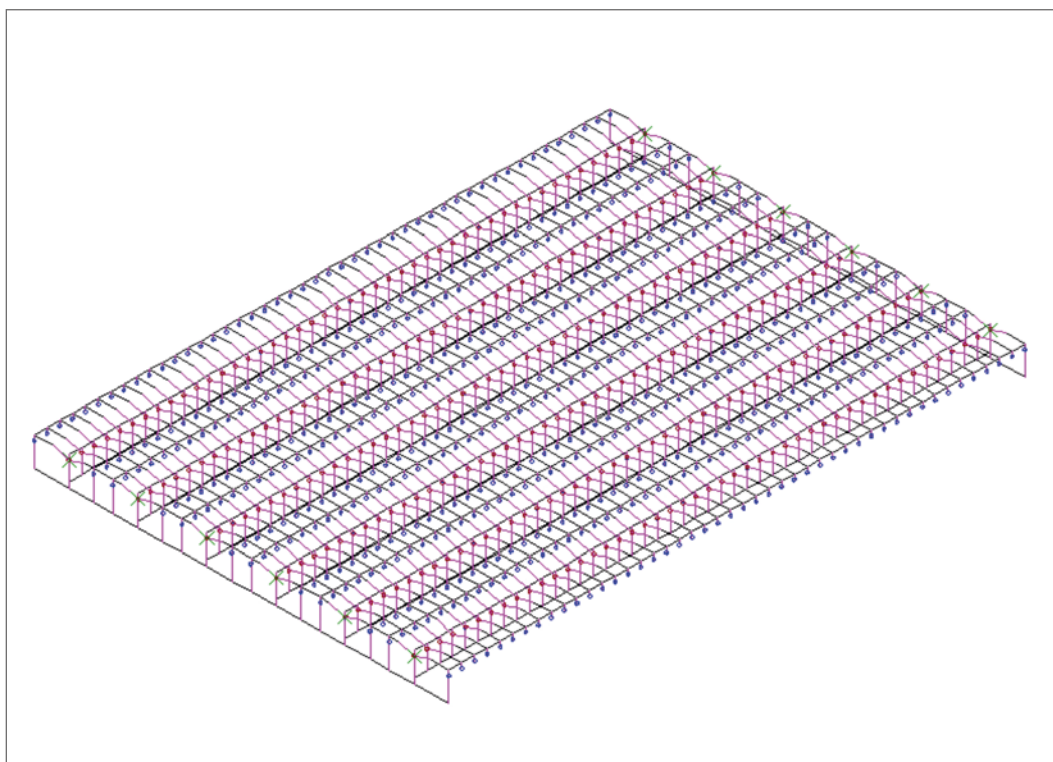


Figure A3-1 : Vue 3D du modèle

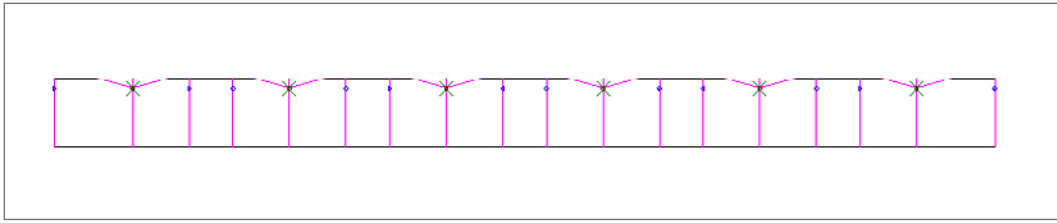


Figure A3-2 : Coupe transversale du modèle



Figure A3-3 : Élévation du modèle

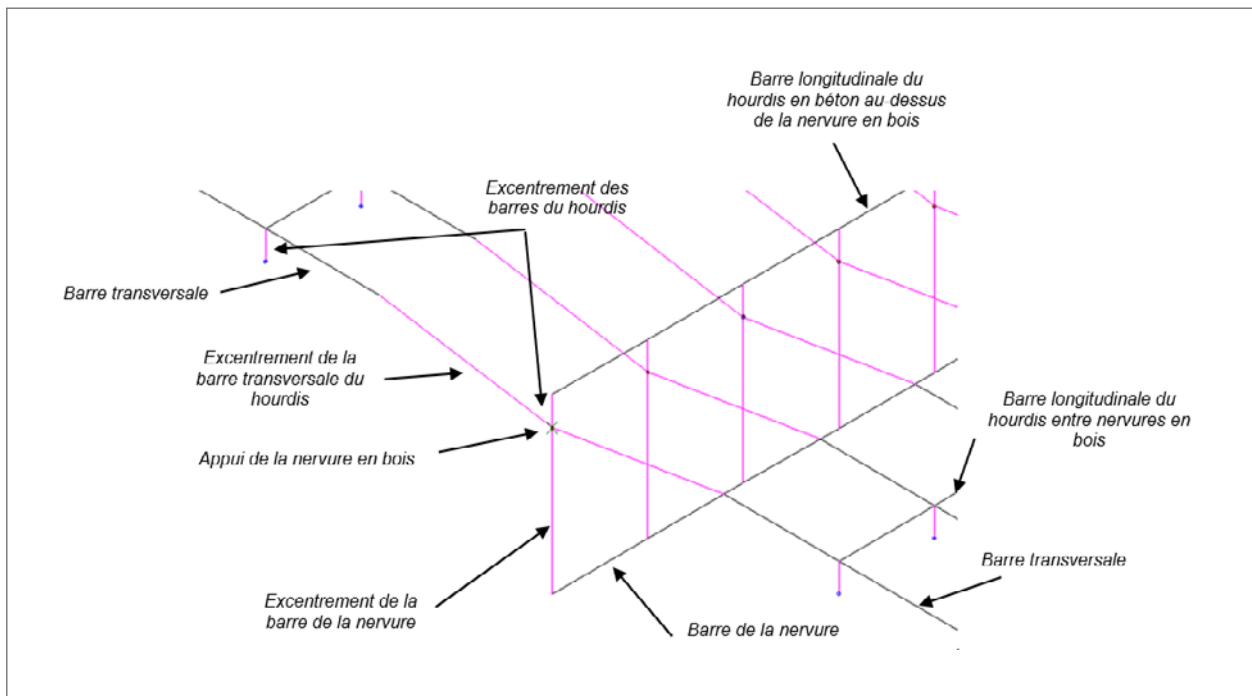


Figure A3-4 : Barres et appuis du modèle

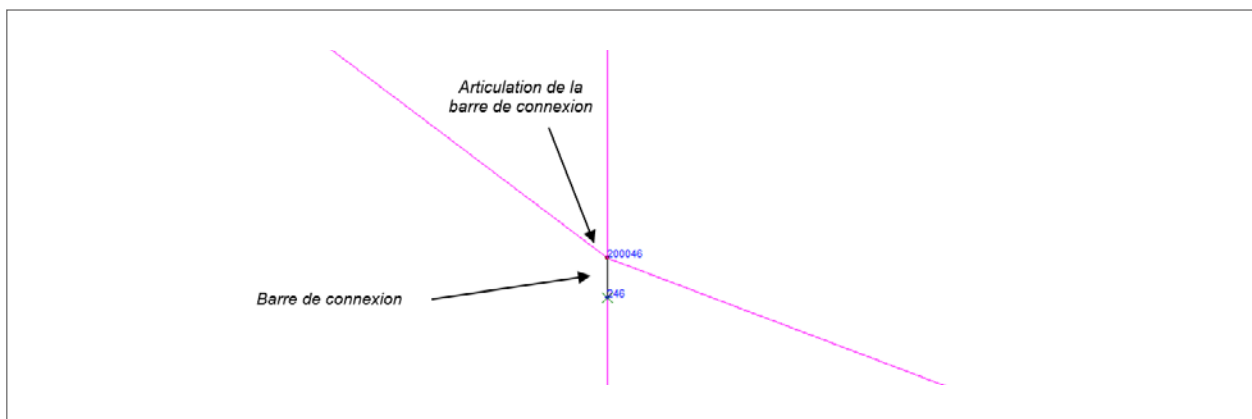


Figure A3-5 : Détail de la connexion

Chargement du modèle

Nous considérons deux types de chargement de la structure :

- un chargement ponctuel par une force verticale ;
- un chargement uniforme de type charge couteau correspondant à une charge uniformément répartie sur la longueur du tablier.

Nous croisons ces chargements avec des sections d'études qui sont :

- la section à mi-travée du tablier (pour analyser la flexion d'axe transversal) ;
- la section sur appui (pour analyser l'effort tranchant).

Le tableau suivant synthétise les chargements appliqués selon le type de charge et la section d'étude :

Nombre de chargement	Type de chargement	Localisation du chargement	Section(s) d'étude
6.nbn+1	Ponctuel	Charge déplacée transversalement à mi-travée (Figure 6)	Mi-travée
6.nbn+1	Ponctuel	Charge déplacée transversalement à 1 m de l'appui ⁽¹²⁾ (Figure 7)	Sur appui
3.nbn+2	Couteau	Charge déplacement transversalement (Figure 8)	Mi-travée et sur appui

Tableau A3-1 : Chargements appliqués

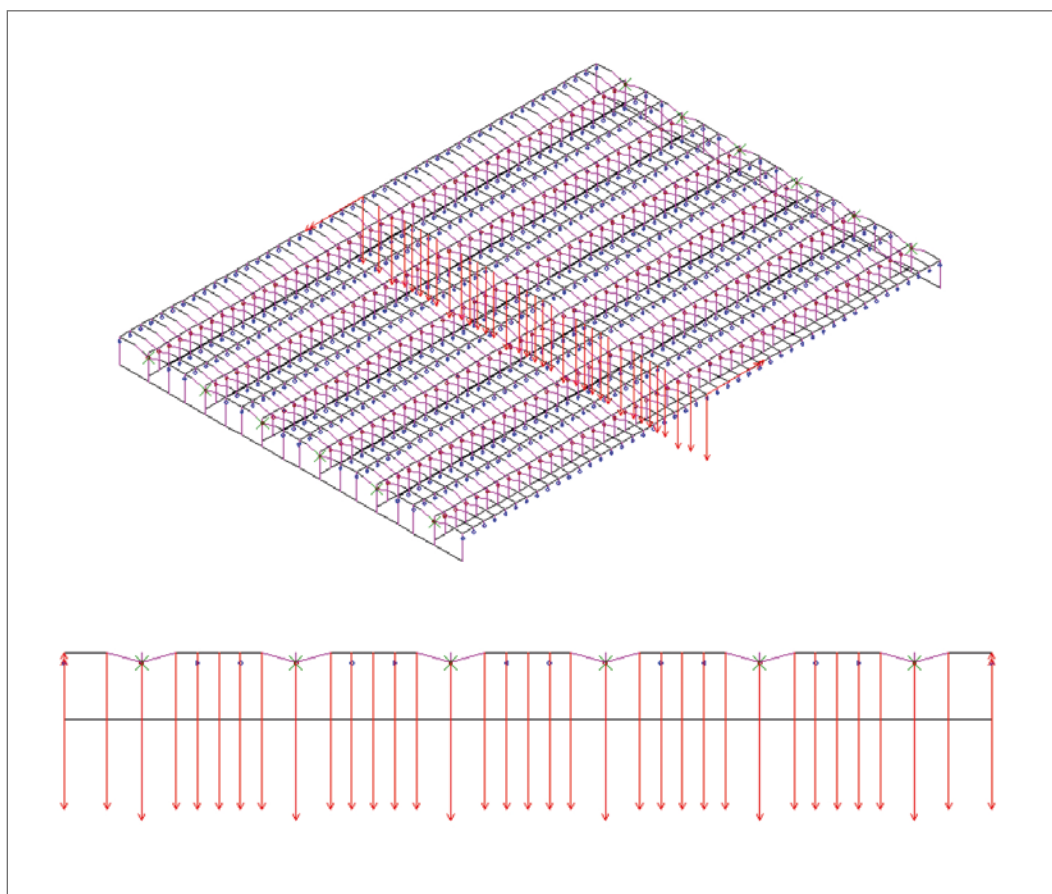


Figure A3-6 : Charge ponctuelle déplacée transversalement à mi-travée (vue 3D et coupe transversale)

¹² Pour majorer l'effort tranchant.

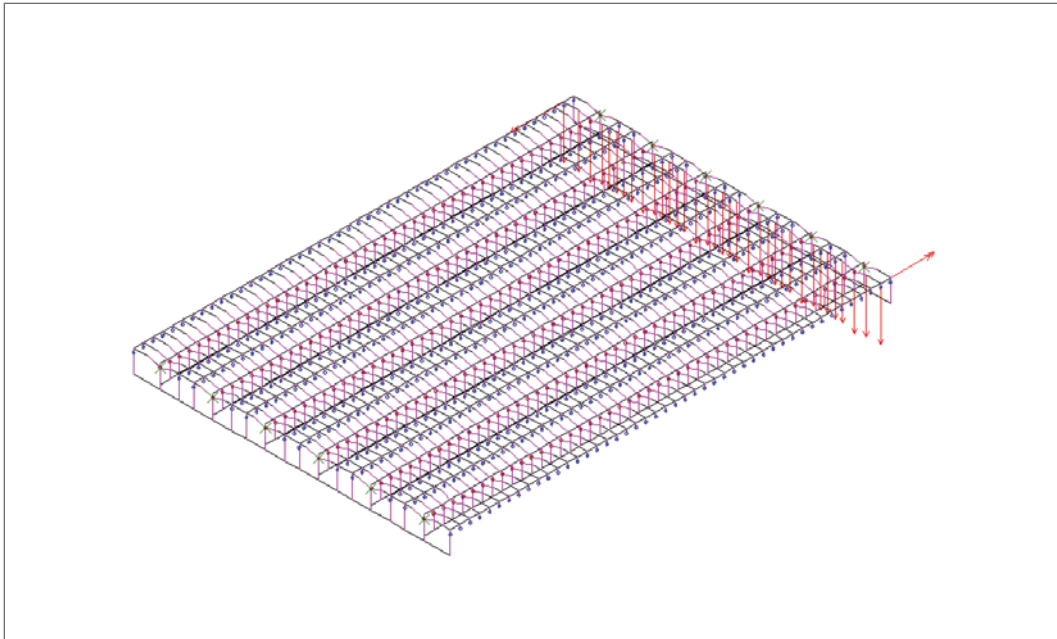


Figure A3-7 : Charge ponctuelle déplacée transversalement à proximité de l'appui

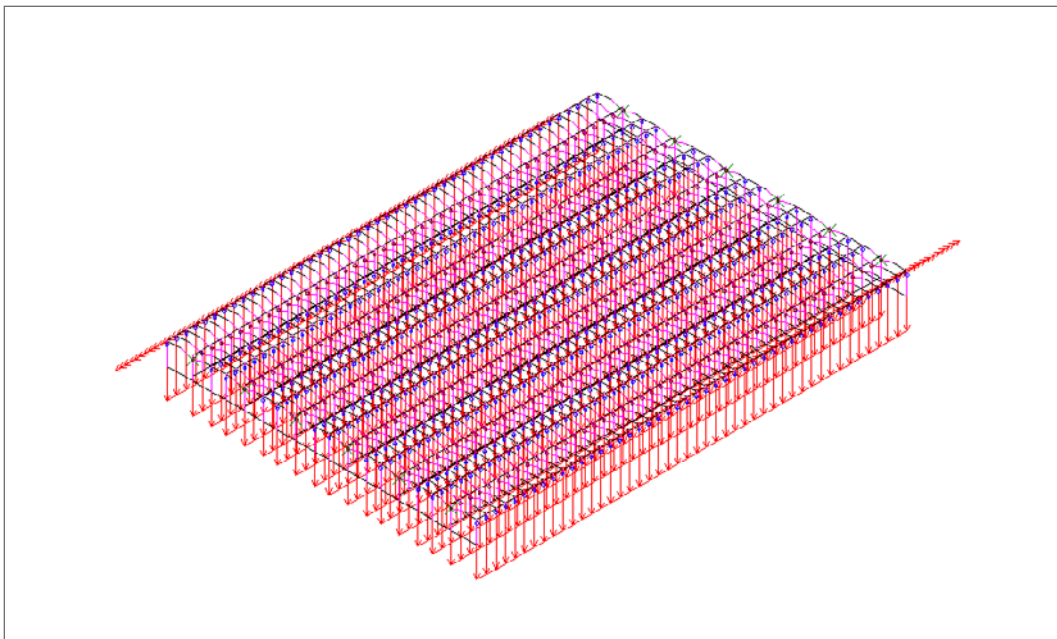


Figure A3-8 : Charge couteau déplacée transversalement

Nous considérons également un chargement par déplacement longitudinal d'une charge ponctuelle en rive du tablier et à l'axe en vue d'étudier la torsion et l'effort tranchant horizontal dans les nervures en bois.

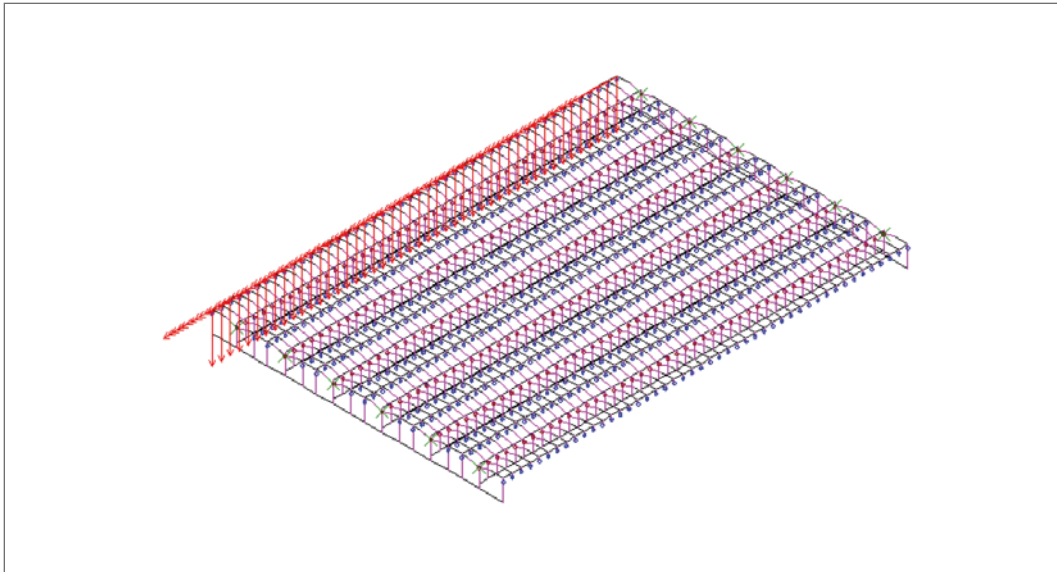


Figure A3-9 : Charge ponctuelle déplacée longitudinalement en rive

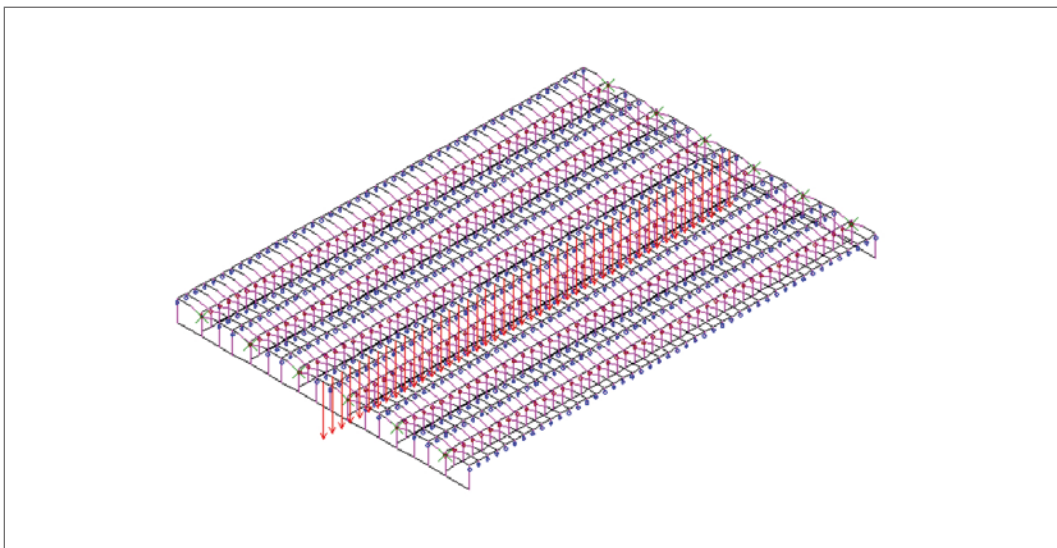


Figure A3-10 : Charge ponctuelle déplacée longitudinalement à l'axe

Modélisation selon la théorie de Guyon-Massonnet

À partir des mêmes données nous construisons un modèle à l'aide d'un logiciel interne implémentant la théorie de Guyon-Massonnet. Le modèle est constitué :

- de plaques isotropes représentant le hourdis en béton caractérisé par :
 - un coefficient de Poisson de 0,2,
 - une inertie de torsion de $5,21 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$,
 - une rigidité de flexion de $44,4 \text{ MPa} \cdot \text{m}^2$;
- de poutres représentant les nervures en bois caractérisées par :
 - une rigidité de torsion de $56,9 \text{ MPa} \cdot \text{m}^2$;
 - une rigidité de flexion de $766,7 \text{ MPa} \cdot \text{m}^2$.

Présentation des résultats et analyse

Moment de flexion d'axe horizontal à mi-travée – Comparaison avec la théorie de Guyon-Massonnet

L'ouvrage étant symétrique transversalement, seuls les résultats des trois premières poutres sont présentés. Les graphiques présentent également les résultats obtenus avec le modèle 3D en considérant successivement une raideur de connexion multipliée par 100 et divisée par 100.

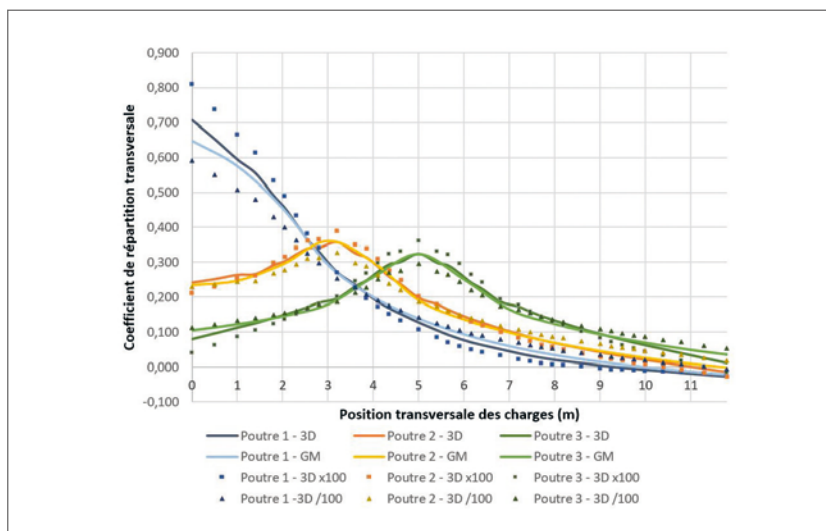


Figure A3-11 : Ligne d'influence du coefficient de répartition transversale du moment à mi-travée sous charge ponctuelle

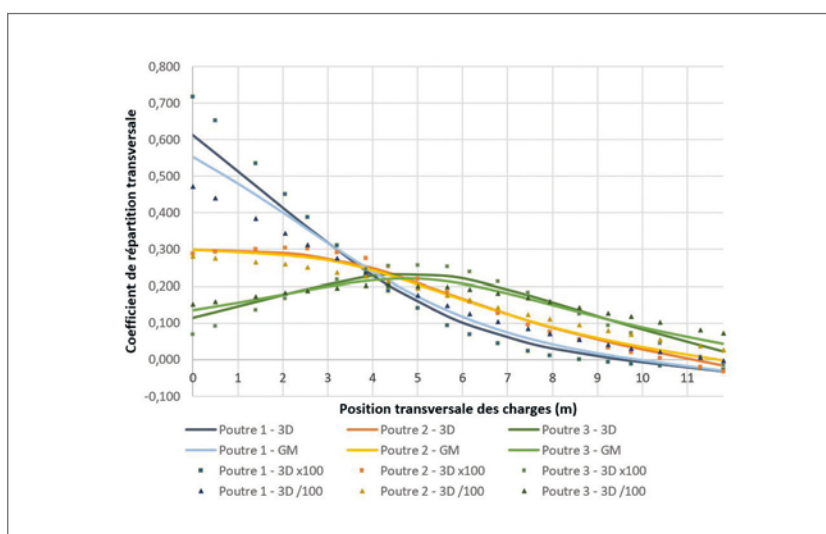


Figure A3-12 : Ligne d'influence du coefficient de répartition transversale du moment à mi-travée sous charge couteau longitudinale

Observations

Le modèle Guyon-Massonnet donne des résultats très similaires à ceux obtenus avec le modèle 3D avec rigidité de connexion.

Effort tranchant vertical sur appui - Comparaison avec la théorie de Guyon-Massonnet

Le coefficient de répartition est déterminé en intégrant les efforts dans les poutres en bois et dans le hourdis associé. La part de l'effort tranchant repris par les poutres bois est de l'ordre de 75 à 80% de l'effort tranchant global.

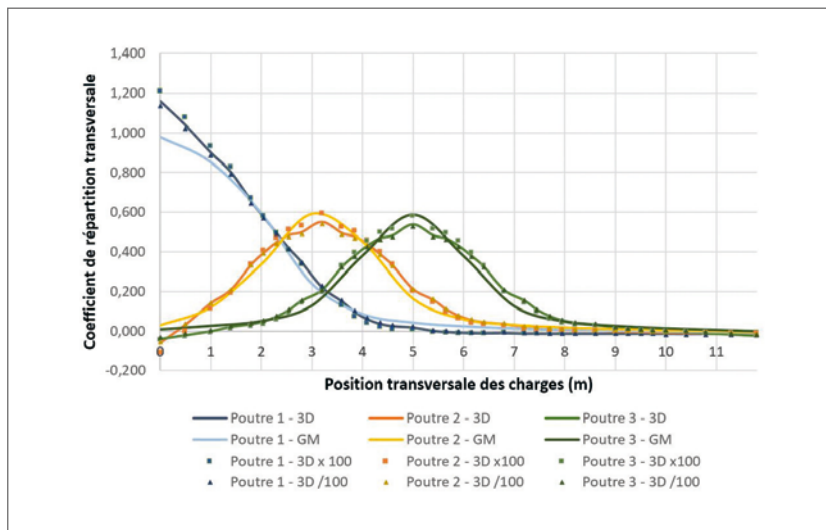


Figure A3-13 : Ligne d'influence du coefficient de répartition transversale de l'effort tranchant sur appui sous charge ponctuelle

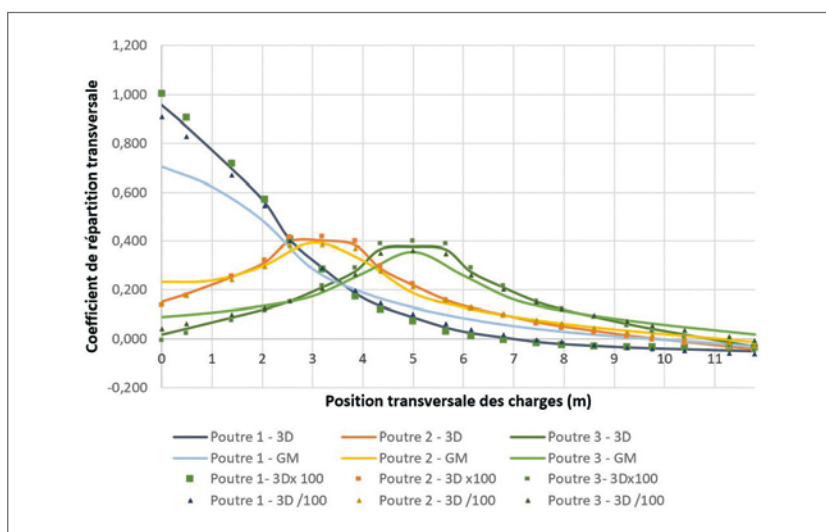


Figure A3-14 : Ligne d'influence du coefficient de répartition transversale de l'effort tranchant sur appui sous charge couteau longitudinale

Observations

Le modèle Guyon-Massonnet donne également des résultats très similaires à ceux obtenus avec le modèle 3D avec rigidité de connexion.

Moment de flexion d'axe vertical

L'exploitation du modèle à barre en 3 dimensions permet d'évaluer le niveau du moment de flexion d'axe vertical dans les poutres bois. La valeur de ce moment est présentée dans les graphiques ci-après pour le cas d'une charge ponctuelle de valeur 100 déplacée transversalement à mi-travée et d'une charge couteau de valeur totale 100 longitudinale déplacée transversalement.

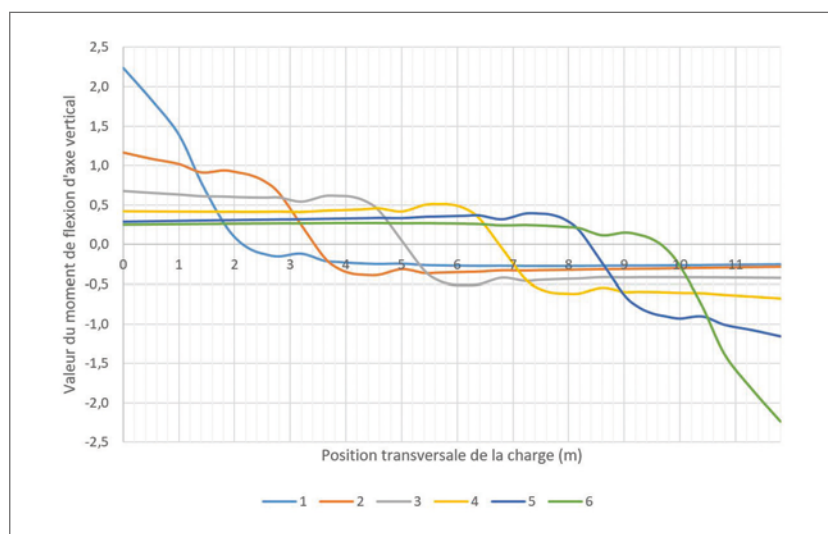


Figure A3-15 : Lignes d'influence du moment d'axe vertical sous charge ponctuelle

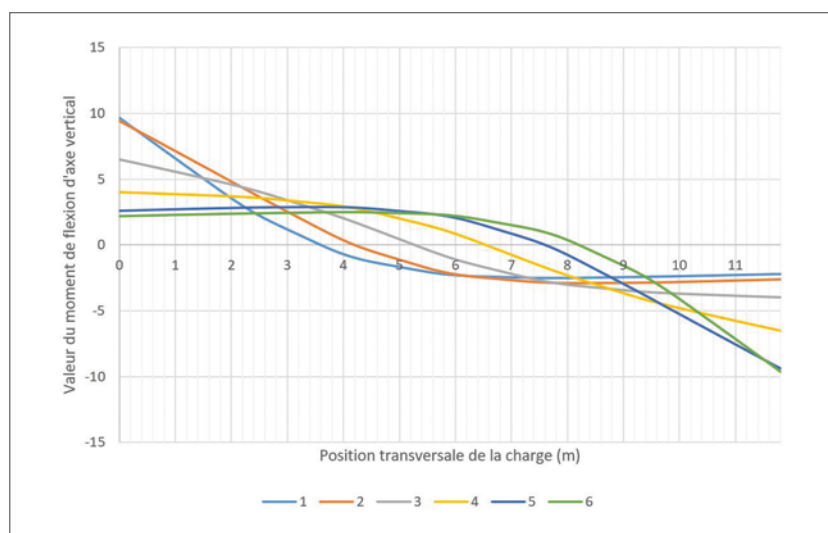


Figure A3-16 : Lignes d'influence du moment d'axe vertical sous charge couteau

Observations

Les valeurs de moment obtenues sont faibles. Pour fixer les idées, le moment généré par le TS de la voie 1 (540 kN) est de l'ordre de $0,6 \times 5,4 = 3,24$ kN.m et le moment généré par une voie de 3 m chargée par UDL voie 1 est de l'ordre de $3 \times 6,3 \times 3 / 100 = 0,6$ kN.m. Ces moments sont très faibles pour les dimensions de nervures en bois envisagées (largeur de l'ordre de 0,80 m et hauteur proche d'un mètre).

Effort tranchant horizontal dans les nervures en bois

L'exploitation du modèle à barre en 3 dimensions permet d'évaluer le niveau de l'effort tranchant horizontal dans les poutres bois. La valeur de cet effort est présentée dans les graphiques ci-après pour le cas d'une charge ponctuelle de valeur 100 déplacée transversalement à 1,50 m de l'axe d'appui (position la plus défavorable) et pour celui d'une charge couteau de valeur totale 100 longitudinale déplacée transversalement.

Position longitudinale défavorable pour une charge ponctuelle

Pour déterminer la position longitudinale la plus défavorable d'une charge ponctuelle vis-à-vis de l'effort tranchant horizontal dans les nervures en bois, nous considérons les lignes d'influence de cet effort pour les cas du déplacement longitudinal d'une charge ponctuelle en rive et à l'axe :

- **Cas 1** : déplacement d'une charge ponctuelle en rive

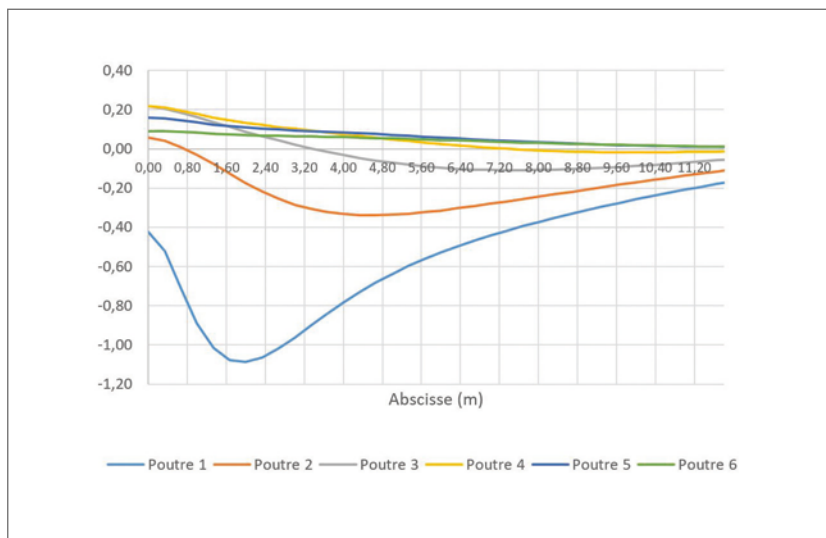


Figure A3-17 : Ligne d'influence de l'effort tranchant horizontal sur appui dans la nervure bois - Charge ponctuelle en rive

L'effort tranchant horizontal maximal pour une nervure de rive est obtenu pour une charge ponctuelle positionnée à environ 2,00 m de l'appui.

- **Cas 2** : déplacement d'une charge ponctuelle à l'axe

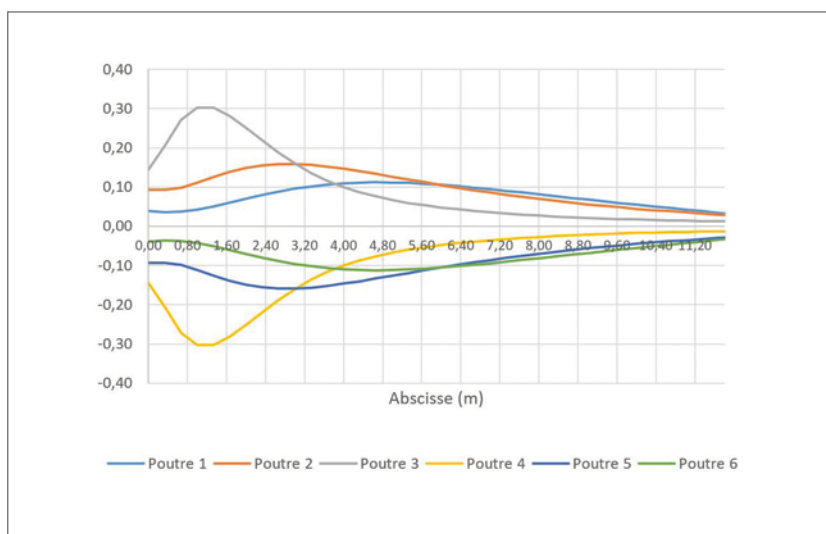


Figure A3-18 : Ligne d'influence de l'effort tranchant horizontal sur appui dans la nervure bois - Charge ponctuelle à l'axe

L'effort tranchant horizontal maximal pour une nervure centrale est obtenu pour une charge ponctuelle positionnée à environ 1,20 m de l'appui.

On déterminera donc la ligne d'influence de cet effort pour une charge ponctuelle déplacée transversalement à 1,50 m de l'axe d'appui.

Lignes d'influence du moment d'axe vertical

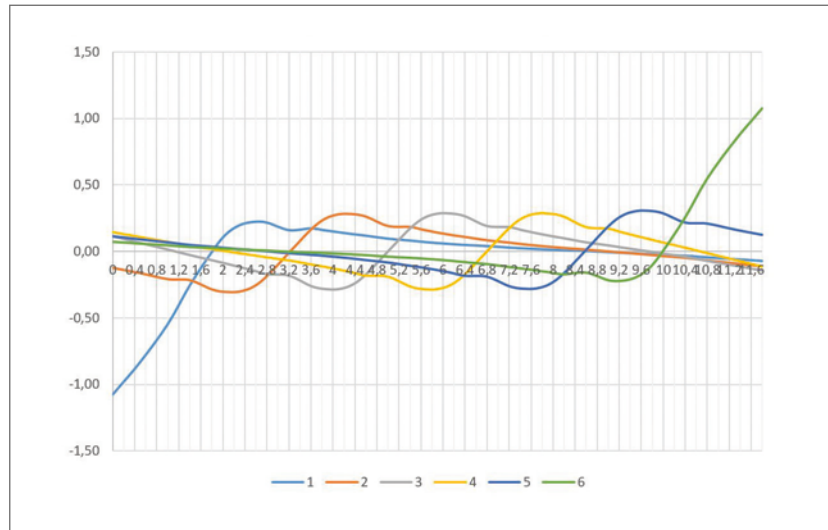


Figure A3-19 : Ligne d'influence de l'effort tranchant horizontal dans les nervures bois - Charge ponctuelle

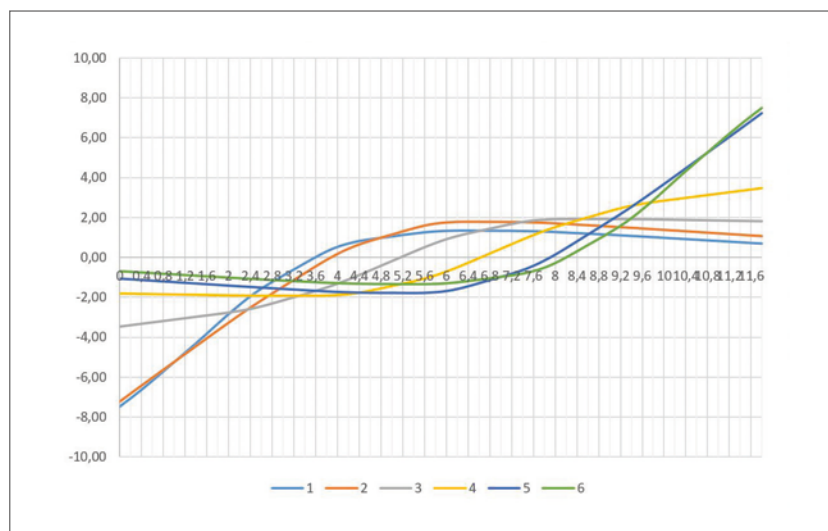


Figure A3-20 : Ligne d'influence de l'effort tranchant horizontal dans les nervures bois - Charge couteau

Observations

Les valeurs d'efforts obtenus sont faibles. Pour fixer les idées, l'effort généré par le TS de la voie 1 (540 kN) est de l'ordre de $0,3 \times 5,4 = 1,6$ kN.m et celui généré par une voie de 3 m chargée par UDL voie 1 est de l'ordre de $3 \times 6,3 \times 1,7 / 100 = 0,3$ kN. Ces efforts sont très faibles pour les dimensions de nervures en bois envisagées (largeur de l'ordre de 0,80 m et hauteur proche d'un mètre).

Moment de torsion dans les poutres bois

L'exploitation du modèle à barre en 3 dimensions permet d'évaluer le niveau du moment de torsion dans les poutres bois, la valeur de ce moment est présentée dans les graphiques ci-après pour le cas d'une charge ponctuelle de valeur 100 déplacée transversalement à 1,50 m de l'axe d'appui et d'une charge couteau de valeur totale 100 longitudinale déplacée transversalement.

Une comparaison est faite avec le modèle basé sur la théorie de Guyon-Massonnet.

La différence entre les modèles vient notamment du fait que dans le modèle spatial, une partie de l'excentrement des charges est repris par un couple d'effort tranchant horizontal entre le hourdis béton et les nervures bois. Le modèle basé sur la théorie de Guyon-Massonnet donne des moments de torsion plus élevés.

Position longitudinale défavorable pour une charge ponctuelle

Pour déterminer la position longitudinale la plus défavorable d'une charge ponctuelle vis-à-vis du moment de torsion dans les nervures en bois, nous considérons les lignes d'influence de cet effort pour les cas du déplacement longitudinal d'une charge ponctuelle en rive et à l'axe :

- **Cas 1** : déplacement d'une charge ponctuelle en rive

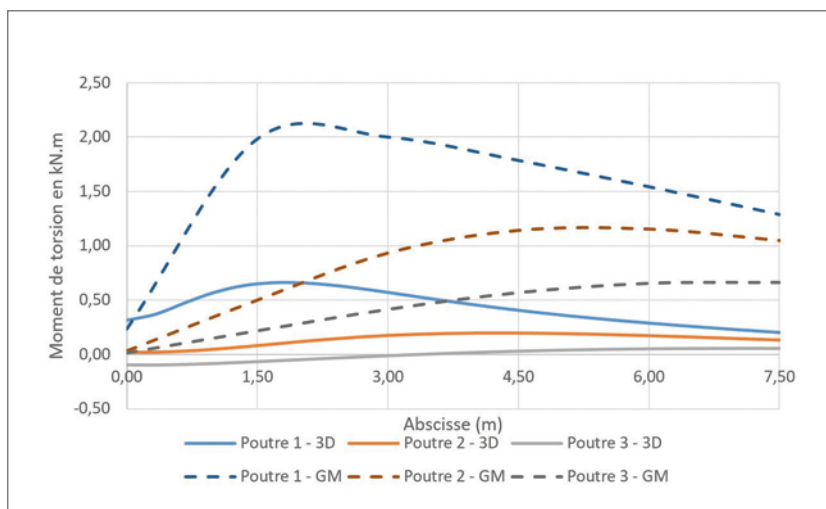


Figure A3-21 : Ligne d'influence du moment de torsion pour une charge ponctuelle déplacée en rive de 1 kN

Le moment de torsion maximal pour une nervure de rive est obtenu pour une charge ponctuelle positionnée à environ 2,00 m de l'appui.

- **Cas 2** : déplacement d'une charge ponctuelle à l'axe

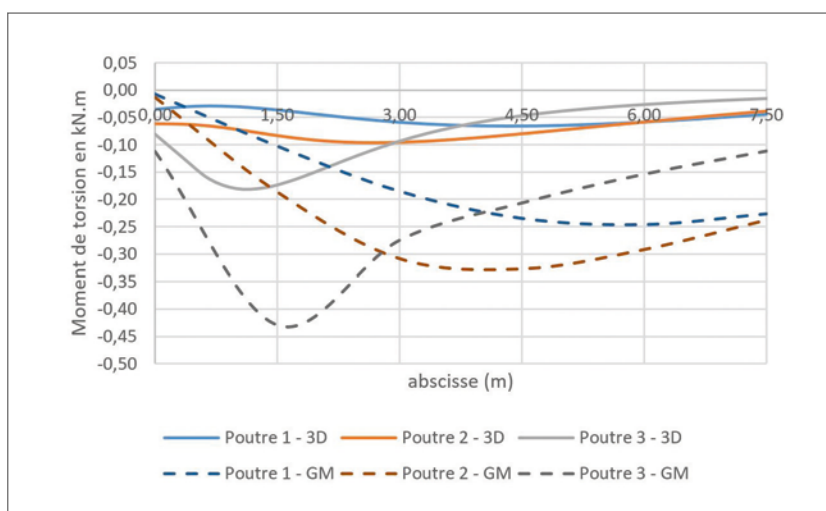


Figure A3-22 : Ligne d'influence du moment de torsion pour une charge ponctuelle déplacée à l'axe de 1 kN

Le moment de torsion maximal pour une nervure centrale est obtenu pour une charge ponctuelle positionnée à environ 1,50 m de l'appui.

On déterminera donc la ligne d'influence de cet effort pour une charge ponctuelle déplacée transversalement à 1,50 m de l'axe d'appui.

Lignes d'influence du moment de torsion

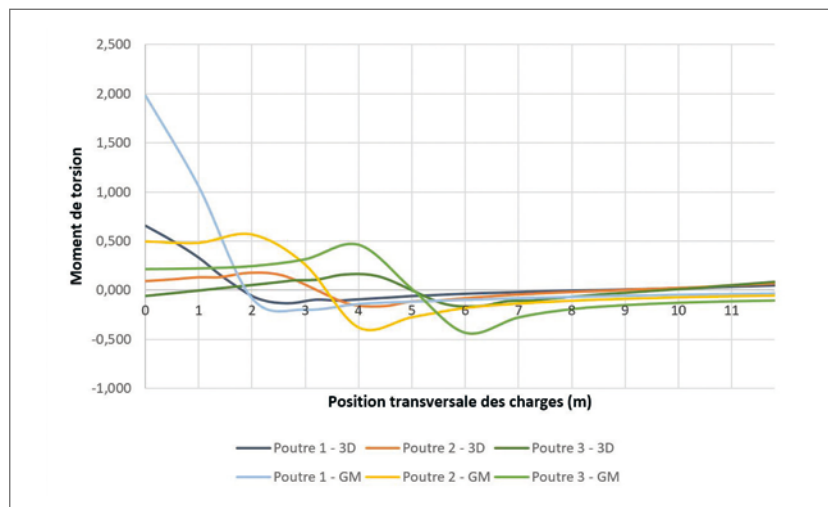


Figure A3-23 : Ligne d'influence du moment de torsion pour une charge ponctuelle

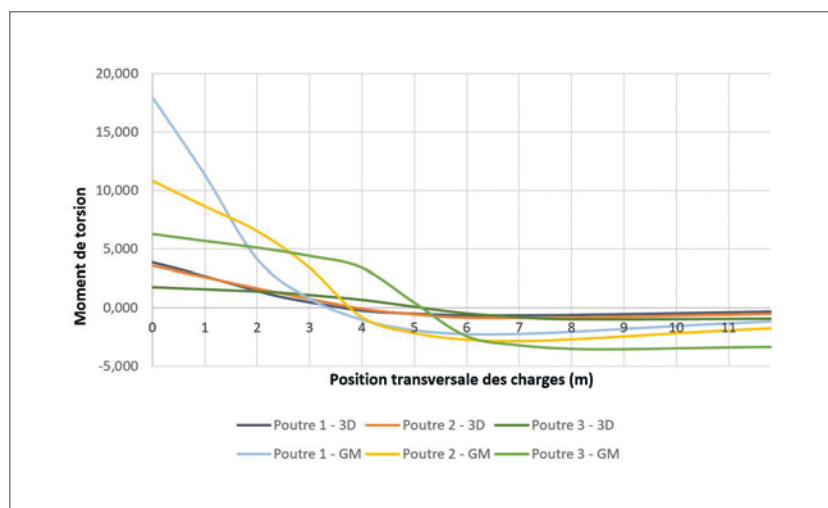


Figure A3-24 : Ligne d'influence du moment de torsion pour une charge couteau

Observations

Le modèle basé sur la théorie de Guyon-Massonnet donne des moments de torsion plus défavorables que ceux obtenus par le modèle spatial car dans le premier modèle l'excentrement des charges est uniquement repris en torsion et flexion.

Pour l'exemple développé dans le présent guide, nous retiendrons la méthode de Guyon-Massonnet pour déterminer le moment de torsion dans les nervures. La détermination de cet effort est présentée dans l'annexe « Coefficients de répartition transversale des charges et moment de torsion dans les nervures déterminés selon la théorie de Guyon-Massonnet ».

Synthèse

La comparaison des modèles montre que la répartition transversale des charges, pour les géométries de ponts envisagées dans le présent guide, peut être évaluée avec une très bonne précision à partir des théories classiques développées par Guyon et Massonnet sans qu'il ne soit nécessaire de tenir compte de la souplesse de connexion dans l'analyse. Le moment de torsion dans les nervures peut également être évalué de façon conservatrice selon cette méthode.

L'analyse des résultats du modèle spatial montre que le moment de flexion d'axe vertical et l'effort tranchant horizontal sont très faibles pour les géométries transversales envisagées. Ces efforts peuvent généralement être négligés dans le dimensionnement.

Annexe 4 - Coefficients de répartition transversale des charges et moment de torsion dans les nervures déterminés selon la théorie de Guyon-Massonnet

Présentation

La présente annexe récapitule les valeurs des coefficients de répartition transversale des charges pour les différents chargements appliqués au tablier en se basant sur la géométrie du pont à une travée de 15 m de portée pris comme exemple dans le guide. Elle présente également la détermination des moments de torsion dans les nervures en bois.

Modélisation selon la théorie de Guyon-Massonnet

À partir des données de l'exemple développé de pont dans le guide, nous construisons un modèle à l'aide d'un logiciel interne implémentant la théorie de Guyon-Massonnet. Le modèle est constitué :

- de plaques isotropes représentant le hourdis en béton caractérisé par
 - un coefficient de Poisson de 0,2,
 - une inertie de torsion de $5,21 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$,
 - une rigidité de flexion de $44,4 \text{ MPa} \cdot \text{m}^2$;
- de poutres représentant les nervures en bois caractérisées par :
 - une rigidité de torsion de $56,9 \text{ MPa} \cdot \text{m}^2$,
 - une rigidité de flexion de $766,7 \text{ MPa} \cdot \text{m}^2$.

Cas de charge

Les cas de charge considérés sont les suivants :

- le poids propre du hourdis ;
- le poids des superstructures (corniches et dispositifs de retenue en rive, trottoirs, chaussée) ;
- la charge d'exploitation sur chaussée LM1 ;
- la charge de foule d'accompagnement sur trottoirs q_{fcomb} ;
- la charge de fatigue FLM3.

Tableau des coefficients de répartition transversale des charges

Nous donnons dans les tableaux ci-après les valeurs des coefficients de répartition transversale, notés K, permettant l'étude de chaque poutre à partir du chargement global appliquée au tablier. La définition du coefficient K est la suivante :

$$E_{\text{poutre}} = K \cdot E_{\text{global}}$$

- où
- E_{poutre} : sollicitation dans la poutre étudiée
 - K : coefficient de répartition transversale
 - E_{global} : sollicitation globale dans le tablier

Charges permanentes

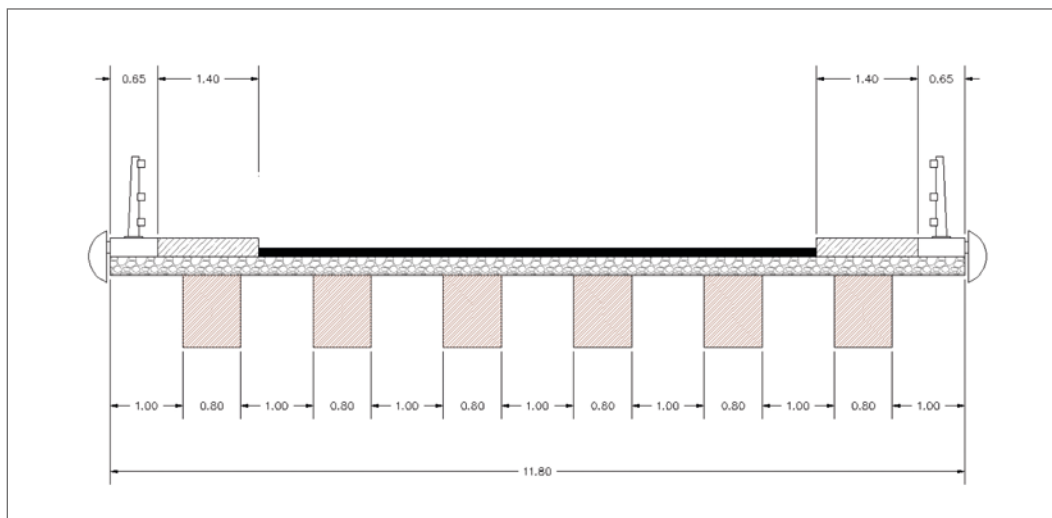


Figure A4-1 : Coupe transversale du tablier

Poids propre

Poutres	Coefficient K	
	Moment	Tranchant
1	0,179	0,181
2	0,163	0,161
3	0,158	0,157
4	0,158	0,157
5	0,163	0,161
6	0,179	0,181

Tableau A4-1 : Coefficients de répartition - Poids propre

Corniches et dispositifs de retenue

Poutres	Coefficient K					
	Moment			Tranchant		
	Rive G	Rive D	Deux rives	Rive G	Rive D	Deux rives
1	0,554	-0,030	0,262	0,704	-0,032	0,336
2	0,300	-0,003	0,148	0,233	-0,014	0,110
3	0,136	0,044	0,090	0,090	0,019	0,055
4	0,044	0,136	0,090	0,019	0,090	0,055
5	-0,003	0,300	0,148	-0,014	0,233	0,110
6	-0,030	0,554	0,262	-0,032	0,704	0,336

Tableau A4-2 : Coefficients de répartition - Corniches et dispositifs de retenue

Trottoirs

Poutres	Coefficient K					
	Moment			Tranchant		
	Trottoir G	Trottoir D	Deux trottoirs	Trottoir G	Trottoir D	Deux trottoirs
1	0,478	-0,014	0,232	0,607	-0,015	0,296
2	0,293	0,018	0,155	0,249	0,006	0,128
3	0,157	0,069	0,113	0,111	0,042	0,076
4	0,069	0,157	0,113	0,042	0,111	0,076
5	0,018	0,293	0,155	0,006	0,249	0,128
6	-0,014	0,478	0,232	-0,015	0,607	0,296

Tableau A4-3 : Coefficients de répartition - Trottoirs

Chaussée

Poutres	Coefficient K	
	Moment	Tranchant
1	0,150	0,126
2	0,168	0,177
3	0,182	0,196
4	0,182	0,196
5	0,168	0,177
6	0,150	0,126

Tableau A4-4 : Coefficients de répartition - Chaussée

Charges d'exploitation sur chaussée

La chaussée est composée de 2 voies de calcul de 3 m et d'une aire résiduelle de 1,70 m. Pour l'étude de la poutre 2 depuis la droite nous positionnons la voie 1 le long du trottoir de droite, puis la voie 2 et enfin l'aire résiduelle du côté du trottoir de gauche.

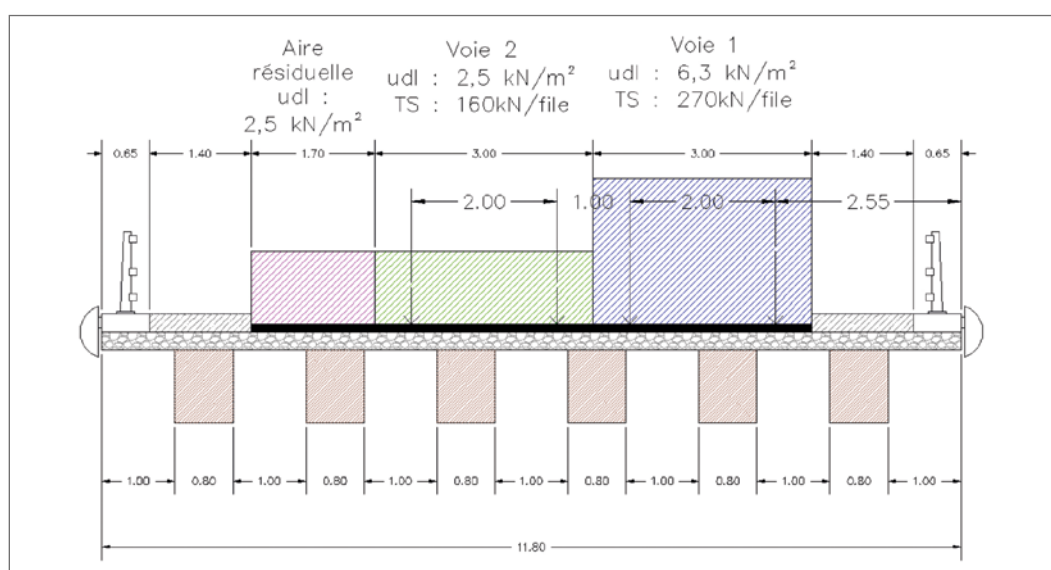


Figure A4-2 : Position des charges d'exploitation sur la coupe transversale du tablier

Tandem System du Load Model 1

Deux positions du tandem sont considérées :

- **cas 1** : une position à mi-travée pour la détermination du moment de flexion d'axe horizontal ;
- **cas 2** : une position à 1,5 m de l'axe d'appui pour la détermination de l'effort tranchant vertical et du moment de torsion dans les nervures.

Cas 1 : TS centré à mi-travée pour l'étude vis-à-vis du moment de flexion

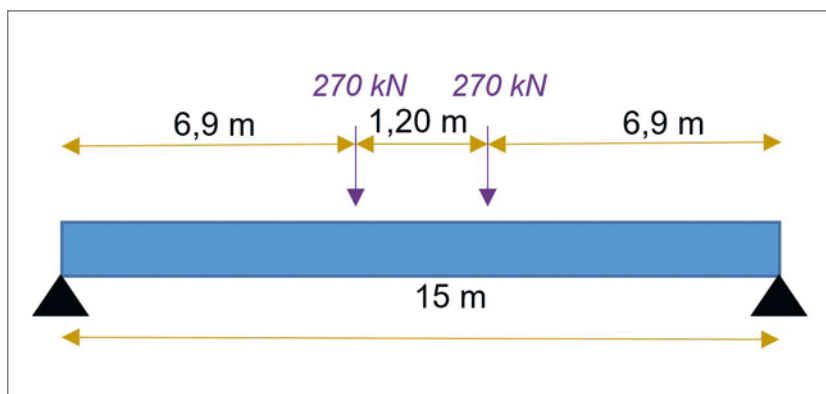


Figure A4-3 : Position du TS centré à mi-travée pour l'étude en flexion

Cas 2 : TS à 1,50 m de l'appui pour l'étude vis-à-vis de l'effort tranchant

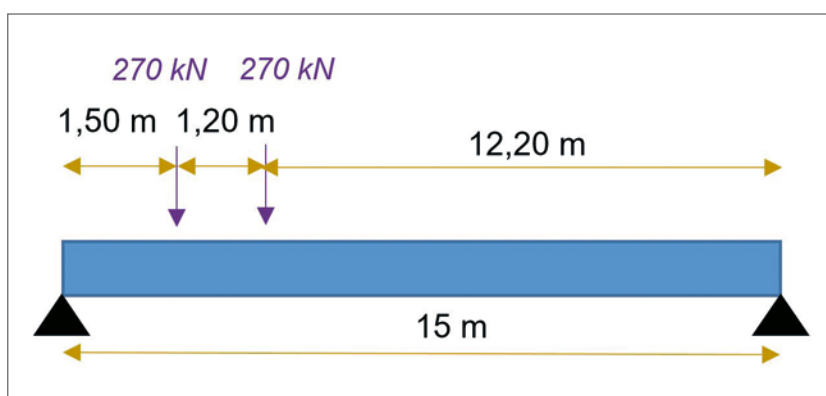


Figure A4-4 : Position du TS pour l'étude vis-à-vis de l'effort tranchant

Poutres	Coefficient K			
	Moment		Tranchant	
	TS voie 1	TS voie 2	TS voie 1	TS voie 2
1	0,268	0,083	0,238	0,028
2	0,277	0,128	0,363	0,078
3	0,224	0,208	0,285	0,269
4	0,128	0,242	0,081	0,349
5	0,070	0,197	0,025	0,210
6	0,033	0,141	0,008	0,066

Tableau A4-5 : Coefficients de répartition - TS

Uniform Dead Load du Load Model 1

Poutres	Coefficient K					
	Moment			Tranchant		
	UDL voie 1	UDL voie 2	UDL aire résiduelle	UDL voie 1	UDL voie 2	UDL aire résiduelle
1	0,278	0,097	0,021	0,248	0,069	0,007
2	0,253	0,142	0,062	0,321	0,111	0,023
3	0,207	0,191	0,121	0,236	0,217	0,048
4	0,142	0,213	0,197	0,111	0,291	0,096
5	0,082	0,194	0,272	0,057	0,189	0,204
6	0,038	0,162	0,327	0,026	0,122	0,173

Tableau A4-6 : Coefficients de répartition - UDL

Charge de foule d'accompagnement sur trottoir

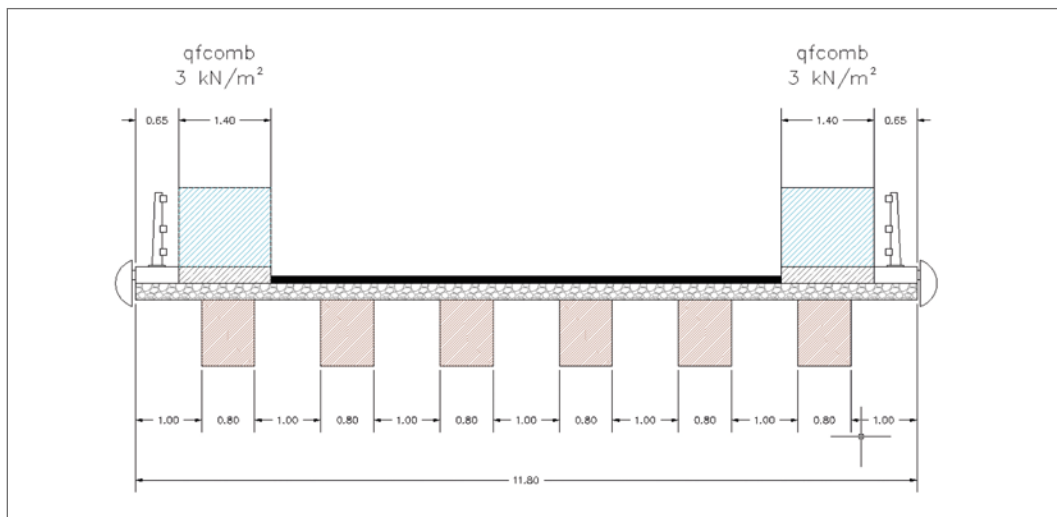


Figure A4-5 : Charge de foule sur trottoirs

Poutres	Coefficient K					
	Moment			Tranchant		
	Trottoir G	Trottoir D	Deux trottoirs	Trottoir G	Trottoir D	Deux trottoirs
1	0,454	-0,009	0,222	0,576	-0,010	0,283
2	0,290	0,024	0,157	0,257	0,012	0,134
3	0,163	0,077	0,120	0,117	0,048	0,083
4	0,077	0,163	0,120	0,048	0,117	0,083
5	0,024	0,290	0,157	0,012	0,257	0,134
6	-0,009	0,454	0,222	-0,010	0,576	0,283

Tableau A4-7 : Coefficients de répartition - Charge de foule

Charge de fatigue

Cette charge est centrée sur la voie lente physique du tablier. Le modèle de fatigue se compose d'un tandem (même géométrie que TS) et d'une charge uniformément répartie appliquée sur une voie de 3 m centrée sur l'axe physique de la voie lente.

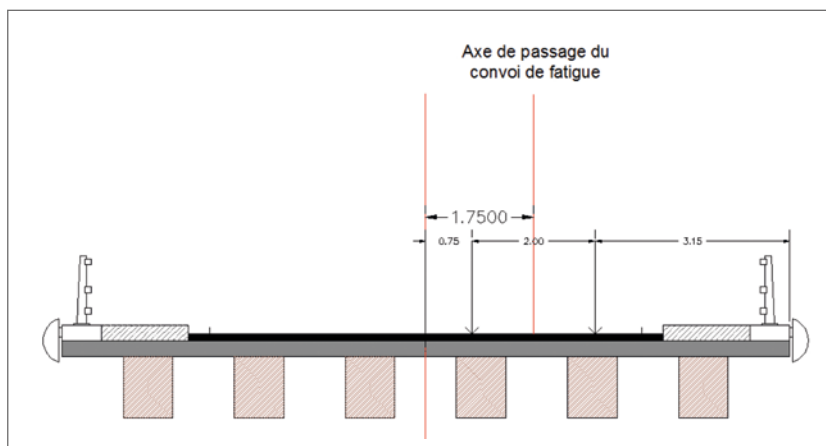


Figure A4-6 : Charge de fatigue

Tandem	Coefficient K	
	Moment	Tranchant
Poutres		
1	0,172	0,096
2	0,229	0,279
3	0,244	0,349
4	0,182	0,202
5	0,107	0,053
6	0,065	0,020

Tableau A4-8 : Coefficients de répartition - Tandem FLM1

Charge uniformément répartie	Coefficient K	
	Moment	Tranchant
Poutres		
1	0,194	0,150
2	0,214	0,235
3	0,215	0,293
4	0,177	0,176
5	0,123	0,092
6	0,076	0,054

Tableau A4-9 : Coefficients de répartition - Charge uniforme FLM1

Moments de torsion dans les nervures en bois

Nous donnons dans les tableaux ci-après les valeurs des moments de torsion dans les nervures pour les différents cas de charge.

Charges permanentes

Le poids total du hourdis est égal à $0,25 \times 15 \times 11,8 \times 25 = 1106,25$ kN.

Le poids des dispositifs en rive (corniche et dispositifs de retenue) est égal à $1 \times 15 = 15$ kN par rive.

Le poids total d'un trottoir est égal à $0,25 \times 15 \times 2,05 \times 25 = 192,2 \text{ kN}$.

Le poids total de la chaussée et de l'étanchéité est égal à (en tenant compte des pondérations maximales) : $(1,2 \times 0,03 \times 8 + 1,4 \times 0,08 \times 7,7) \times 15 \times 24 = 414,1 \text{ kN}$

Poutres	Moment de torsion en kN.m						Total CP
	Hourdis	Rive D	Rive G	Trot D	Trot G	Chaussée	
1	6,38	1,80	-0,12	13,97	-1,75	-3,35	16,93
2	3,26	1,08	-0,18	11,03	-2,56	-2,99	9,65
3	1,02	0,63	-0,34	7,28	-4,37	-1,09	3,13
4	-1,02	0,34	-0,63	4,37	-7,28	1,09	-3,13
5	-3,26	0,18	-1,08	2,56	-11,03	2,99	-9,65
6	-6,38	0,12	-1,80	1,75	-13,97	3,35	-16,93

Tableau A4-10 : Moment de torsion dans la nervure bois - Charges permanentes

Charges d'exploitation sur chaussée

Tandem System du Load Model 1

Pour évaluer les effets de torsion, on considère deux positions pour le TS du LM1 :

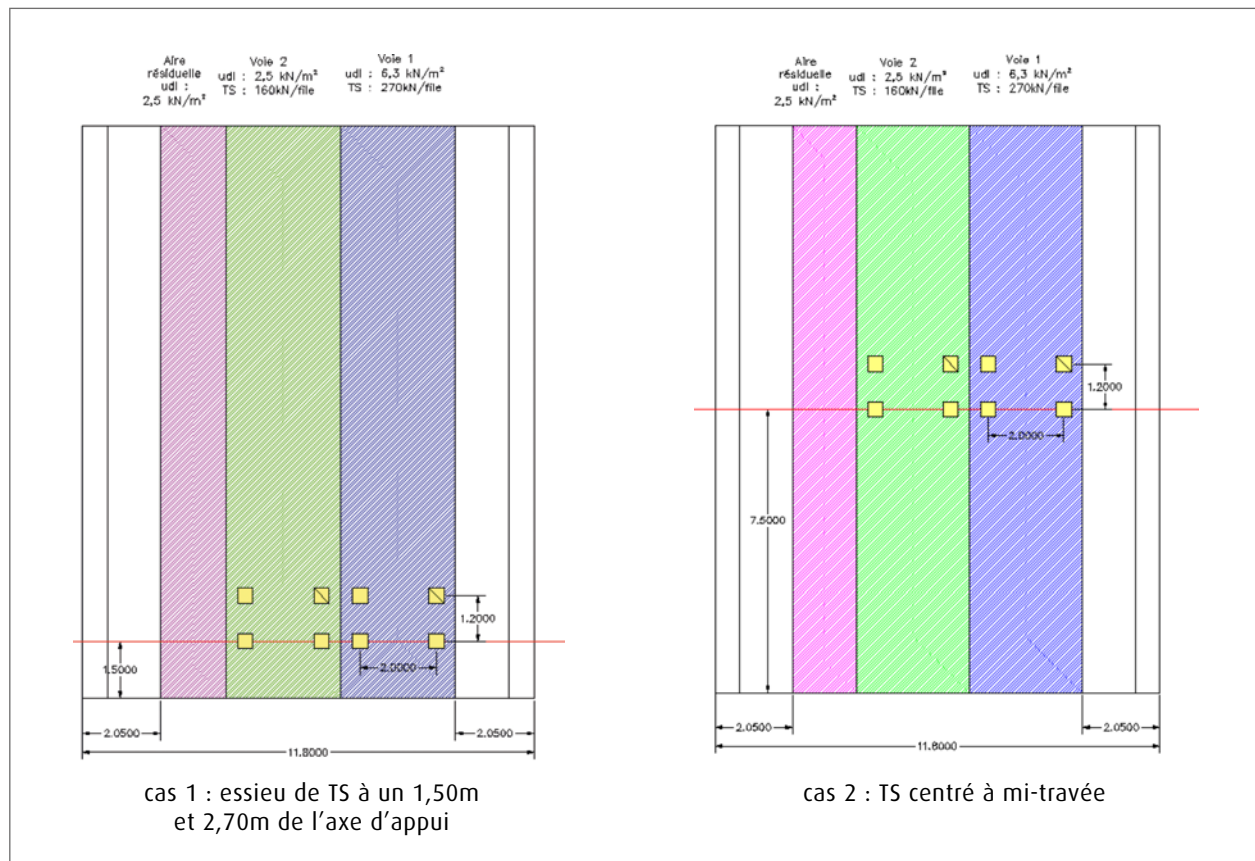


Figure A4-7 : Positions de TS pour l'étude de la torsion

Poutres	Moment de torsion en kN.m			
	TS à 1,5m de l'appui		TS à mi-travée	
	TS voie 1	TS voie 2	TS voie 1	TS voie 2
1	5,02	-6,94	-7,37	-3,95
2	9,14	-0,01	3,91	-6,72
3	15,40	-0,01	16,81	-8,78
4	17,32	0,00	13,41	0,07
5	14,45	0,00	7,58	8,47
6	10,99	0,01	5,02	4,79

Tableau A4-11 : Moment de torsion dans la nervure bois - TS

Uniform Dead Load du Load Model 1

Poutres	Moment de torsion en kN.m		
	UDL voie1	UDL voie2	UDL AR
1	0,16	-1,63	-0,77
2	2,55	-2,04	-1,06
3	6,80	-1,95	-1,50
4	6,52	0,07	-1,90
5	4,96	1,59	-1,47
6	3,71	1,38	-0,52

Tableau A4-12 : Moment de torsion dans la nervure bois - UDL

Charge de foule d'accompagnement sur trottoir

Poutres	Moment de torsion en kN.m	
	qfcombD	qfcombG
1	3,62	-0,60
2	3,32	-0,87
3	2,31	-1,44
4	1,44	-2,31
5	0,87	-3,32
6	0,60	-3,62

Tableau A4-13 : Moment de torsion dans la nervure bois - Charge de foule sur trottoir

Charge de fatigue

Poutres	Moment de torsion en kN.M	
	Tandem	Charge uniformément répartie
1	-5,97	-0,84
2	-8,32	-0,85
3	1,86	0,62
4	11,63	1,74
5	6,98	1,57
6	4,29	1,22

Tableau A4-14 : Moment de torsion dans la nervure bois - FLM1

Pour l'étude sous sollicitation tangente de la poutre 2 sur appui sous convoi de fatigue nous retiendrons un moment de torsion égal à 9,17 kN.m.

Combinaisons d'actions

Cas 1 : TS à 1,50 m de l'axe d'appui

On détermine tout d'abord le moment de torsion pour le cas où le TS est positionné à 1,50 m de l'appui. Ce cas est concomitant du cas maximisant l'effort tranchant vertical dans la poutre 2.

Poutres	Moment sous charge d'exploitation kN.m	
	M-	M+
1	-9,94	8,80
2	-11,83	15,01
3	-10,62	24,50
4	-4,52	25,36
5	-4,79	26,18
6	-4,14	21,81

Tableau A4-15 : Moment de torsion dans la nervure bois - Charges d'exploitation - TS proche de l'appui

Pour l'étude sous sollicitation tangente de la poutre 2 sur appui nous retiendrons :

- un moment de torsion ELS égal à $9,65 + 15,01 = 24,66$ kN.m ;
- un moment de torsion ELU égal à $1,35 \times 24,66$ kN.m = 33,29 kN.m.

Cas 2 : TS centré à mi-travée

On vérifie que le cas où le TS est positionné à mi-travée n'est pas dimensionnant vis-à-vis du moment de torsion dans la poutre 2.

Poutres	Moment sous charge d'exploitation kN.m	
	M-	M+
1	-14,33	3,78
2	-10,68	9,78
3	-13,67	25,92
4	-4,21	21,51
5	-4,79	23,47
6	-4,14	15,50

Tableau A4-16 : Moment de torsion dans la nervure bois - Charges d'exploitation - TS à mi-travée

Les moments de torsion extrêmes obtenus dans la poutre 2 sont inférieurs à ceux obtenus précédemment.

Annexe 5 - Exploitation du modèle poutre-échelle à une travée

Présentation

La présente annexe illustre les résultats obtenus à l'aide du modèle poutre-échelle relatif au tablier à une travée de 15 m pris comme exemple dans le guide. Elle donne successivement, pour les nervures en bois, les graphiques relatifs :

- aux flèches ;
- aux contraintes normales ;
- à l'effort tranchant.

Elle fournit également les efforts dans chaque rangée de connexion.

Flèches

Le tableau ci-après résume les flèches obtenues dans les nervures en bois.

État considéré	Flèche en mm
Flèche sous poids propre	3,54
Flèche sous poids du béton	8,27
Flèches enveloppes sous superstructure	2,92
Flèche sous retrait à la mise en service	4,82
Flèche sous charges permanentes	19,56
Flèche de fluage sous charges permanentes et redistributions de retrait calculées sous superstructures nominales	15,32
Flèche sous UDL et q_{fcomb} à l'état initial	2,37
Flèche sous TS à l'état initial	6,69
Flèche sous UDL et q_{fcomb} à l'état final	3,92
Flèche sous TS à l'état final	11,06

Tableau A5-1 : Tableau des flèches

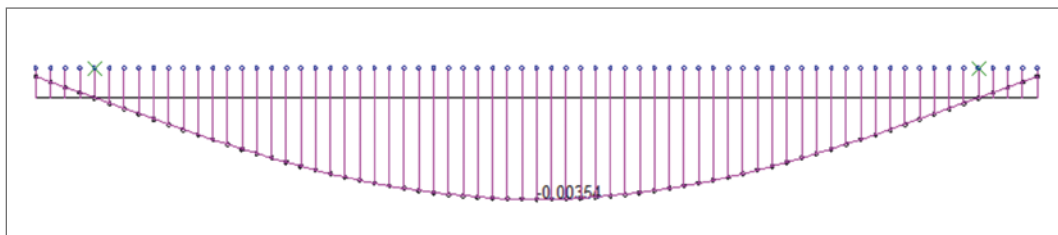


Figure A5-1 : Flèche sous poids propre de la poutre bois

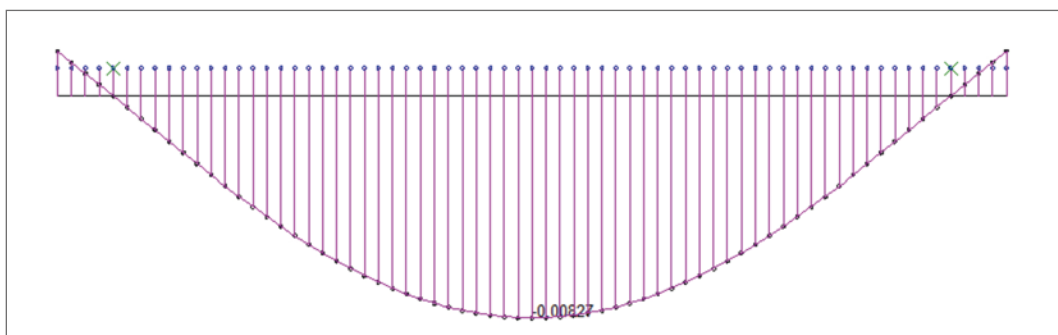


Figure A5-2 : Flèche sous poids du béton de la poutre bois

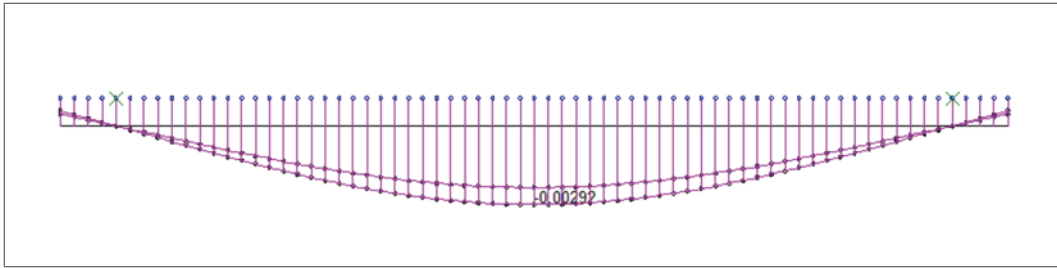


Figure A5-3 : Flèches enveloppes sous superstructure min et max

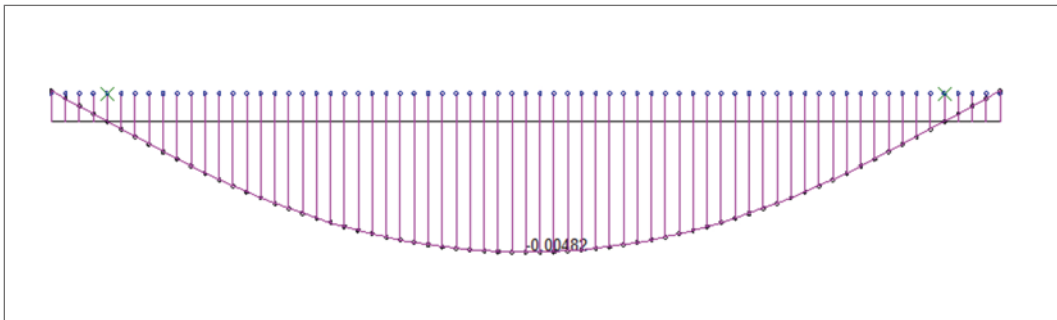


Figure A5-4 : Flèche sous retrait à la mise en service

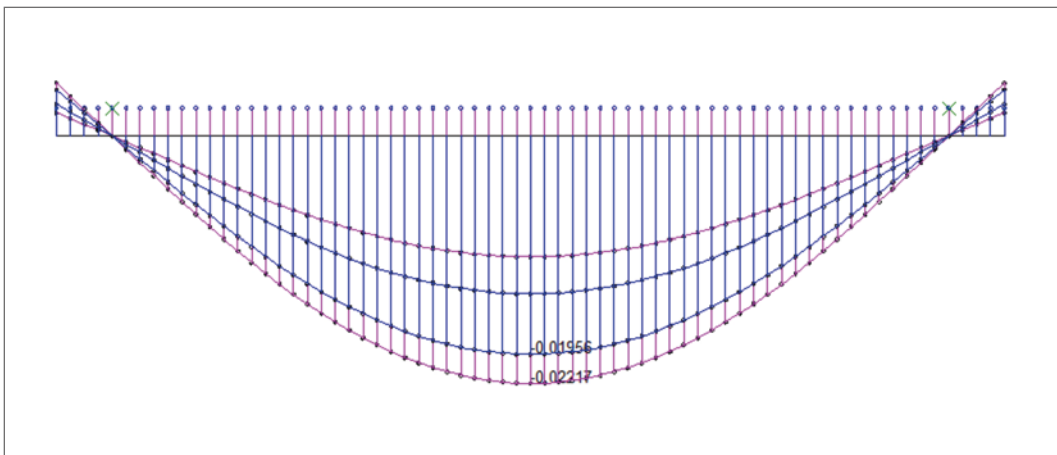


Figure A5-5 : Enveloppes des flèches sous charges permanentes (en bleu) et sous l'ELS quasi-permanent (en rose)

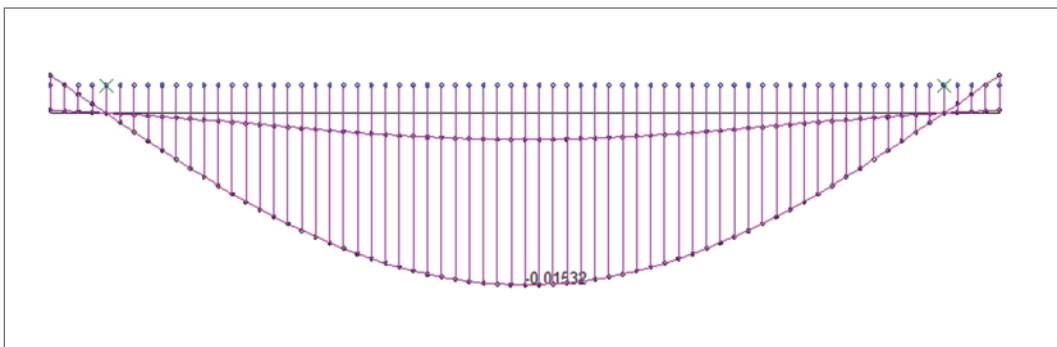


Figure A5-6 : Enveloppes des flèches de fluage sous charges permanentes et redistributions de retrait calculées sous superstructures nominales

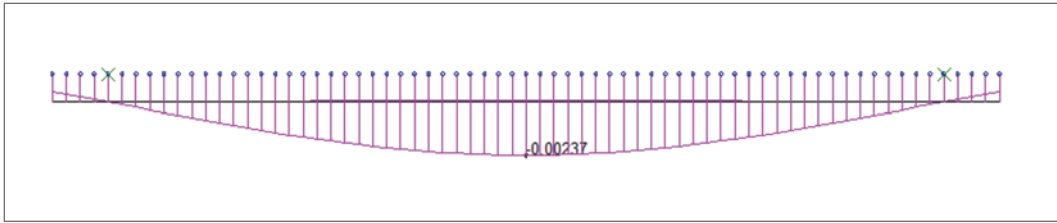


Figure A5-7 : Flèche sous UDL et qcomb à l'état initial

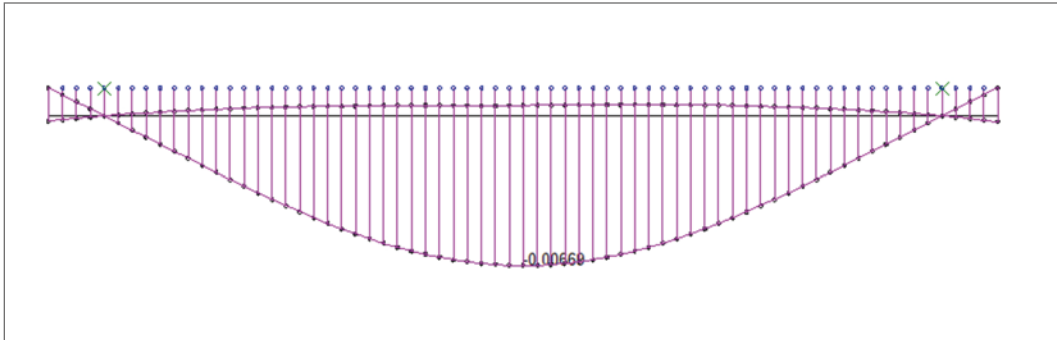


Figure A5-8 : Flèche sous TS à l'état initial

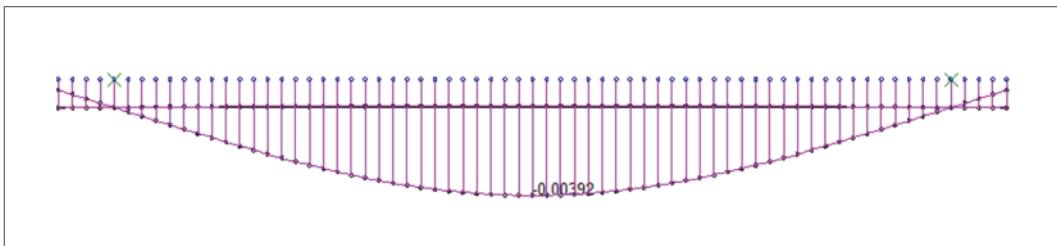


Figure A5-9 : Flèche sous UDL et qcomb à l'état final

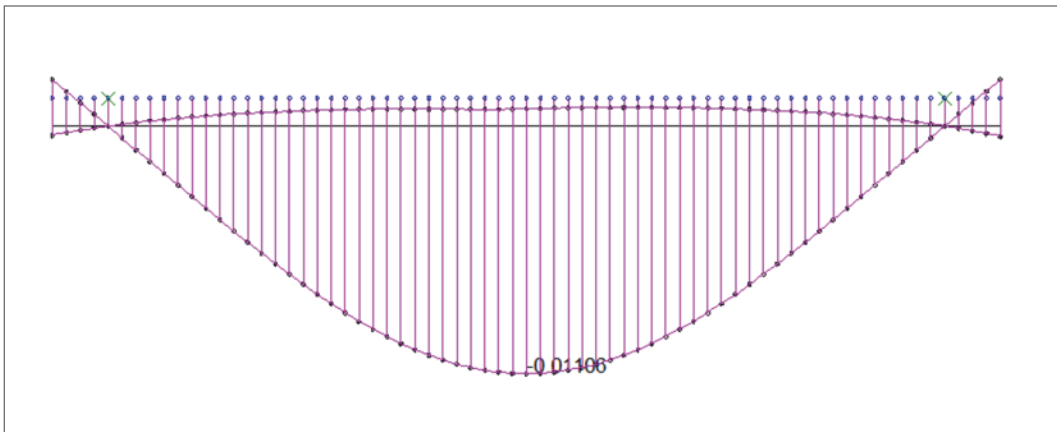


Figure A5-10 : Flèche sous TS à l'état final

Contraintes normales ELU

Le tableau ci-après fournit les principales contraintes dans les matériaux.

Combinaisons	Bois				Béton
	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	σ_m (MPa)	σ_n (MPa)	σ_{sup} (MPa)
ELU quasi-permanent état initial	7,09	-6,76	6,94	0,17	1,87
ELU combinaison fondamentale LM1 action de base – état initial	10,62	-12,29	11,46	-0,84	7,04
ELU combinaison fondamentale T° action de base – état initial	10,37	-10,95	10,66	-0,29	5,47
Redistributions de retrait et fluage	1,35	-0,79	1,07	0,28	-0,88
ELU quasi-permanent état final	7,92	-7,26	7,59	0,33	1,27
ELU combinaison fondamentale LM1 action de base – état final	11,64	-12,89	12,28	-0,63	6,55
ELU combinaison fondamentale T° action de base – état final	11,17	-11,42	11,31	-0,13	5,07

Notations :
 σ_{sup} : contrainte en fibre supérieure de l'élément considéré ;
 σ_{inf} : contrainte en fibre inférieure de l'élément considéré ;
 σ_m : contrainte de flexion (toujours positive) dans le bois ;
 σ_n : contrainte uniforme dans le bois.

Convention de signe :
 • compression > 0 ;
 • traction < 0.

Tableau A5-2 : Tableau des contraintes normales

Nous présentons ci-après les courbes de contraintes normales dans la poutre mixte.

ELU sous actions quasi-permanentes - état initial

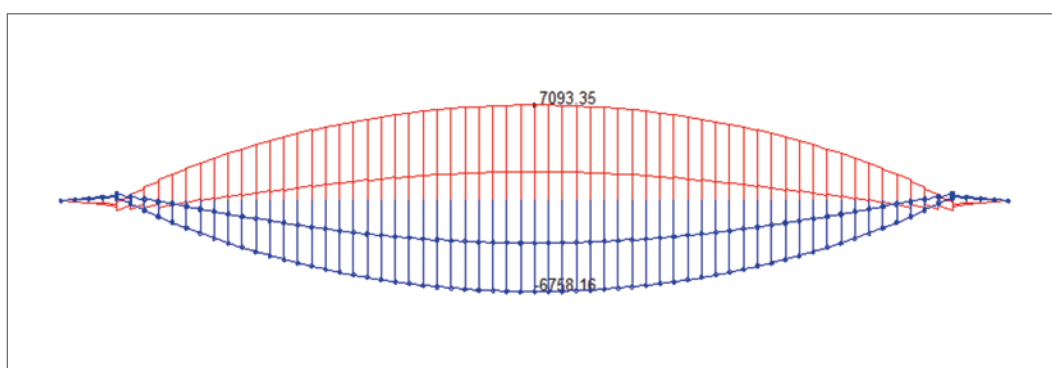


Figure A5-11 : Contraintes dans le bois à l'état initial à l'ELU quasi-permanente

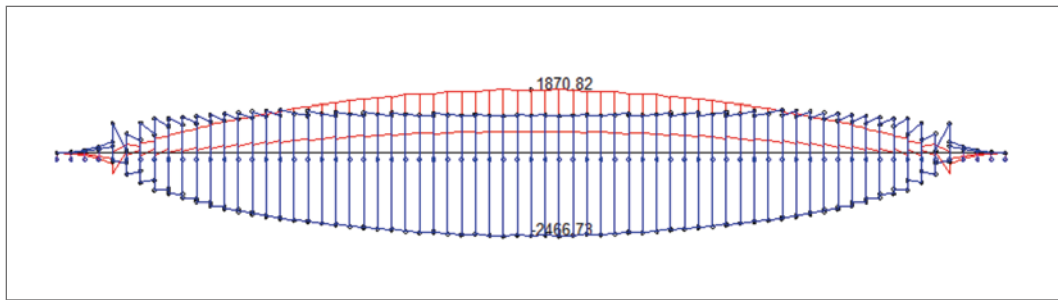


Figure A5-12 : Contraintes dans le béton à l'état initial à l'ELU quasi-permanent

ELU combinaison fondamentale - état initial

Combinaison avec LM1 comme action variable de base

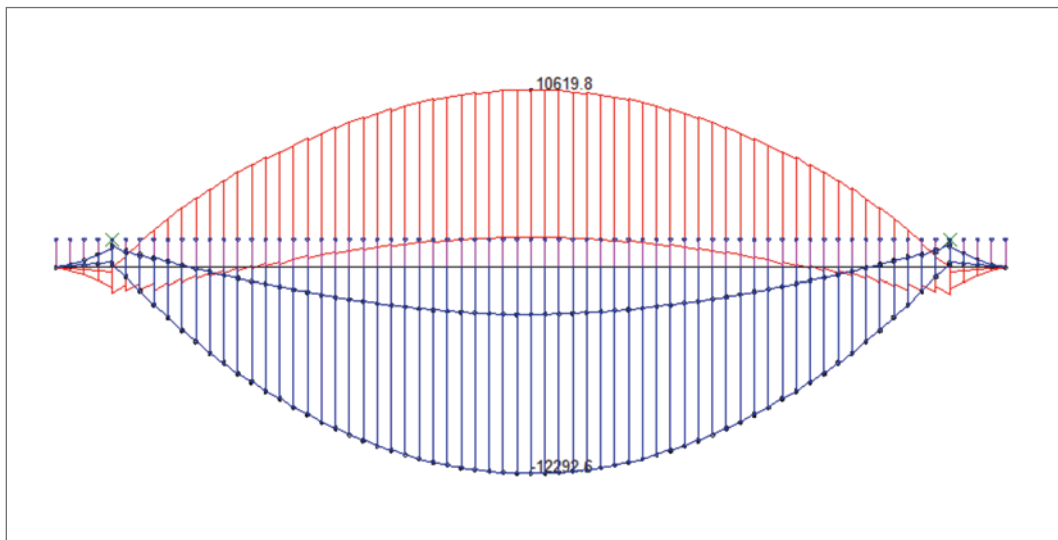


Figure A5-13 : Contraintes dans le bois à l'état initial à l'ELU - LM1 action de base

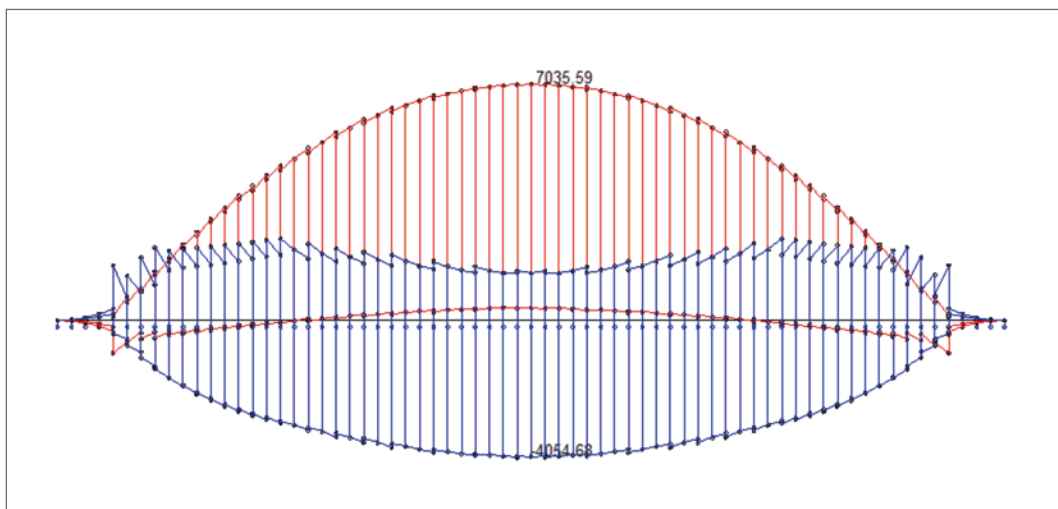


Figure A5-14 : Contraintes dans le béton à l'état initial à l'ELU - LM1 action de base

Combinaison avec la température comme action variable de base

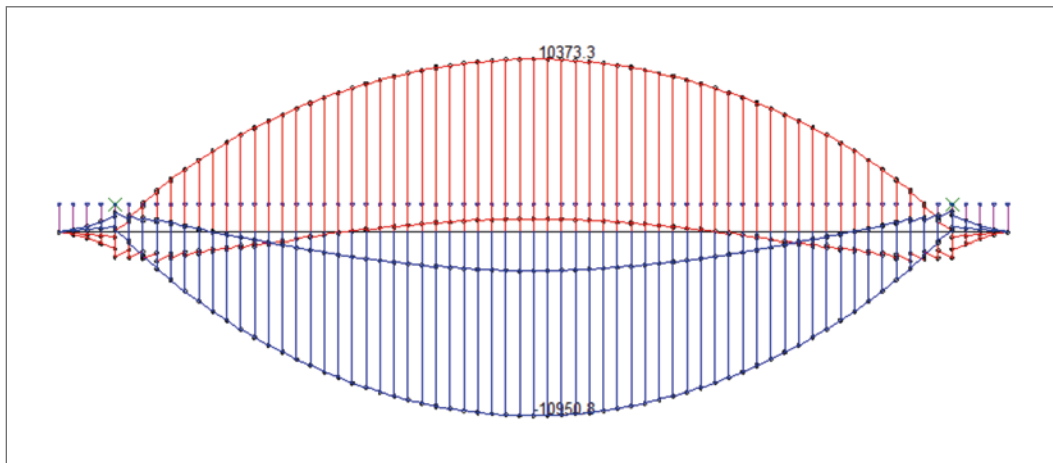


Figure A5-15 : Contraintes dans le bois à l'état initial à l'ELU - T° action de base

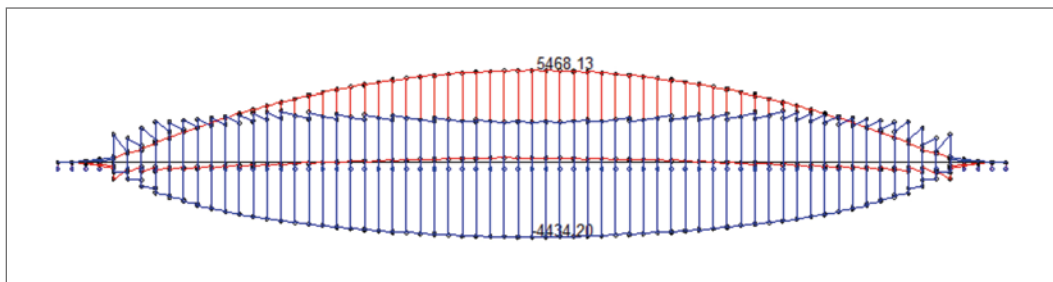


Figure A5-16 : Contraintes dans le béton à l'état initial à l'ELU - T° action de base

Redistributions de fluage et de retrait

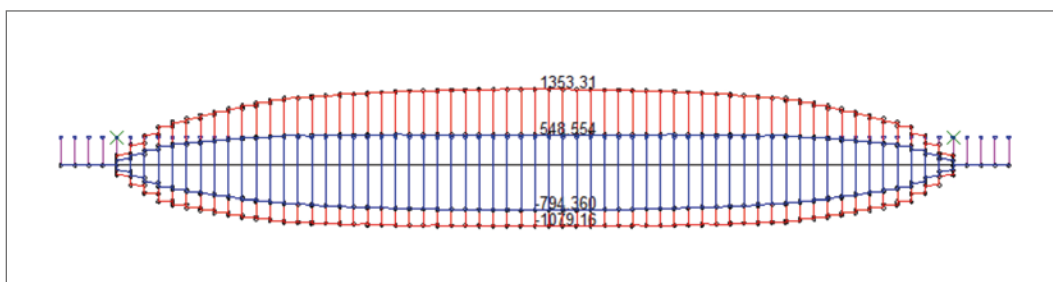


Figure A5-17 : Enveloppes des contraintes dans le bois dues aux redistributions de fluage et de retrait

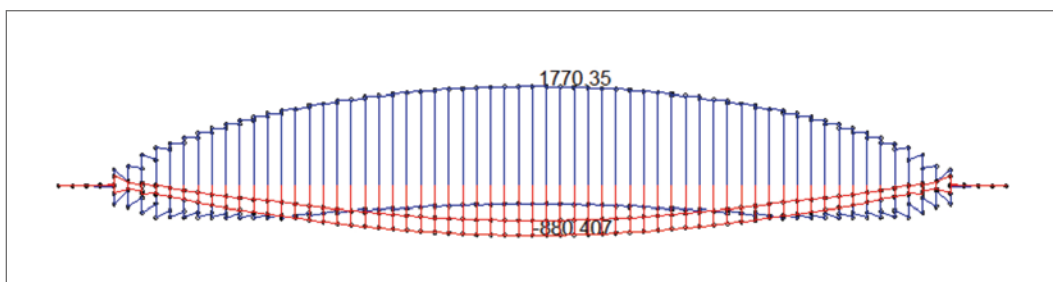


Figure A5-18 : Enveloppes des contraintes dans le béton dues aux redistributions de fluage et de retrait

ELU sous actions quasi-permanentes - état final

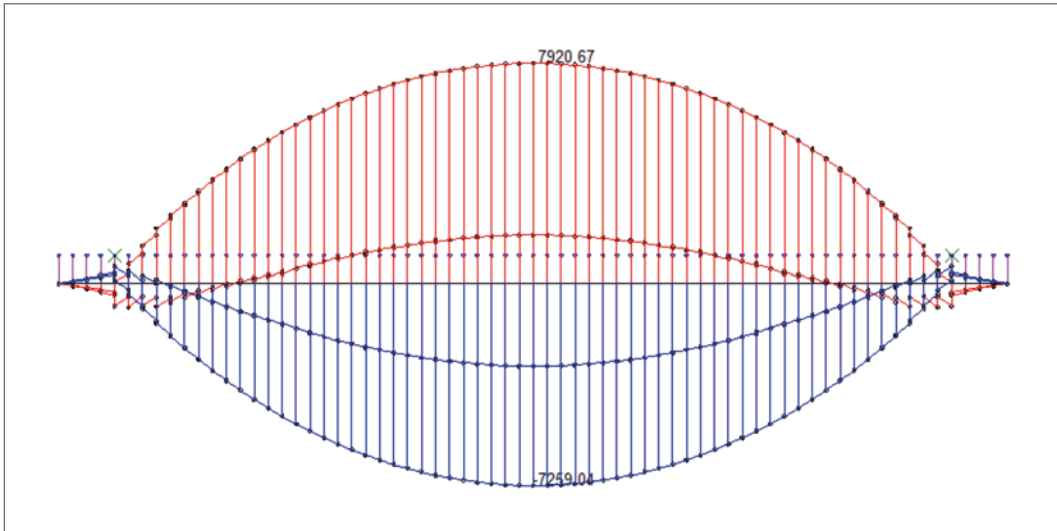


Figure A5-19 : Contraintes dans le bois à l'état final à l'ELU quasi-permanent

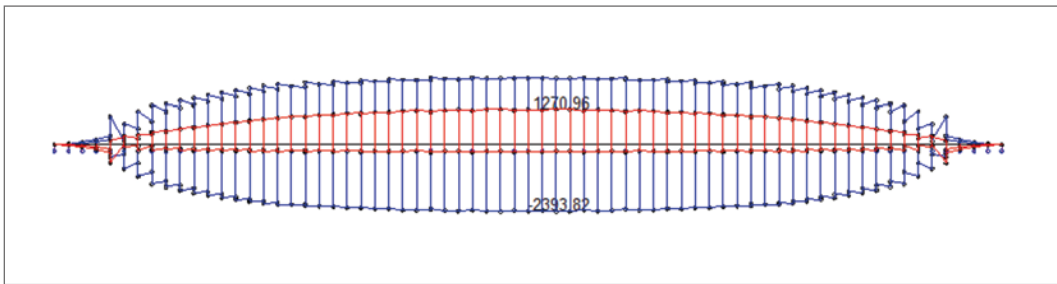


Figure A5-20 : Contraintes dans le béton à l'état final à l'ELU quasi-permanent

ELU combinaison fondamentale - état final

Combinaison avec LM1 comme action variable de base

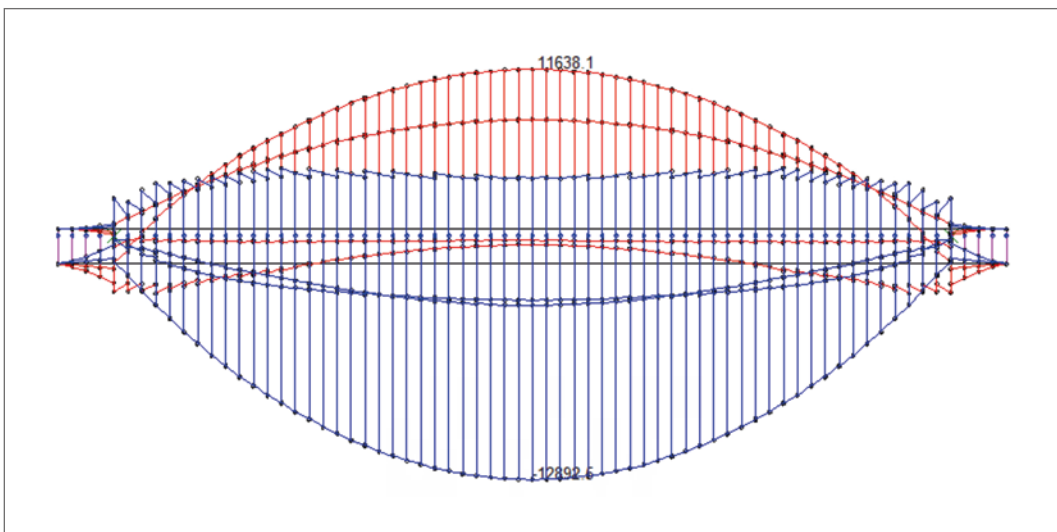


Figure A5-21 : Contraintes dans le bois à l'état final à l'ELU - LM1 action de base

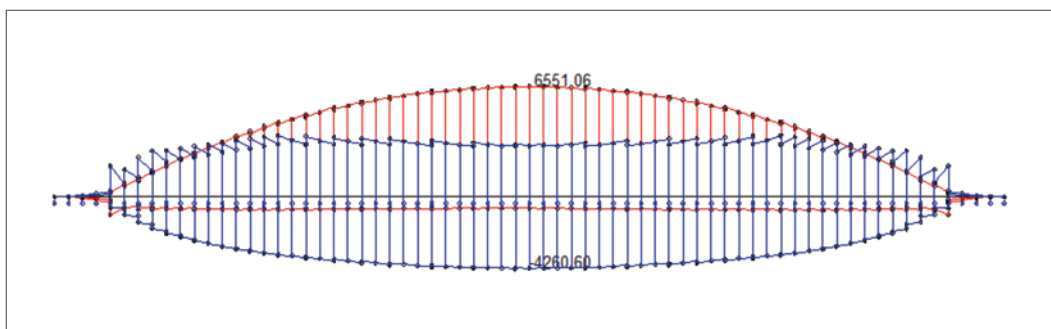


Figure A5-22 : Contraintes dans le béton à l'état final à l'ELU - LM1 action de base

Combinaison avec la température comme action variable de base

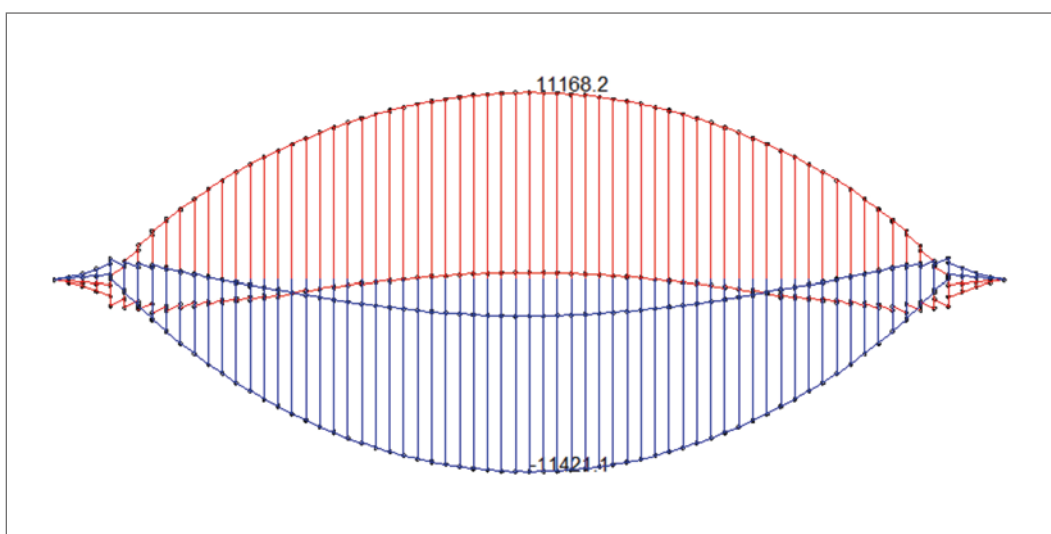


Figure A5-23 : Contraintes dans le bois à l'état final à l'ELU - T° action de base

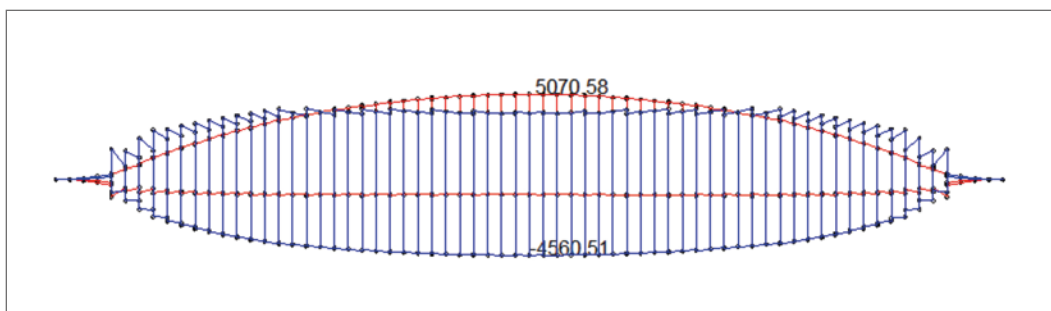


Figure A5-24 : Contraintes dans le béton à l'état final à l'ELU - T° action de base

Effort tranchant dans la poutre bois

L'effort tranchant dans la poutre bois est calculé manuellement sans recours au modèle en considérant que cet effort est repris uniquement par les nervures bois. L'effort est le même à l'état initial et à l'état final.

Pour mémoire, nous rappelons que le retrait et les effets thermiques ont un effet globalement nul sur l'effort tranchant, ces actions créent en effet un effort tranchant égal et opposé dans les éléments bois et béton.

Combinaisons	Effort tranchant sollicitant en kN
ELU - état initial	601
ELU actions quasi-permanentes - état initial	245
ELU - état final	601
ELU actions quasi-permanentes - état final	245

Tableau A5-3 : Tableau des efforts tranchants

Connexion

Le tableau ci-après résume les efforts sollicitants latéraux maximaux donnés par le modèle poutre-échelle pour une rangée de 12 connecteurs.

Combinaisons	Effort sollicitant latéral maximal en kN
ELS - état initial	61
ELU - état initial	78
ELU actions quasi permanentes - état initial	31
ELS - état final	75
ELU - état final	90
ELU actions quasi-permanentes - état final	39

Tableau A5-4 : Tableau des efforts latéraux dans la connexion

Nous donnons ci-après sous forme graphique les efforts sollicitants latéraux pour chaque rangée de connecteurs du modèle poutre-échelle.

ELS - état initial

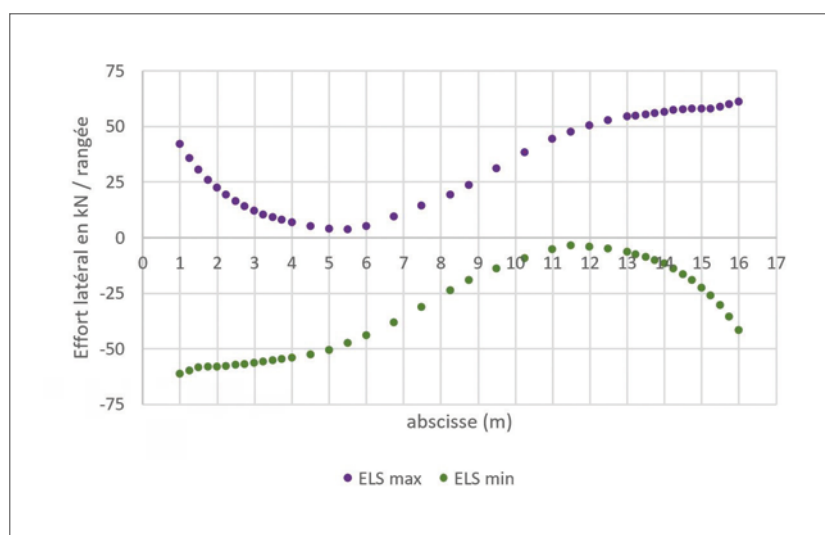


Figure A5-25 : Effort latéral ramené à une rangée de 12 connecteurs à l'ELS à l'état initial

La valeur absolue de l'effort sollicitant latéral à l'ELS caractéristique à l'état initial $F_{v,Ek,i}$ pour une rangée de tirefonds est de 61 kN.

ELU - état initial

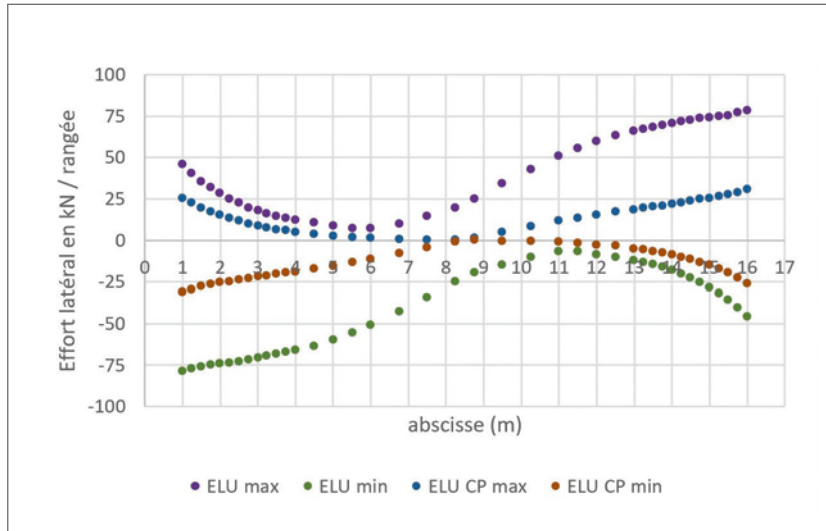


Figure A5-26 : Effort latéral ramené à une rangée de 12 connecteurs à l'ELU à l'état initial

La valeur absolue de l'effort sollicitant latéral à l'ELU fondamental à l'état initial $F_{v,Ed,i}$ pour une rangée de tirefonds est de 78 kN et celle de l'effort sollicitant latéral à l'ELU sous actions quasi-permanentes à l'état initial $F_{v,Ed,CP,i}$ pour une rangée de tirefonds est de 31 kN.

ELS - état final

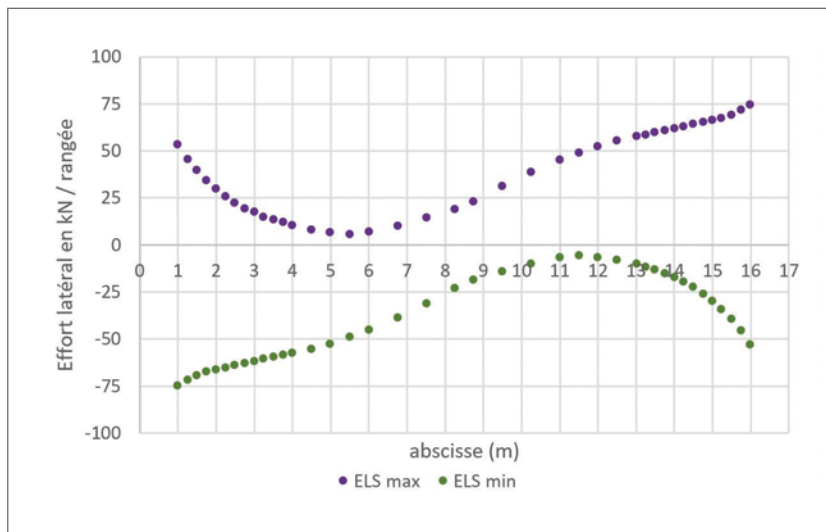


Figure A5-27 : Effort latéral ramené à une rangée de 12 connecteurs à l'ELS à l'état final

La valeur absolue de l'effort sollicitant latéral à l'ELS caractéristique à l'état final $F_{v,Ek,f}$ pour une rangée de tirefonds est de 75 kN.

ELU - état final

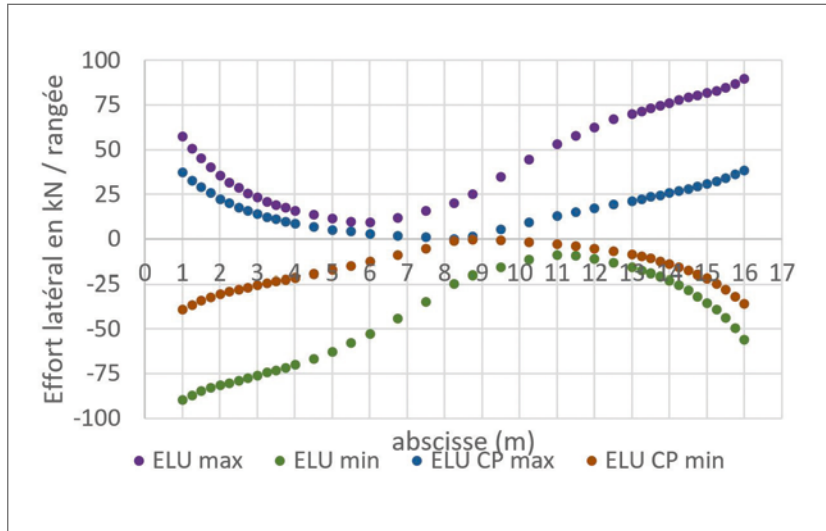


Figure A5-28 : Effort latéral ramené à une rangée de 12 connecteurs à l'ELU à l'état final

La valeur absolue de l'effort sollicitant latéral à l'ELU fondamental à l'état final $F_{v,Ed,f}$ pour une rangée de tirefonds est de 90 kN et celle de l'effort sollicitant latéral à l'ELU sous actions quasi permanentes à l'état final $F_{v,Ed,CP,f}$ pour une rangée de tirefonds est de 39 kN.

Sollicitations de fatigue

Nous donnons ci-après les effets du convoi fatigue FLM1 seul.

Contraintes normales dans la nervure en bois

État initial

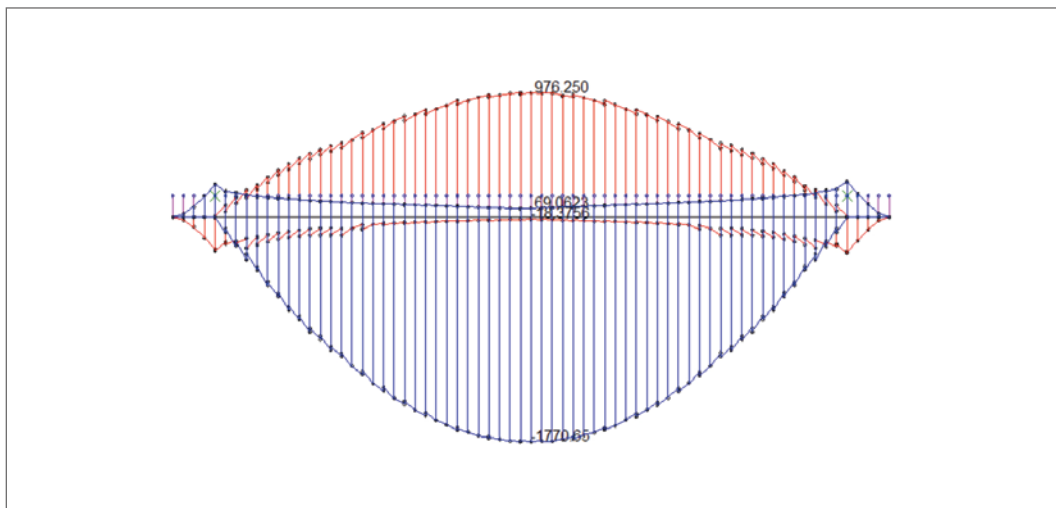


Figure A5-29 : Contraintes normales dans la nervure bois sous FLM1 à l'état initial

État final

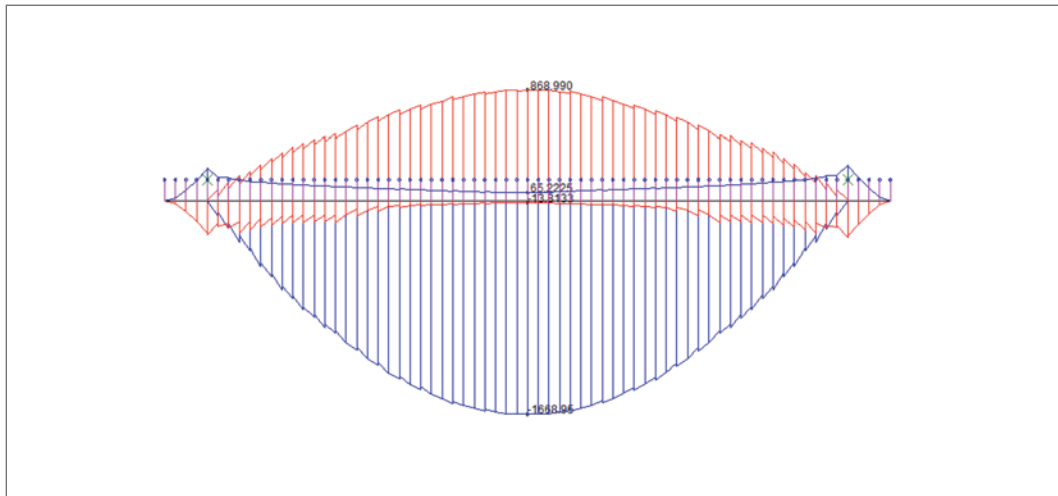


Figure A5-30 : Contraintes normales dans la nervure bois sous FLM1 à l'état final

Synthèse

Les contraintes normales sous le FLM1 sont les suivantes :

	Bois							
	$\sigma_{sup,max}$	$\sigma_{sup,min}$	$\sigma_{inf,max}$	$\sigma_{inf,min}$	Flexion max	Flexion min	Uniforme max	Uniforme min
Combinaison	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa
État initial	0,98	-0,18	-1,77	0,69	1,37	-0,44	-0,40	0,25
État final	0,87	-0,14	-1,67	0,65	1,27	-0,39	-0,40	0,26

Tableau A5-5 : Contraintes normales dans la nervure bois sous FLM1

On calcule directement l'effort tranchant maximal dû au convoi de fatigue.

$$V_{Ed,fat,max} = 0,279 \times 189 \times \left(2 - \frac{1,2}{15}\right) + 0,235 \times 0,3 \times 3 \times 0,7 \times 9 \times \frac{15}{2} = 101 + 10 = 111 \text{ kN}$$

Comme le tablier comporte une unique travée isostatique $V_{Ed,fat,min} = 0 \text{ kN}$

Effort de glissement de la connexion

État initial

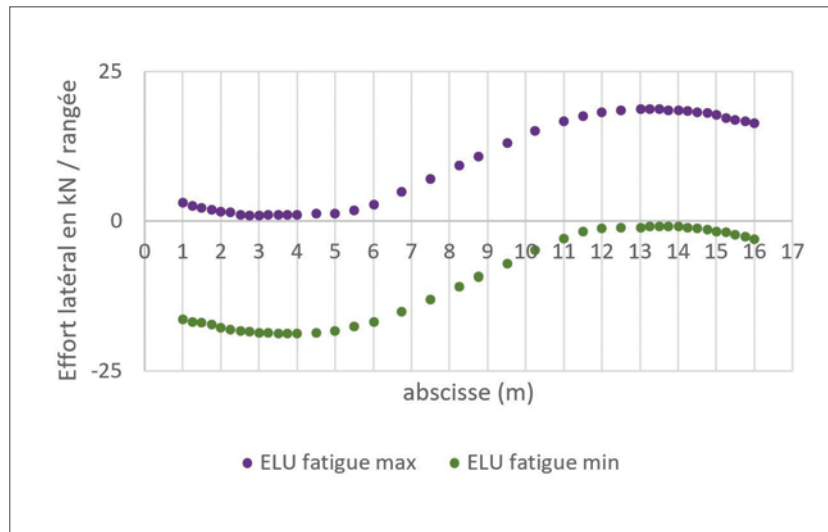


Figure A5-31 : Effort latéral ramené à une rangée de 12 connecteurs sous FLM1 à l'état initial

$$F_{v,i,max} = 19 \text{ kN} ; F_{v,i,min} = -1 \text{ kN}$$

État final

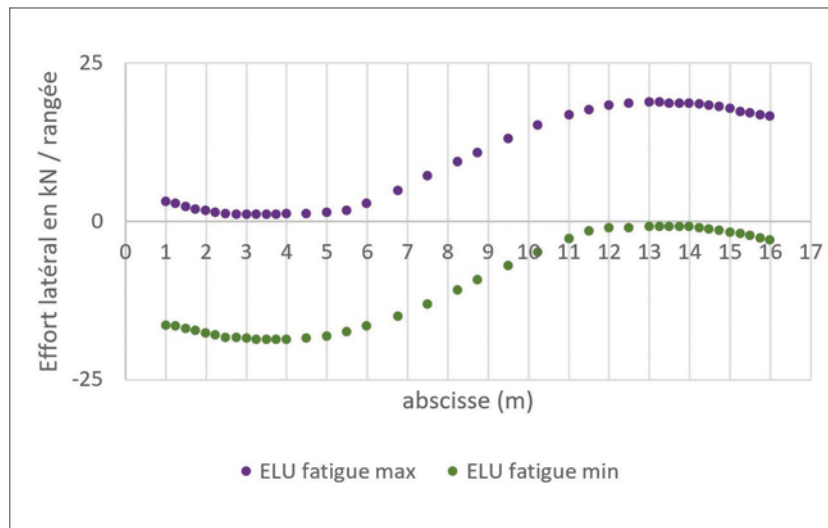


Figure A5-32 : Effort latéral ramené à une rangée de 12 connecteurs sous FLM1 à l'état final

$$F_{v,f,max} = 19 \text{ kN} ; F_{v,f,min} = -1 \text{ kN}$$

Synthèse

Les amplitudes des glissements sollicitant la connexion sous convoi de fatigue sont identiques à l'état initial et à l'état final.

Annexe 6 - Exploitation du modèle poutre-échelle à deux travées continues

Présentation

La présente annexe illustre les résultats obtenus à l'aide du modèle poutre-échelle pour le cas du tablier à 2 travées continues de portée identique égale à 15 m traité au chapitre 10 de la partie 2. Elle présente les graphiques relatifs aux contraintes normales dans les poutres bois, fournit les contraintes dans les aciers passifs et les efforts dans chaque rangée de connexion.

Contraintes normales ELU

Le tableau ci-après fournit les principales contraintes dans les poutres en bois.

Combinaisons	Bois			
	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	σ_m (MPa)	σ_n (MPa)
ELU quasi-permanent état initial	-7,79	9,69	8,74	0,95
ELU combinaison fondamentale LM1 action de base - état initial	-11,31	13,63	12,47	1,16
ELU combinaison fondamentale T° action de base - état initial	-10,19	12,97	11,58	1,39
Redistributions de retrait et fluage	-0,22	1,36	0,79	0,57
ELU quasi-permanent état final	-7,33	10,03	8,68	1,35
ELU combinaison fondamentale LM1 action de base - état final	-10,89	14,21	12,55	1,66
ELU combinaison fondamentale T° action de base - état final	-9,65	13,40	11,53	1,88

Notations :
 σ_{sup} : contrainte en fibre supérieure ;
 σ_{inf} : contrainte en fibre inférieure ;
 σ_m : contrainte de flexion (toujours positive) ;
 σ_n : contrainte uniforme dans le bois.

Convention de signe :
 • compression > 0 ;
 • réaction < 0.

Tableau A6-1 : Tableau des contraintes dans la nervure en bois

Les contraintes de traction dans les aciers passifs sont les suivantes :

Combinaison	Contrainte en MPa	
	État initial	État final
ELS fréquent	-114	-174
ELS caractéristique	-139	-198
ELU fondamentale	-173	-225

Tableau A6-2 : Tableau des contraintes dans les aciers passifs

Nous présentons ci-après les courbes de contraintes normales dans la poutre en bois.

ELU sous actions quasi-permanentes - état initial

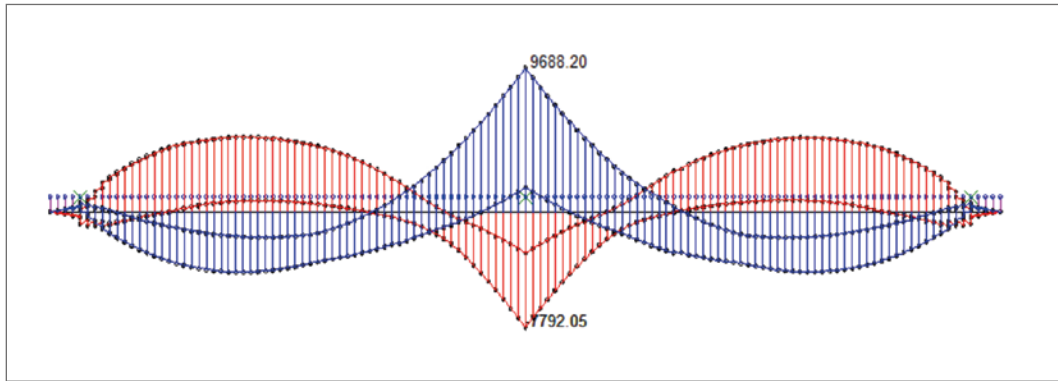


Figure A6-1 : Contraintes dans le bois à l'état initial à l'ELU quasi-permanent

ELU combinaison fondamentale - état initial

Combinaison avec LM1 comme action variable de base

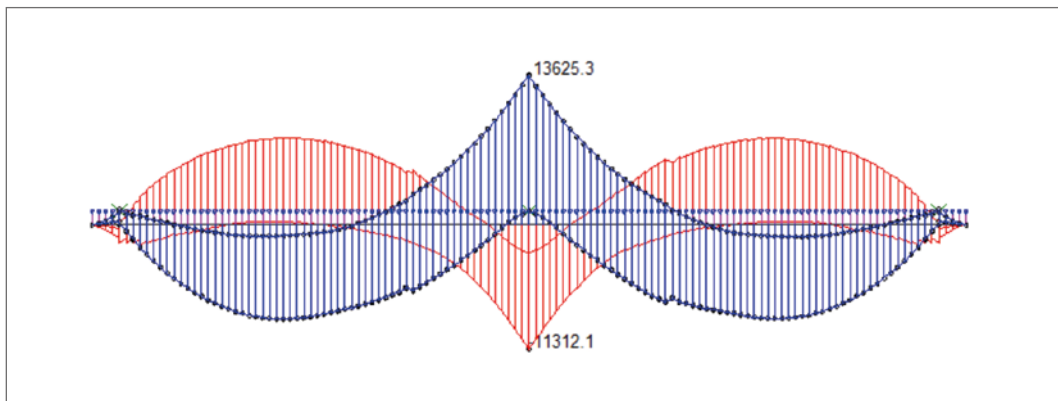


Figure A6-2 : Contraintes dans le bois à l'état initial à l'ELU - LM1 action de base

Combinaison avec la température comme action variable de base

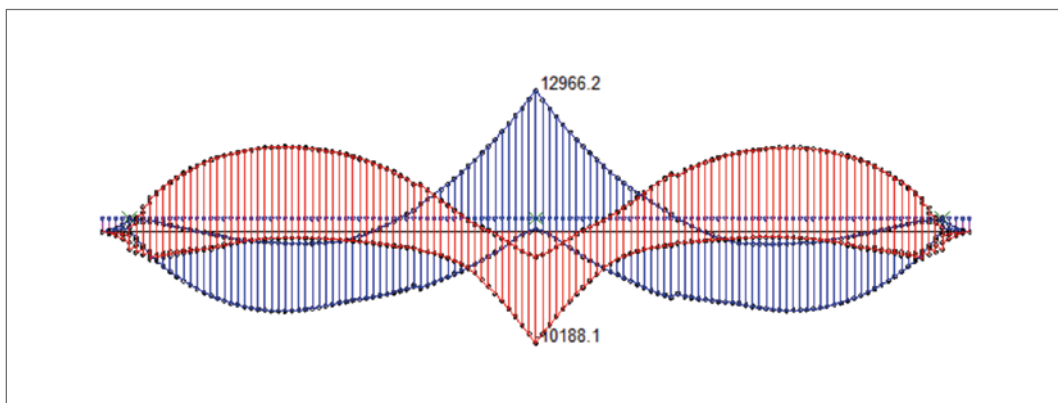


Figure A6-3 : Contraintes dans le bois à l'état initial à l'ELU - T° action de base (env 1106)

Redistributions de fluage et de retrait

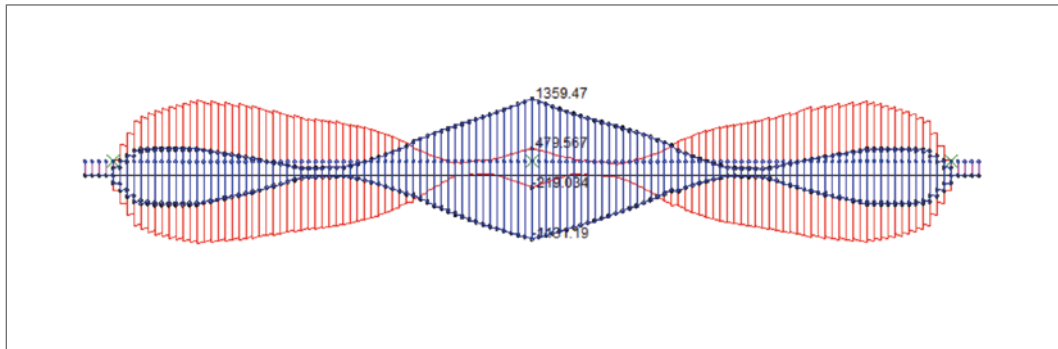


Figure A6-4 : Enveloppes des contraintes dans le bois dues aux redistributions de fluage et de retrait

ELU sous actions quasi-permanentes - état final

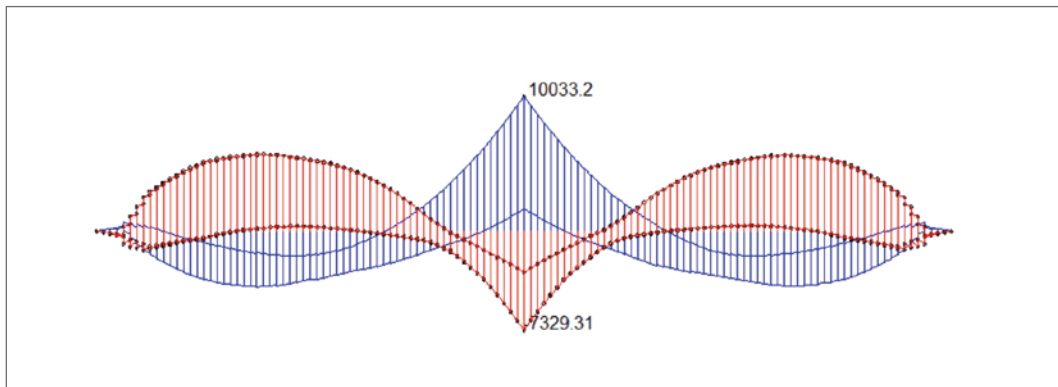


Figure A6-5 : Contraintes dans le bois à l'état final à l'ELU quasi-permanent

ELU combinaison fondamentale - état final

Combinaison avec LM1 comme action variable de base

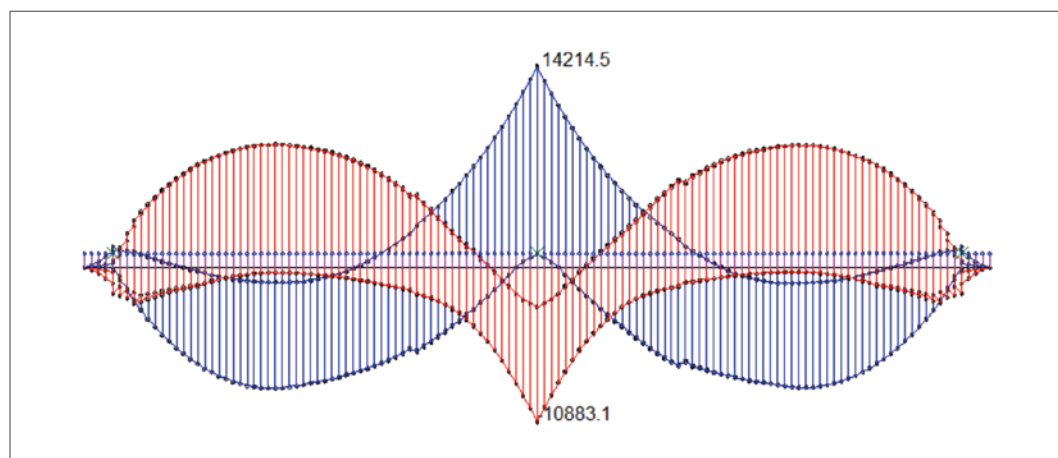


Figure A6-6 : Contraintes dans le bois à l'état final à l'ELU - LM1 action de base

Combinaison avec la température comme action variable de base

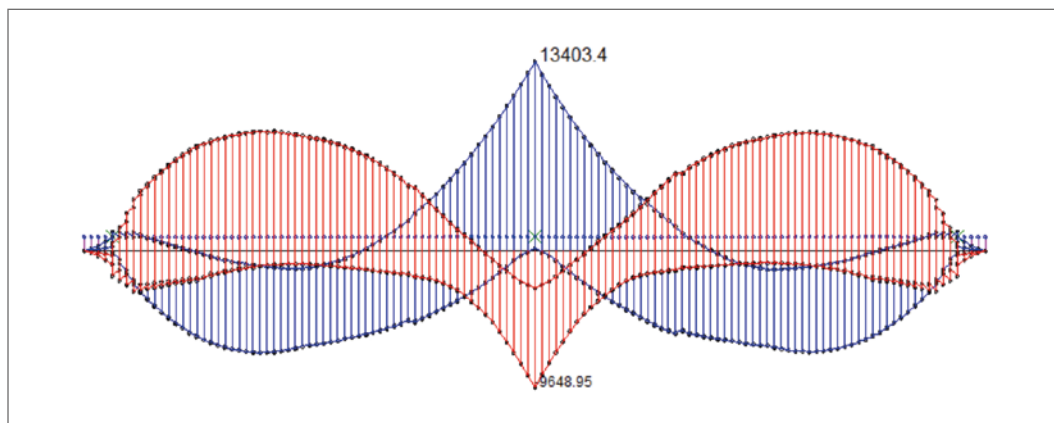


Figure A6-7 : Contraintes dans le bois à l'état final à l'ELU - T° action de base

Connexion

Le tableau ci-après résume les efforts sollicitants latéraux maximaux donnés par le modèle poutre-échelle pour une rangée de 12 connecteurs.

Combinaisons	Effort sollicitant latéral maximal en kN
ELS - état initial	70
ELU - état initial	79
ELU actions quasi permanentes - état initial	44
ELS - état final	73
ELU - état final	88
ELU actions quasi-permanentes - état final	53

Tableau A6-3 : Efforts latéraux maximaux dans une rangée de connecteurs

Nous présentons ci-après sous forme graphique les efforts sollicitants latéraux pour chaque rangée de connecteurs du modèle poutre-échelle.

ELS - état initial

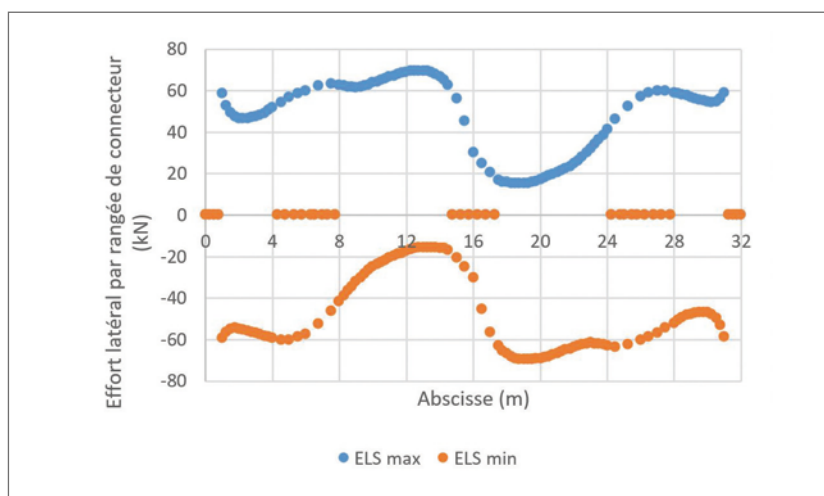


Figure A6-8 : Effort latéral ramené à une rangée de 12 connecteurs à l'ELS à l'état initial

La valeur absolue de l'effort sollicitant latéral à l'ELS caractéristique à l'état initial $F_{v,Ek,i}$ pour une rangée de tirefonds est de 70 kN.

ELU - état initial

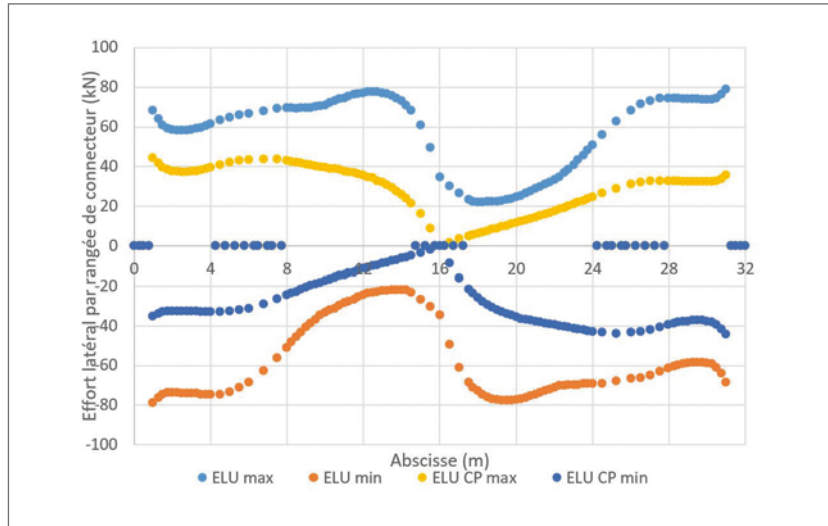


Figure A6-9 : Effort latéral ramené à une rangée de 12 connecteurs à l'ELU à l'état initial

La valeur absolue de l'effort sollicitant latéral à l'ELU fondamental à l'état initial $F_{v,Ed,i}$ pour une rangée de tirefonds est de 79 kN et celle de l'effort sollicitant latéral à l'ELU sous actions quasi-permanentes à l'état initial $F_{v,Ed,CP,i}$ pour une rangée de tirefonds est de 44 kN.

ELS - état final

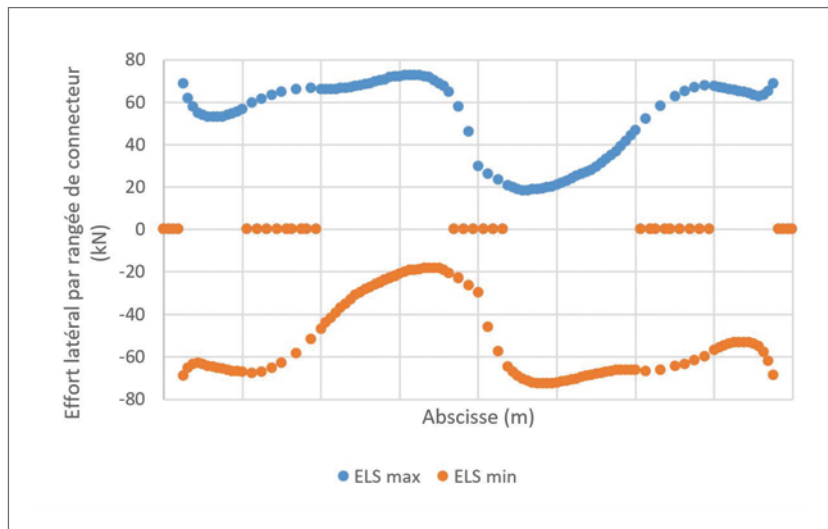


Figure A6-10 : Effort latéral ramené à une rangée de 12 connecteurs à l'ELS à l'état final

La valeur absolue de l'effort sollicitant latéral à l'ELS caractéristique à l'état final $F_{v,Ek,f}$ pour une rangée de tirefonds est de 73 kN.

ELU - état final

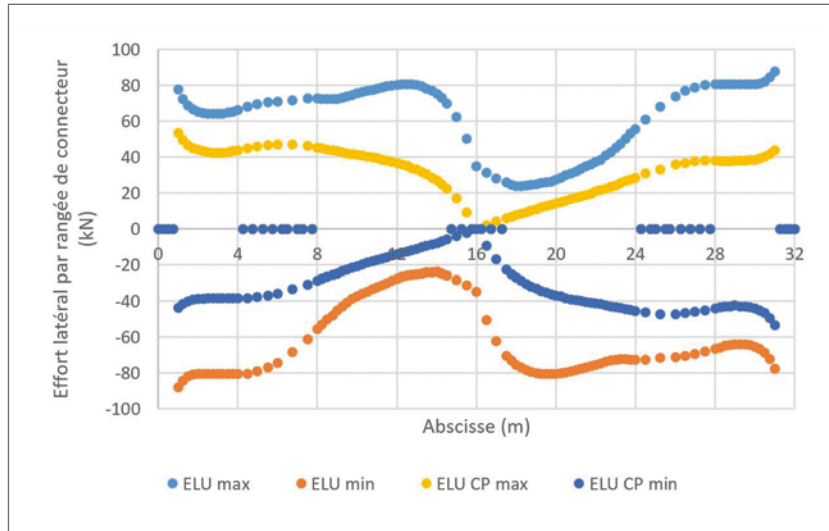


Figure A6-11 : Effort latéral ramené à une rangée de 12 connecteurs à l'ELU à l'état final

La valeur absolue de l'effort sollicitant latéral à l'ELU fondamental à l'état final $F_{v,Ed,f}$ pour une rangée de tirefonds est de 88 kN et celle de l'effort sollicitant latéral à l'ELU sous actions quasi-permanentes à l'état final $F_{v,Ed,CP,f}$ pour une rangée de tirefonds est de 53 kN.

Annexe 7 - Modèle analytique

Introduction

La mixité bois - béton offre la particularité d'être assurée par une connexion qui, du fait des technologies généralement employées⁽¹³⁾, autorise un déplacement relatif des matériaux au niveau de leur interface. La connexion est alors qualifiée de partielle. Ce comportement est assez atypique dans les structures de génie civil et il a paru utile de formaliser les lois de comportement qui régissent le fonctionnement de ce type de poutre mixte.

La présente annexe établit les modèles analytiques permettant de déterminer les efforts internes dans les matériaux en fonction de la rigidité de connexion en considérant successivement une sollicitation en flexion de la poutre mixte et une sollicitation par déformation imposée par l'un des deux matériaux. Une application des modèles analytiques est proposée pour le cas d'une poutre mixte à une travée soumise soit à une charge uniformément répartie sur toute sa longueur soit à une déformation imposée par l'un des deux matériaux. Le cas de la poutre mixte à deux travées continues de même portée est également traité pour ces deux cas de charge.

Présentation du problème

On considère une poutre composée de deux éléments de section rectangulaire reliés par une connexion et soumise à un chargement.

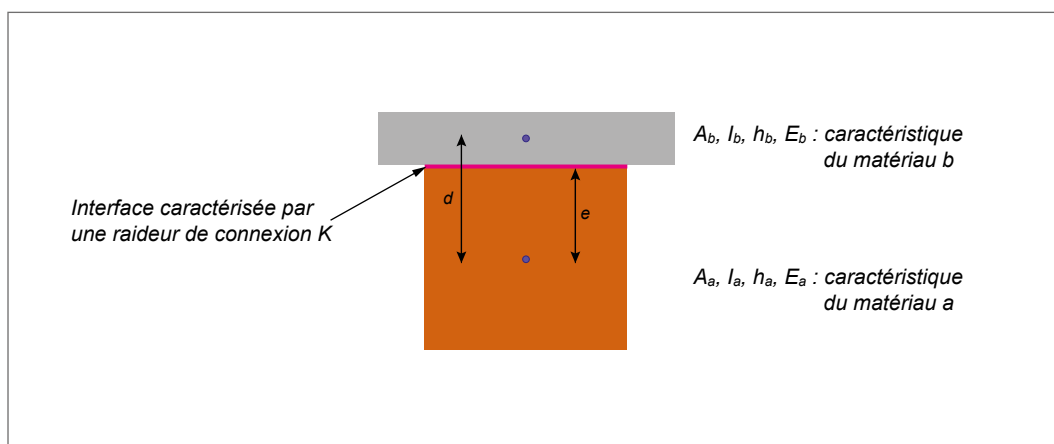


Figure A7-1 : Paramètres caractéristiques d'une section mixte

Les paramètres caractéristiques de la section sont :

- A est la section, I l'inertie, E le module ;
- h la hauteur de l'élément ;
- d est la distance entre les deux centres de gravité : $d = h_a / 2 + h_b / 2$;
- e la distance du centre de gravité de la section de matériau a à l'interface entre les deux sections.

La déformation des éléments et la répartition des efforts entre ces deux éléments dépend de la raideur de la connexion. La réalité se situe entre les deux cas extrêmes correspondant respectivement à la connexion infiniment rigide et à la connexion infiniment souple.

¹³ La connexion est classiquement assurée par l'intermédiaire d'une plaque métallique vissée au bois par des tirefonds en acier et reliée au béton par des goujons eux-mêmes en acier.

Soit une poutre mixte isostatique soumise à un chargement ponctuel :

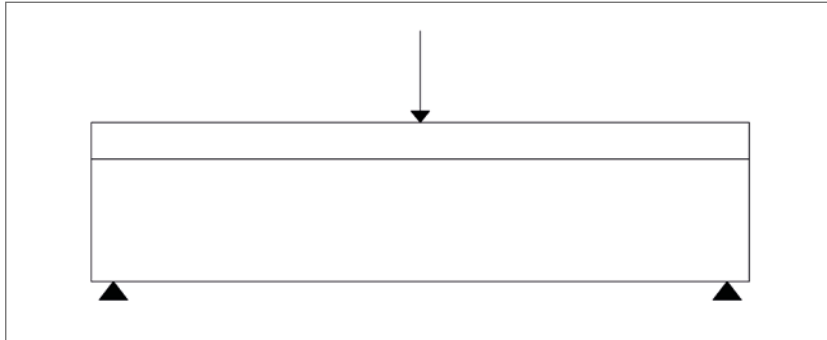


Figure A7-2 : Poutre mixte isostatique soumise à une charge ponctuelle

Avec une connexion totale, la déformation de la poutre est comme ci-après :

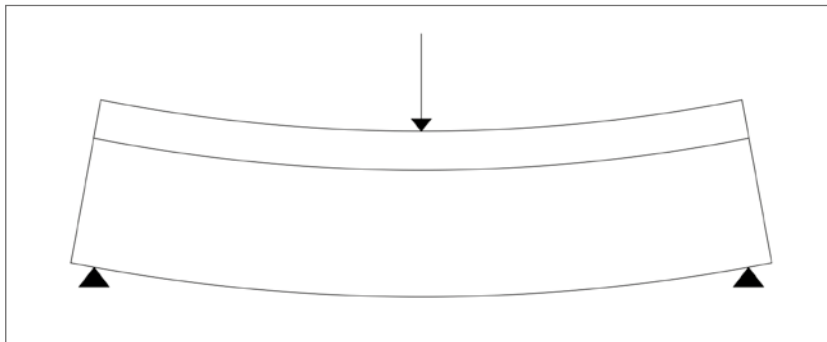


Figure A7-3 : Déformée sous charge ponctuelle d'une poutre mixte avec connexion infiniment rigide

Sans connexion, le fonctionnement mécanique est comme ci-après :

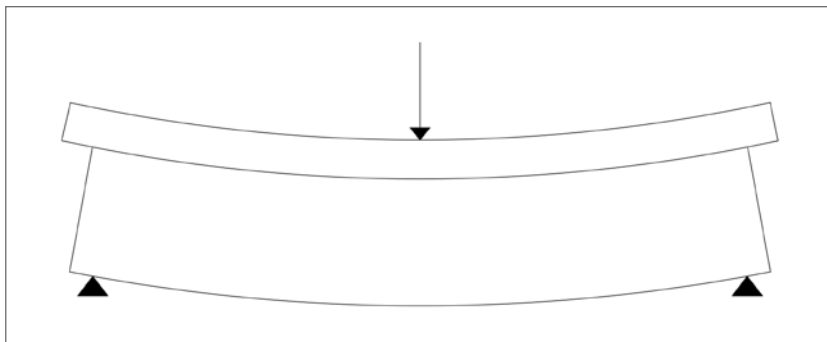


Figure A7-4 : Déformée sous charge ponctuelle d'une poutre mixte avec connexion infiniment souple

Dans le cas représenté, le glissement est maximal en intensité aux extrémités et nul à mi-travée.

L'objectif est de déterminer en fonction de la rigidité de connexion et pour des chargements simples, la répartition des contraintes dans les matériaux et le déplacement à l'interface.

Étude du comportement en flexion

Développement théorique

Si l'on considère une section de poutre à l'abscisse x , on peut écrire l'équilibre des forces internes aux matériaux avec les sollicitations extérieures.

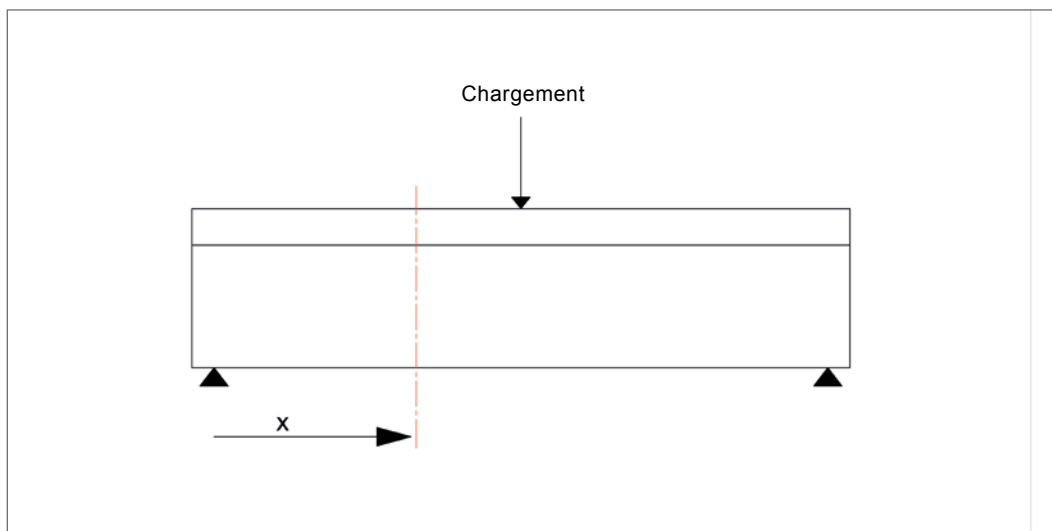


Figure A7-5 : Étude d'une section située à l'abscisse x d'une poutre mixte

La coupe transversale de la poutre mixte est la suivante :

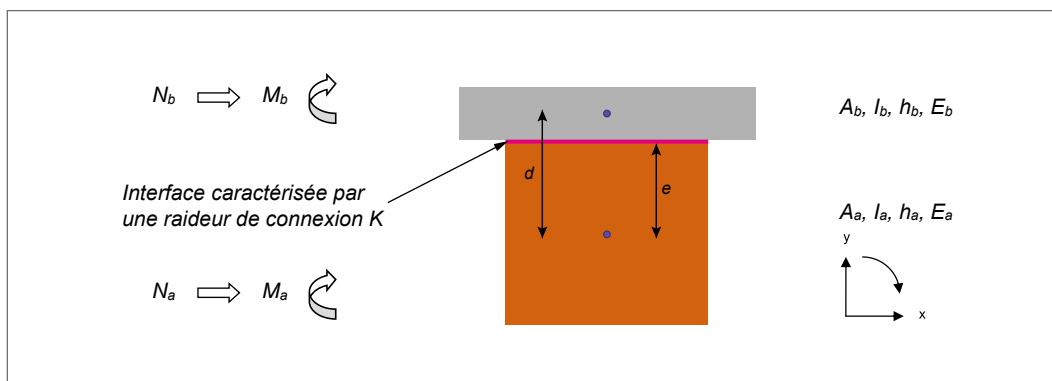


Figure A7-6 : Paramètres d'étude de la section mixte en flexion simple

Pour les conventions de signes, on adopte les conventions classiques en génie civil :

- si $N > 0$, on a de la compression, les fibres se raccourcissent, $\varepsilon > 0$;
- si $M > 0$, la fibre supérieure de la poutre est comprimée.

En présence d'un unique moment de flexion extérieur, les conditions suivantes portant sur M_a , M_b , N_a et N_b peuvent être établies. Les deux premières résultent de l'équilibre des efforts, la troisième de la compatibilité des déformations et la dernière du comportement de l'interface.

Condition 1 : la somme des forces est nulle : $N_a + N_b = 0$, donc :

$$-N_a = N_b = N \quad (1)$$

Condition 2 : la résultante des moments M est égale à $M_a + M_b - N \cdot d$ (on se place au centre de gravité de la section de matériau b) :

$$M_a + M_b = M - N \times d \quad (2)$$

Condition 3 : la courbure est la même pour les deux éléments (hypothèse de Navier) :

$$\frac{M_a}{E_a I_a} = \frac{M_b}{E_b I_b} \quad (3)$$

Les équations (2) et (3) permettent d'écrire :

$$\frac{M_a [E_a I_a + E_b I_b]}{E_a I_a} = \frac{M_b [E_a I_a + E_b I_b]}{E_b I_b} = M - N \times d \quad (4)$$

Ou de manière équivalente :

$$\frac{M_a}{E_a I_a} = \frac{M_b}{E_b I_b} = \frac{M - N \times d}{[E_a I_a + E_b I_b]} \quad (5)$$

Condition 4 : A l'interface des deux matériaux, un déplacement relatif entre le matériau *a* et le matériau *b* apparaît en lien avec la raideur *K* de la connexion et l'effort de cisaillement exercé sur cette interface.

On s'intéresse au fonctionnement d'une tranche de structure entre une section d'abscisse *x* et une section d'abscisse *x + dx* qui est en équilibre sous le système d'effort suivant :

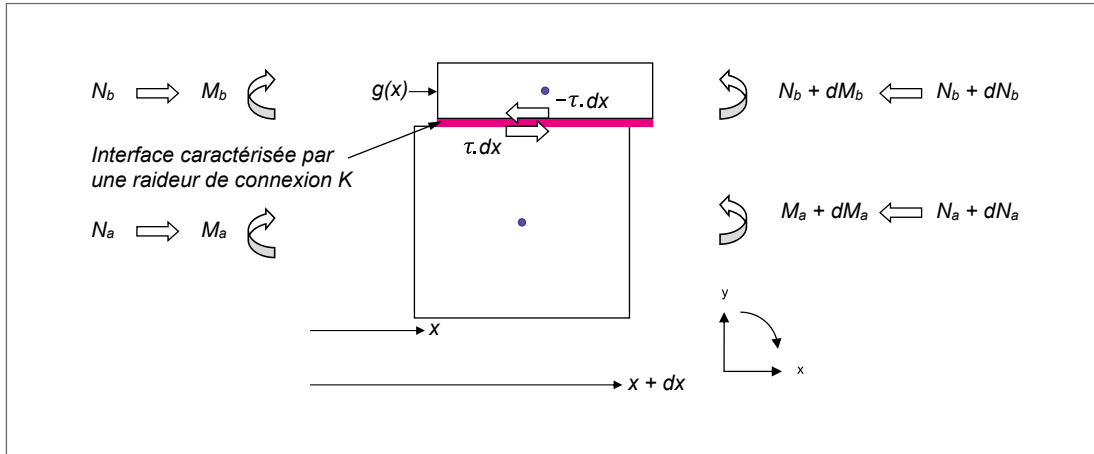


Figure A7-7 : Étude du glissement à l'interface des matériaux

On considère que sur la tranche d'ouvrage de longueur *dx*, le déplacement relatif à l'interface, noté *g(x)*, du matériau *b* par rapport au matériau *a*, c'est à dire $g(x) = u_b(x) - u_a(x)$, est proportionnel au flux de cisaillement à l'interface *t.dx* exercé par le matériau *b* sur le matériau *a*, avec *u_a* déplacement d'un point du matériau *a* à l'interface et *u_b* déplacement d'un point du matériau *b* à l'interface. On désigne par *K* la rigidité de cette interface :

$$g(x) = \frac{t(x)}{K} \quad (6)$$

L'équilibre des forces sur le tronçon de matériau *b* de longueur *dx* s'écrit :

$$N_b(x) - N_b(x + dx) - tdx = 0$$

D'où on déduit :

$$t = -\frac{\partial N_b}{\partial x} \quad (7)$$

En combinant (6) et (7) on obtient :

$$g(x) = -\frac{1}{K} \frac{\partial N_b}{\partial x} = \frac{1}{K} \frac{\partial N_a}{\partial x} = -\frac{1}{K} \frac{\partial N}{\partial x} \quad (8)$$

Dans la section à l'abscisse x , le diagramme de déformation est de la forme suivante :

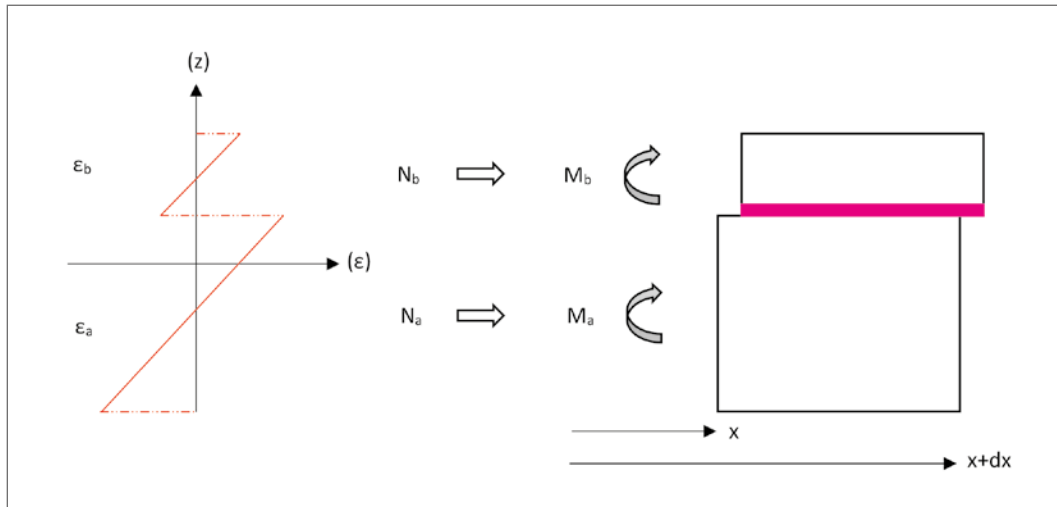


Figure A7-8 : Diagramme de déformation dans la section mixte sous flexion simple

On écrit au niveau de l'interface des deux matériaux le décalage dû au glissement.

$$\text{On a : } g(x) = u_b(x) - u_a(x)$$

En différentiant on obtient :

$$\frac{\partial g}{\partial x} = \frac{\partial u_b}{\partial x} - \frac{\partial u_a}{\partial x}$$

Compte tenu de la convention de signe sur les déformations, on a $\varepsilon_a = -\frac{\partial u_a}{\partial x}$, on en déduit :

$$\varepsilon_b = \varepsilon_a - \frac{\partial g}{\partial x} = \varepsilon_a + \frac{1}{K} \frac{\partial^2 N}{\partial x^2} \quad (9)$$

On rappelle l'expression des déformations au niveau de l'interface en fonction des efforts et des caractéristiques de chaque section :

$$\varepsilon_b = \frac{N_b}{E_b A_b} - \frac{M_b}{E_b I_b} (d - e) \quad (10)$$

$$\varepsilon_a = \frac{N_a}{E_a A_a} + \frac{M_a}{E_a I_a} e \quad (11)$$

En substituant dans (9) les valeurs de ε_a et ε_b données par (10) et (11), on obtient :

$$-\frac{M_a}{E_a I_a} e - \frac{M_b}{E_b I_b} (d - e) = \frac{N_a}{E_a A_a} - \frac{N_b}{E_b A_b} + \frac{1}{K} \frac{\partial^2 N}{\partial x^2} \quad (12)$$

On remplace dans cette équation M_a et M_b par les valeurs données par (5) et N_a et N_b par les valeurs données par (1) :

$$d \frac{M}{[E_a I_a + E_b I_b]} - \frac{N}{K} \frac{d}{\partial x^2} = N \left(\frac{1}{E_a A_a} + \frac{1}{E_b A_b} \right) - \frac{1}{K} \frac{\partial^2 N}{\partial x^2} \quad (13)$$

Soit en réordonnant les différents termes :

$$\frac{1}{K} \frac{\partial^2 N}{\partial x^2} - N \left(\frac{1}{E_a A_a} + \frac{1}{E_b A_b} + \frac{d^2}{(E_a I_a + E_b I_b)} \right) = \frac{-dM}{[E_a I_a + E_b I_b]} \quad (14)$$

On pose :

$$A = K \left[\frac{1}{E_a A_a} + \frac{1}{E_b A_b} + \frac{d^2}{(E_a I_a + E_b I_b)} \right] \quad (15)$$

$$B = \frac{Kd}{[E_a I_a + E_b I_b]} \quad (16)$$

L'analyse dimensionnelle montre que A a la dimension de l'inverse du carré d'une longueur et que B a la dimension de l'inverse du cube d'une longueur.

L'équation différentielle (13) régissant $N(x)$ s'écrit alors sous la forme compacte suivante :

$$\boxed{\frac{\partial^2 N}{\partial x^2} - AN = -BM} \quad (17)$$

Les contraintes normales dans les matériaux s'écrivent de la façon suivante

$$\sigma_{\text{sup},b} = \frac{N}{A_b} + \frac{M_b}{I_b} \cdot \frac{h_b}{2} \quad \text{et} \quad \sigma_{\text{inf},b} = \frac{N}{A_b} - \frac{M_b}{I_b} \cdot \frac{h_b}{2} \quad (18)$$

$$\sigma_{\text{sup},a} = \frac{-N}{A_a} + \frac{M_a}{I_a} \cdot \frac{h_a}{2} \quad \text{et} \quad \sigma_{\text{inf},a} = \frac{-N}{A_a} - \frac{M_a}{I_a} \cdot \frac{h_a}{2} \quad (19)$$

Les déformations au centre de gravité des sections sont :

$$\varepsilon_{bG} = \frac{N}{E_b A_b} \quad \text{et} \quad \varepsilon_{aG} = \frac{-N}{E_a A_a} \quad (20)$$

Les solutions de l'équation sans second membre (17) sont :

$$N(x) = C_1 e^{r_1 x} + C_2 e^{r_2 x} \quad (21)$$

avec C_1 et C_2 deux constantes à déterminer et r_1 et r_2 qui sont données par :

$$r_1 = \sqrt{A}; r_2 = -\sqrt{A} \quad (22)$$

Une forme équivalente mieux adaptée pour un problème symétrique est donnée par :

$$N(x) = D_1 \cdot \text{ch}(\sqrt{A}x) + D_2 \cdot \text{sh}(-\sqrt{A}x) \quad (23)$$

Exemples d'application

Nous allons étudier les solutions dans deux cas particuliers :

- une travée isostatique de portée L , chargée uniformément par une densité de charge p ;
- deux travées symétriques de portée L , chargées uniformément par une densité de charge p .

Étude du cas particulier d'une travée uniformément chargée

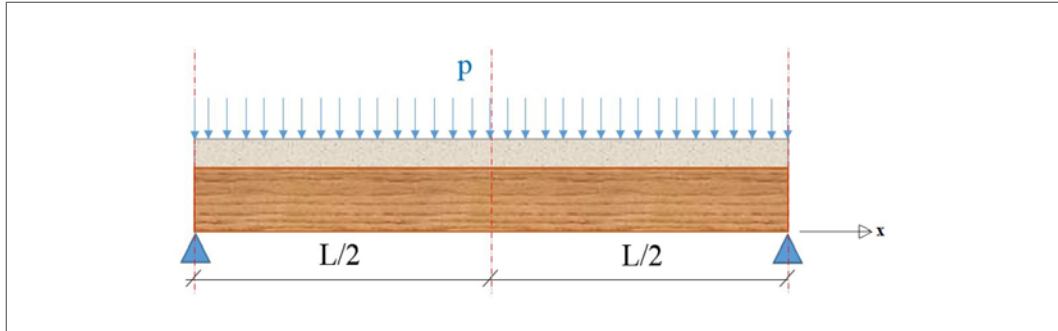


Figure A7-9 : Poutre isostatique soumise à une charge uniformément répartie

Dans ce cas la solution est classiquement donnée par :

$$M(x) = \frac{pLx}{2} - \frac{px^2}{2} \quad \text{avec } x \in [0, L] \quad (24)$$

Si on fixe l'origine des abscisses au milieu de la travée avec $z=x-L/2$ cette solution s'écrit :

$$M(z) = \frac{pL^2}{8} - \frac{pz^2}{2} \quad \text{avec } z \in \left[-\frac{L}{2}, \frac{L}{2}\right] \quad (25)$$

On recherche une solution particulière avec second membre sous la forme d'un polynôme du second degré. On vérifie que cette solution particulière est donnée par :

$$N(z) = -az^2 + c \quad (26)$$

Avec :

$$a = \frac{Bp}{2A}; c = \frac{Bp}{A} \left(\frac{L^2}{8} - \frac{1}{A} \right) \quad (27)$$

On va chercher la solution complète sous la forme

$$N(z) = -az^2 + c + D_1 ch(\sqrt{A}z) + D_2 sh(\sqrt{A}z) \quad (28)$$

Pour déterminer D_1 et D_2 il faut prendre en compte les conditions aux limites $N(-L/2) = N(L/2) = 0$ (il n'y a pas de contraintes normales exercées sur les sections d'extrémité).

On a :

$$N\left(-\frac{L}{2}\right) + N\left(\frac{L}{2}\right) = 0 = 2D_1 ch\left(\sqrt{A}\frac{L}{2}\right) - 2a\frac{L^2}{4} + 2c \quad (29)$$

On en tire immédiatement :

$$D_1 = \frac{aL^2/4 - c}{ch(L\sqrt{A}/2)} = \frac{Bp}{A^2 ch(L\sqrt{A}/2)} \quad (30)$$

En écrivant $N(L/2) - N(-L/2) = 0$, on trouve :

$$D_2 = 0 \quad (31)$$

Étude du cas particulier de deux travées symétriques uniformément chargées

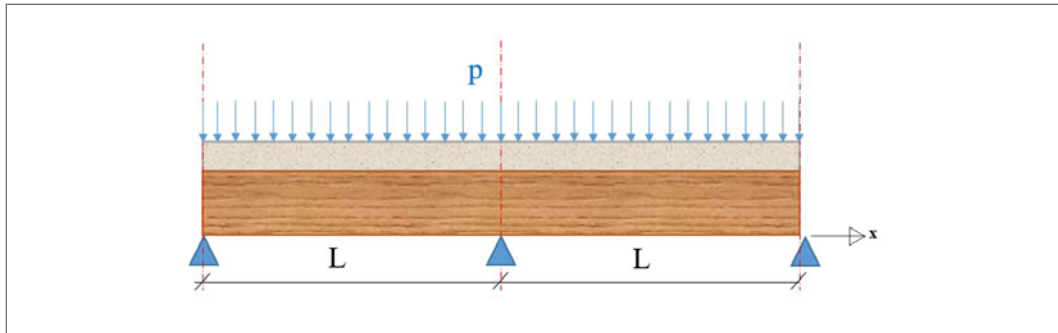


Figure A7-10 : Poutre à deux travées continues de portée égale soumise à une charge uniformément répartie

Par rapport au cas à une seule travée, il y a la difficulté supplémentaire que M n'est pas donné uniquement par des conditions d'équilibre statique. On étudie la première travée :

On a :

$$\frac{\partial M}{\partial x} = -px + T_0 \quad (32)$$

Avec T_0 réaction hyperstatique inconnue sur le premier appui. D'où :

$$M = -p \frac{x^2}{2} + T_0 x + M_0 \quad (33)$$

La condition à la limite $M(0)=0$ donne : $M_0 = 0$, d'où finalement :

$$M = -p \frac{x^2}{2} + T_0 x \quad (34)$$

On rappelle que dans le cas d'une poutre « classique » sans glissement à l'interface entre les 2 matériaux, on a :

$$M(x) = (3pL/8 x - px^2/2), \text{ avec } x \in [0, L] \quad (35)$$

On cherche une solution particulière $N(x) = ax^2 + bx + c$ de (17) :

$$\partial^2 N / \partial x^2 - AN = -BM$$

Par identification on trouve :

$$a = -\frac{B}{2A} p; b = \frac{B}{A} T_0; c = -\frac{B}{A^2} p \quad (36)$$

On va chercher la solution complète sous la forme

$$N(x) = ax^2 + bx + c + E_1 ch(\sqrt{A}(x-L)) + E_2 sh(\sqrt{A}x) \quad (37)$$

Les conditions aux limites pour cette première travée sont $N(0)=0$ et $dN/dx(L)=0$ (pas de glissement sur l'appui intermédiaire par symétrie $g(L)=0$ donc K étant fini $dN/dx(L)=0$ selon (8)).

En écrivant la première condition, on trouve :

$$E_1 = \frac{Bp}{ch(\sqrt{A}L)A^2} \quad (38)$$

En écrivant la deuxième condition on trouve :

$$E_2 = \frac{B}{ch(\sqrt{A} L) A^{3/2}} (pL - T_0) \quad (39)$$

On pose $EI_0 = E_a I_a + E_b I_b$

On a, avec y le déplacement vertical de la fibre moyenne de la poutre :

$$\begin{aligned} \frac{d^2 y}{dx^2} &= -\frac{M_a}{E_a I_a} = -\frac{M - Nd}{EI_0} = \\ &= -\frac{1}{EI_0} \left(-p \frac{x^2}{2} + T_0 x - d \left(-\frac{B}{A} p \frac{x^2}{2} + \frac{B}{A} T_0 x - \frac{B}{A^2} p + E_1 ch(\sqrt{A}(x-L)) + E_2 sh(\sqrt{A}x) \right) \right) \end{aligned} \quad (40)$$

On trouve :

$$y = \frac{1}{EI_0} \left(\frac{x^4}{24} p \left(1 - \frac{dB}{A} \right) + \frac{x^3}{6} T_0 \left(\frac{dB}{A} - 1 \right) - \frac{dB}{A^2} p \frac{x^2}{2} + \alpha x + \beta + \frac{E_1 d}{A} ch(\sqrt{A}(x-L)) + \frac{E_2 d}{A} sh(\sqrt{A}x) \right) \quad (41)$$

Il reste à déterminer α , β et T_0 . La condition $y(0) = 0$ donne :

$$\beta = -\frac{E_1 d}{A} ch(\sqrt{A}L) = -\frac{Bpd}{A^3} \quad (42)$$

La symétrie et la régularité de y donnent la condition $dy/dx(L) = 0$. On en déduit :

$$\left(\frac{L^3}{6} p \left(1 - \frac{dB}{A} \right) + \frac{L^2}{2} T_0 \left(\frac{dB}{A} - 1 \right) - \frac{dB}{A^2} pL + \alpha + \frac{E_2 d}{\sqrt{A}} ch(\sqrt{A}L) \right) = 0 \quad (43)$$

La condition $y(L) = 0$ donne :

$$\left(\frac{L^4}{24} p \left(1 - \frac{dB}{A} \right) + \frac{L^3}{6} T_0 \left(\frac{dB}{A} - 1 \right) - \frac{dB}{A^2} p \frac{L^2}{2} + \alpha L + \beta + \frac{E_1 d}{A} + \frac{E_2 d}{A} sh(\sqrt{A}L) \right) = 0 \quad (44)$$

Les deux dernières équations constituent un système de deux équations linéaires à deux inconnues α et E_2 . La connaissance de E_2 permet de déterminer T_0 .

On pose :

$$C = d \cdot \left[\frac{L}{\sqrt{A}} \cdot ch(\sqrt{A}L) - \frac{1}{A} \cdot sh(\sqrt{A}L) \right] \quad (45)$$

et

$$D = A^{\frac{3}{2}} \cdot ch(\sqrt{A}L) \quad (46)$$

On trouve :

$$T_0 = \frac{-\left[\frac{L^4}{8} \cdot p \left(1 - \frac{dB}{A} \right) - \frac{dB}{A^2} \cdot \frac{pL^2}{2} - \beta - \frac{dE_1}{A} \right] - \frac{B \cdot p \cdot L}{D}}{-\frac{B}{D} + \frac{\frac{L^3}{3} \left(\frac{dB}{A} - 1 \right)}{C}} \quad (47)$$

et

$$\alpha = - \left[\frac{L^3}{6} \cdot p \cdot \left(1 - \frac{d \cdot B}{A}\right) + \frac{L^2}{2} \cdot T_0 \cdot \left(\frac{d \cdot B}{A} - 1\right) - \frac{d \cdot B}{A^2} \cdot p \cdot L + \frac{E_2 \cdot d}{\sqrt{A}} \cdot \text{ch}(\sqrt{A} \cdot L) \right] \quad (48)$$

En posant $u = L\sqrt{A}$ et $v = \frac{Bd}{A}$, les équations (47) et (48) peuvent être réécrites sous la forme suivante :

$$T_0 = \frac{3p}{\sqrt{A}} \frac{((u^4 - 4u^2 - 8)v - u^4) \cosh u + 8uv \sinh u + 8v}{((8u^3 - 24u)v - 8u^3) \cosh u + 24 \sinh(u)v} \quad (47 \text{ bis})$$

Et

$$\alpha = - \frac{p}{A^{\frac{3}{2}}} \frac{f(u, v)}{((48u^3 - 144u)v - 48u^3) \cosh u + 144 \sinh(u)v} \quad (48 \text{ bis})$$

Avec :

$$f(u, v) = ((u^6 - 30u^4 + 144)v^2 + (-2u^6 + 30u^4 + 72u^2)v + u^6) \cosh u + 48 \left((u^3 - 3u)v - u^3 \right) \sinh u + \frac{3}{2}u^2v - \frac{3}{2}u^2 - 3v \Big) v$$

Étude du comportement sous déformation longitudinale imposée (sans chargement extérieur)

Interface infiniment rigide avec déformation imposée par un des matériaux

On étudie les effets d'une déformation longitudinale imposée ε_r du matériau b (il peut s'agir de déformations de retrait ou liées à des variations de température).

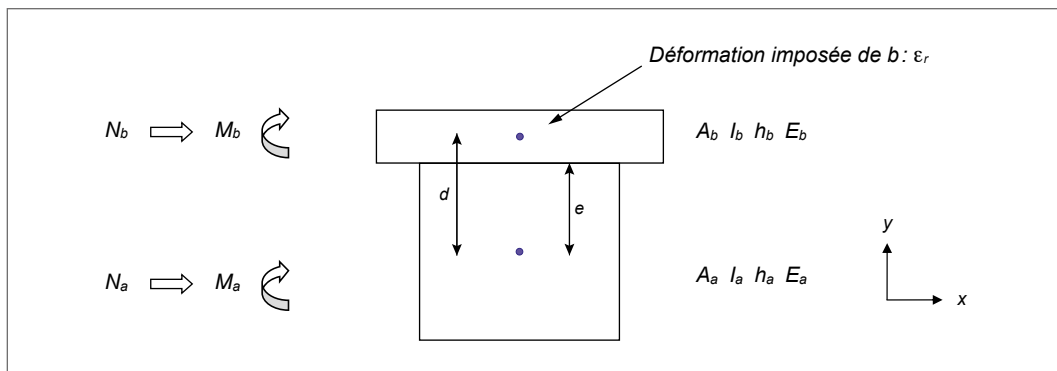


Figure A7-11 : Étude d'une section mixte soumise à une déformation longitudinale du matériau b en connexion infiniment rigide

Sous l'effet de la déformation du matériau b :

- l'élément constitué du matériau b développe des efforts internes N_b et M_b ;
- l'élément constitué du matériau a développe des efforts internes N_a et M_a .

Élément de matériau b

Si le matériau b était libre de se déformer, la déformation longitudinale règnerait en tout point de la section du matériau b avec $\varepsilon = \varepsilon_r$; sous cette déformation, les contraintes induites seraient nulles, $\sigma = 0$.

Comme la déformation est bridée, le béton est en traction, la déformation d'équilibre est $\varepsilon < \varepsilon_r$, mais mécaniquement seule la déformation $(\varepsilon_r - \varepsilon)$ compte et les contraintes induites sont données par $\sigma = -(\varepsilon_r - \varepsilon) E_b$.

En l'absence d'efforts extérieurs, on a les conditions suivantes :

Condition 1 : Comme précédemment la somme des forces est nulle :

$$-N_a = N_b = N \quad (49)$$

Dans l'élément de matériau b , l'effort normal est l'intégrale des contraintes dans la section :

$$N_b = \iint_s -(\varepsilon_r - \varepsilon) E_b dS = -\varepsilon_r E_b \iint_s dS + E_b \cdot \iint_s \varepsilon dS = -\varepsilon_r E_b A_b + \varepsilon_{bG} E_b A_b = -(\varepsilon_r - \varepsilon_{bG}) \cdot E_b A_b \quad (50)$$

Avec ε_{bG} : déformation au centre de gravité G de l'élément b

De même, pour l'élément de matériau a , l'effort normal est l'intégrale des contraintes dans la section :

$$N_a = \iint_s \varepsilon E_a dS = E_a \iint_s \varepsilon dS = \varepsilon_{aG} E_a A_a \quad (51)$$

Avec ε_{aG} déformation au centre de gravité G de l'élément a

Condition 2 : la résultante des moments est nulle (on se place au centre de gravité de la section de matériau b). En faisant $M=0$ ⁽¹⁴⁾ dans (2), on obtient :

$$M_a + M_b = N_a \cdot d = -N \cdot d \quad (52)$$

Condition 3 : la courbure est la même pour les deux éléments :

$$\frac{M_a}{E_a I_a} = \frac{M_b}{E_b I_b} \quad (53)$$

Condition 4 : l'interface des matériaux est adhérente (pas de glissement) $\varepsilon_a = \varepsilon_b$:

$$\varepsilon_r + \frac{N_b}{E_b A_b} - \frac{M_b}{E_b I_b} \cdot (d - e) = + \frac{N_a}{E_a A_a} + \frac{M_a}{E_a I_a} \cdot e \quad (54)$$

En remplaçant dans (54) N_b et M_b par leurs valeurs tirées de (49) et (53) on obtient :

$$\varepsilon_r - \frac{N_a}{E_b A_b} - \frac{M_a}{E_a I_a} \cdot (d - e) = + \frac{N_a}{E_a A_a} + \frac{M_a}{E_a I_a} \cdot e \quad (55)$$

Cette relation peut se récrire comme suit :

$$-\varepsilon_r + N_a \left(\frac{1}{E_b A_b} + \frac{1}{E_a A_a} \right) + \frac{M_a}{E_a I_a} \cdot d = 0 \quad (56)$$

Les équations (52) et (53) permettent d'écrire M_a en fonction de N_a :

$$M_a = N_a \cdot d \frac{E_a I_a}{E_a I_a + E_b I_b} \quad (57)$$

En remplaçant dans (56) M_a par la valeur obtenue en (57) on obtient :

$$-\varepsilon_r + N_a \left(\frac{1}{E_b A_b} + \frac{1}{E_a A_a} \right) + \frac{N_a \cdot d^2}{E_a I_a + E_b I_b} = 0 \quad (58)$$

Finalement, on trouve la valeur de N_a :

$$N_a = \frac{\varepsilon_r}{\frac{1}{E_b A_b} + \frac{1}{E_a A_a} + \frac{d^2}{E_a I_a + E_b I_b}} \quad (59)$$

¹⁴ L'hypothèse $M=0$ n'est valable que pour le cas de la travée isostatique.

Les contraintes normales dans les matériaux s'écrivent de la façon suivante :

$$\sigma_{\text{sup},b} = \frac{N}{A_b} + \frac{M_b}{I_b} \cdot \frac{h_b}{2} \quad \text{et} \quad \sigma_{\text{inf},b} = \frac{N}{A_b} - \frac{M_b}{I_b} \cdot \frac{h_b}{2} \quad (60)$$

$$\sigma_{\text{sup},a} = \frac{-N}{A_a} + \frac{M_a}{I_a} \cdot \frac{h_a}{2} \quad \text{et} \quad \sigma_{\text{inf},a} = \frac{-N}{A_a} - \frac{M_a}{I_a} \cdot \frac{h_a}{2} \quad (61)$$

Les déformations au centre de gravité des sections sont :

$$\varepsilon_{bG} = \varepsilon_r + \frac{N}{E_b A_b} \quad \text{et} \quad \varepsilon_{aG} = -\frac{N}{E_a A_a} \quad (62)$$

Interface caractérisée par une rigidité finie K avec déformation imposée par un des matériaux

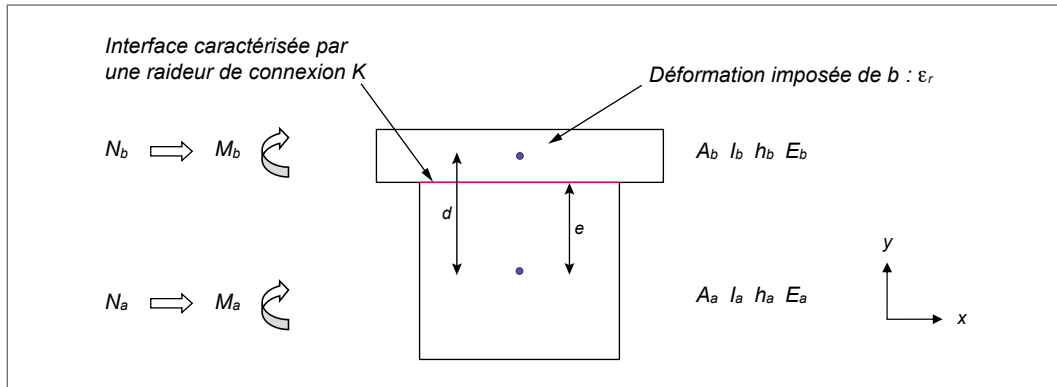


Figure A7-12 : Étude d'une section mixte soumise à une déformation longitudinale du matériau b avec raideur de connexion

On suppose qu'il n'y a pas de chargement extérieur et donc pas d'effort normal global ni de moment fléchissant global. Nous reprenons dans ce cas les quatre conditions utilisées précédemment :

Condition 1 : la somme des forces est nulle ; on a toujours :

$$-N_a = N_b = N \quad (63)$$

On peut par ailleurs évaluer N_a et N_b en fonction de ε_r et de la déformation ε_{aG} au centre de gravité de l'élément a et de la déformation ε_{bG} au centre de gravité de l'élément b . On obtient N_b comme l'intégrale des contraintes dans la section de l'élément b :

$$N_b = \iint_s -(\varepsilon_r - \varepsilon)E_b dS = -\varepsilon_r E_b \iint_s dS + E_b \cdot \iint_s \varepsilon dS = -\varepsilon_r E_b A_b + \varepsilon_{bG} E_b A_b = -(\varepsilon_r - \varepsilon_{bG}) \cdot E_b A_b \quad (64)$$

De même l'effort normal N_a est l'intégrale des contraintes dans la section a :

$$N_a = \iint_s \varepsilon E_a dS = E_a \iint_s \varepsilon dS = \varepsilon_{aG} E_a A_a = \varepsilon_{aG} \cdot E_a A_a \quad (65)$$

Condition 2 : le moment est nul (on se place au centre de gravité de la section de matériau b) ; la relation (2) s'applique au cas présent avec le cas particulier $M=0$ (cas de la travée isostatique) :

$$M_a + M_b = N_a \cdot d = -N \cdot d \quad (66)$$

Condition 3 : la courbure est la même pour les deux éléments (hypothèse de Navier) :

$$\frac{M_a}{E_a I_a} = \frac{M_b}{E_b I_b} \quad (67)$$

Les équations (66) et (67) permettent d'écrire l'équivalent de (5) dans le cas $M=0$:

$$\frac{M_a}{E_a I_a} = \frac{M_b}{E_b I_b} = \frac{N_a d}{[E_a I_a + E_b I_b]} \quad (68)$$

Condition 4 : À l'interface des deux matériaux, un déplacement relatif $g(x)$ de la section b par rapport à la section a apparaît, proportionnel à la raideur K de la connexion et à l'effort de cisaillement $\tau(x)$ transmis à cette interface.

On peut faire le même raisonnement que celui fait pour l'étude du comportement sous flexion, et conclure de la manière identique :

$$g(x) = -\frac{1}{K} \frac{\partial N_b}{\partial x} = \frac{1}{K} \frac{\partial N_a}{\partial x} = -\frac{1}{K} \frac{\partial N}{\partial x} \quad (69)$$

Dans la section à l'abscisse x , le diagramme de déformation est de la forme suivante :

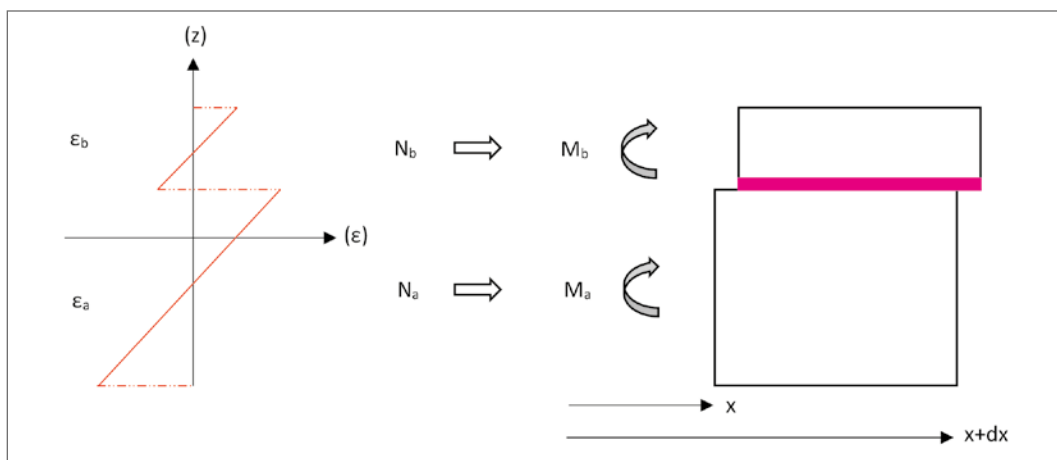


Figure A7-13 : Diagramme de déformation dans la section mixte soumise au retrait d'un des deux matériaux

En utilisant l'équation (69) et en introduisant les déformations ε_a et ε_b de la même manière que (9), on écrit au niveau de l'interface des deux matériaux le décalage dû au glissement :

$$\varepsilon_b = \varepsilon_a + \frac{1}{K} \frac{\partial^2 N}{\partial x^2} \quad (70)$$

Ceci peut encore s'écrire :

$$\varepsilon_r + \frac{N_b}{E_b A_b} - \frac{M_b}{E_b I_b} \cdot (d - e) = \frac{N_a}{E_a A_a} + \frac{M_a}{E_a I_a} \cdot e + \frac{1}{K} \frac{\partial^2 N}{\partial x^2} \quad (71)$$

En utilisant (63), on élimine N_b , il vient :

$$\varepsilon_r - \frac{M_a}{E_a I_a} \cdot e - \frac{M_b}{E_b I_b} \cdot (d - e) = N_a \left(\frac{1}{E_a A_a} + \frac{1}{E_b A_b} \right) + \frac{1}{K} \frac{\partial^2 N}{\partial x^2} \quad (72)$$

En utilisant (67) et (68), on élimine M_a et M_b de l'équation ci-dessus et on remplace N_a par $-N$. On obtient :

$$\varepsilon_r = -N \left(\frac{1}{E_a A_a} + \frac{1}{E_b A_b} + \frac{d^2}{E_a I_a + E_b I_b} \right) + \frac{1}{K} \frac{\partial^2 N}{\partial x^2} \quad (73)$$

On pose $A = K \left[\frac{1}{E_a A_a} + \frac{1}{E_b A_b} + \frac{d^2}{(E_a I_a + E_b I_b)} \right]$

Comme précédemment, on obtient l'équation différentielle suivante :

$$\boxed{\frac{\partial^2 N}{\partial x^2} - AN = K\varepsilon_r} \quad (74)$$

La comparaison avec (17) montre que le membre de gauche est inchangé et que le second membre de (17) qui était BM est maintenant remplacé par $K\varepsilon_r$.

Lorsque la structure est hyperstatique (cas de travées continues), la déformation gênée de la structure du fait de la déformation imposée entraîne l'apparition des réactions d'appui hyperstatiques.

La condition (66) devient :

$$M_a + M_b = M = -N.d \quad (66 \text{ bis})$$

avec M le moment hyperstatique dû au retrait.

L'équation différentielle (74) devient alors :

$$\boxed{\frac{\partial^2 N}{\partial x^2} - AN = K\varepsilon_r - BM} \quad (75)$$

Exemples d'application

Résolution dans le cas d'une travée isostatique

La déformation est imposée par le matériau b. Pour simplifier, on prend l'origine des abscisses z au milieu de la travée et on cherche la fonction N sous la forme :

$$N(z) = c + F_1 ch(\sqrt{A}z) + F_2 sh(\sqrt{A}z) \quad (76)$$

La symétrie donne $F_2=0$ et la condition en $z = \pm \frac{L}{2}$ donne :

$$F_1 = -\frac{c}{ch(\sqrt{A} \frac{L}{2})} = -\frac{K\varepsilon_r}{Ach(\sqrt{A} \frac{L}{2})} \quad (77)$$

Pour le calcul des déplacements, on rappelle que

$$g(z) = -\frac{1}{K} \frac{\partial N}{\partial z} = \frac{-F_1}{K} \sqrt{A} sh(\sqrt{A}z) \quad (78)$$

Soit,

$$g(z) = \frac{-\varepsilon_r}{\sqrt{A}} \frac{sh(\sqrt{A}z)}{ch(\sqrt{A} \frac{L}{2})} \quad (79)$$

$$g(-L/2) = \frac{\varepsilon_r}{\sqrt{A}} th(\sqrt{A} \frac{L}{2}) = \varepsilon_r \cdot \frac{L}{2} \frac{th(\sqrt{A} \frac{L}{2})}{(\sqrt{A} \frac{L}{2})} \quad (80)$$

lorsque $\sqrt{A}.L$ est grand, $th(\sqrt{A} \frac{L}{2}) \approx 1$

$$g(-L/2) = \frac{\varepsilon_r}{\sqrt{A}} = \frac{\varepsilon_r \frac{L}{2}}{\frac{L}{2} \sqrt{K \left[\frac{1}{E_a A_a} + \frac{1}{E_b A_b} + \frac{d^2}{(E_a I_a + E_b I_b)} \right]}} \quad (81)$$

Résolution dans le cas de deux travées symétriques

La déformation est imposée par le matériau b. Par rapport au cas à une travée isostatique, il existe un moment lié aux réactions hyperstatiques induites par la déformation empêchée de la structure.

Le moment dans la première travée est de la forme :

$$M = T_0 \cdot x \quad (82)$$

Avec T_0 la réaction inconnue sur le premier appui.

On cherche une solution particulière $N(x) = ax^2 + bx + c$ de (83).

Par identification on trouve : $a = 0; b = \frac{B}{A} T_0; c = -\frac{K \cdot \varepsilon_r}{A}$ (84)

On va chercher la solution complète sous la forme :

$$N(x) = bx + c + F_1 \cdot ch(\sqrt{A}(x-L)) + F_2 \cdot sh(\sqrt{A}x) \quad (85)$$

Les conditions aux limites pour cette première travée sont $N(0) = 0$ et $dN/dx(L) = 0$ (pas de glissement sur l'appui intermédiaire par symétrie $g(L) = 0$ donc K étant fini $dN/dx(L) = 0$).

En écrivant la première condition, on trouve : $F_1 = -\frac{c}{ch(\sqrt{A}L)} = \frac{K \cdot \varepsilon_r}{A \cdot ch(\sqrt{A}L)}$ (86)

En écrivant la deuxième condition, on trouve : $F_2 = -\frac{b}{\sqrt{A} \cdot ch(\sqrt{A}L)} = -\frac{B}{A^{3/2} \cdot ch(\sqrt{A}L)} \cdot T_0 = -\frac{B}{D} \cdot T_0$ (87)

La constante $D = A^{3/2} \cdot ch(\sqrt{A}L)$ a été définie à l'équation (46).

On a :

$$\begin{aligned} \frac{d^2 y}{dx^2} &= -\frac{M_a}{E_a I_a} = -\frac{M - Nd}{EI_0} = \\ &= -\frac{1}{EI_0} \left(T_0 x - d \left(\frac{B}{A} T_0 x - \frac{K \cdot \varepsilon_r}{A} + \frac{K \cdot \varepsilon_r}{A \cdot ch(\sqrt{A}L)} \cdot ch(\sqrt{A}(x-L)) - \frac{B}{D} \cdot T_0 \cdot sh(\sqrt{A}x) \right) \right) \quad (88) \end{aligned}$$

On trouve :

$$y = \frac{1}{EI_0} \left(\frac{x^3}{6} T_0 \left(\frac{dB}{A} - 1 \right) - \frac{d \cdot K \cdot \varepsilon_r}{A} \cdot \frac{x^2}{2} + \alpha x + \beta + \frac{d \cdot K \cdot \varepsilon_r}{A \cdot ch(\sqrt{A}L)} \cdot \frac{1}{A} \cdot ch(\sqrt{A}(x-L)) - \frac{d \cdot B \cdot T_0}{D} \cdot \frac{1}{A} \cdot sh(\sqrt{A}x) \right) \quad (89)$$

Il reste à déterminer α , β et T_0 .

La condition $y(0) = 0$ donne : $\beta = -\frac{d \cdot K \cdot \varepsilon_r}{A \cdot ch(\sqrt{A}L)} \cdot \frac{1}{A} \cdot ch(\sqrt{A}L) = -\frac{d \cdot K \cdot \varepsilon_r}{A^2}$. (90)

La symétrie et la régularité de y donne la condition $dy/dx(L) = 0$. On en déduit :

$$\left(\frac{L^2}{2} T_0 \left(\frac{dB}{A} - 1 \right) - \frac{d.K.\varepsilon_r}{A} L + \alpha - \frac{d.B.T_0}{D.\sqrt{A}} \operatorname{ch}(\sqrt{A}L) \right) = 0 \quad (91)$$

La condition $y(L)=0$ donne :

$$\left(\frac{L^3}{6} T_0 \left(\frac{dB}{A} - 1 \right) - \frac{d.K.\varepsilon_r}{A} \cdot \frac{L^2}{2} + \alpha L + \beta + \frac{d.K.\varepsilon_r}{A.\operatorname{ch}(\sqrt{A}L)} \cdot \frac{1}{A} - \frac{d.B.T_0}{D} \cdot \frac{1}{A} \cdot \operatorname{sh}(\sqrt{A}L) \right) = 0 \quad (92)$$

Ces deux dernières équations constituent un système de deux équations linéaires à deux inconnues α et T_0 .

On trouve :

$$T_0 = \frac{\left[\frac{d.K.\varepsilon_r}{A} \cdot \left(\frac{L^2}{2} + \frac{1}{A.\operatorname{ch}(\sqrt{A}L)} \right) + \beta \right]}{-\frac{B}{D} + \frac{\frac{L^3}{3} \cdot \left(\frac{d.B}{A} - 1 \right)}{C}} \quad (93)$$

et

$$\alpha = - \left(\frac{L^2}{2} T_0 \left(\frac{dB}{A} - 1 \right) - \frac{d.K.\varepsilon_r}{A} L - \frac{d.B.T_0}{D.\sqrt{A}} \operatorname{ch}(\sqrt{A}L) \right) \quad (94)$$

La constante $C = d \cdot \left[\frac{L}{\sqrt{A}} \operatorname{ch}(\sqrt{A}L) - \frac{1}{A} \operatorname{sh}(\sqrt{A}L) \right]$ a été définie à l'équation (45).

Le déplacement de la connexion est donné par :

$$g(x) = -\frac{1}{K} \frac{\partial N}{\partial x} = -\frac{1}{K} \left(b + \frac{K.\varepsilon_r}{\sqrt{A}.\operatorname{ch}(\sqrt{A}L)} \operatorname{sh}(\sqrt{A}(x-L)) - \sqrt{A} \cdot \frac{B}{D} \cdot T_0 \cdot \operatorname{ch}(\sqrt{A}x) \right) \quad (95)$$

En posant $u = L\sqrt{A}$ et $v = \frac{Bd}{A}$, les équations (93) et (94) peuvent être réécrites sous la forme suivante :

$$T_0 = \frac{3dK\varepsilon_r}{\sqrt{A}} \frac{u^2 \cosh u - 2 \cosh u + 2}{2((v-1)u^2 - 3v)u \cosh u + 6 \sinh(u)v} \quad (93 \text{ bis})$$

Et

$$\alpha = \frac{dK\varepsilon_r}{A^{\frac{3}{2}}} \frac{g(u,v)}{4((v-1)u^2 - 3v)u \cosh u + 12 \sinh(u)v} \quad (94 \text{ bis})$$

Avec : $g(u,v) = ((v-1)u^4 - 6u^2 - 12v) \cosh u + 12 \sinh(u)uv + (6 - 6v)u^2 + 12v$

Tableaux de synthèse

Les tableaux ci-après donnent la forme de l'effort normal dans les matériaux d'une section mixte assemblée par une connexion partielle pour deux géométries de structure, la poutre à une travée isostatique et la poutre continue à deux travées de portée identique soumises aux cas de chargement suivant :

- une charge uniformément répartie appliquée sur toute la longueur de la poutre ;
- une déformation imposée par le matériau b.

En l'absence d'effort normal extérieur pour les cas de charge considérés, l'effort normal interne dans le matériau a est égal en valeur absolue à l'effort normal interne dans le matériau b et de signe opposé. L'effort normal donné dans les tableaux est l'effort normal interne au matériau b.

À partir de l'effort normal interne, il est possible de déterminer les moments fléchissants internes, l'effort de glissement dans la connexion, les contraintes dans les deux matériaux et la déformée de la structure.

Rappel des constantes dépendant de la géométrie de la section et de la poutre, des matériaux et de la rigidité de connexion

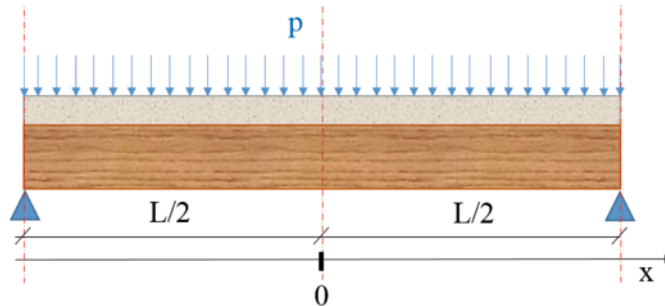
$$A = K \left[\frac{1}{E_a A_a} + \frac{1}{E_b A_b} + \frac{d^2}{(E_a I_a + E_b I_b)} \right] \quad B = K \left[\frac{d}{E_a I_a + E_b I_b} \right]$$

$$C = d \cdot \left[\frac{L}{\sqrt{A}} \cdot ch(\sqrt{A} \cdot L) - \frac{1}{A} \cdot sh(\sqrt{A} \cdot L) \right] \quad D = A^{\frac{3}{2}} \cdot ch(\sqrt{A} \cdot L)$$

Où L représente la portée des travées dans le cas d'un pont à deux travées continues de portées identiques.

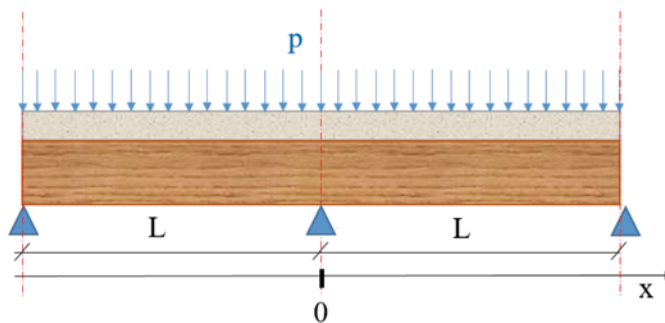
CHARGE UNIFORMÉMENT RÉPARTIE

Poutre à une travée isostatique de portée L



$$N(x) = \frac{Bp}{A} \left[-\frac{x^2}{2} + \left(\frac{L^2}{8} - \frac{l}{A} \right) + \frac{ch(\sqrt{A} \cdot x)}{A \cdot ch(\sqrt{A} \cdot \frac{L}{2})} \right]$$

Poutre à deux travées continues de portée identique égale à L



$$N(x) = -\frac{B}{2A} px^2 + \frac{B}{A} T_0 x - \frac{B}{A^2} p + \frac{Bp}{ch(\sqrt{A} L) A^2} \cdot ch(\sqrt{A}(x-L)) + \frac{B}{ch(\sqrt{A} L) A^{3/2}} (pL - T_0) \cdot sh(\sqrt{A} x)$$

Avec T_0 réaction hyperstatique sur appui de rive :

$$T_0 = \frac{3p}{\sqrt{A}} \frac{((u^4 - 4u^2 - 8)v - u^4) \cosh u + 8uv \sinh u + 8v}{((8u^3 - 24u)v - 8u^3) \cosh u + 24 \sinh(u)v}$$

Et

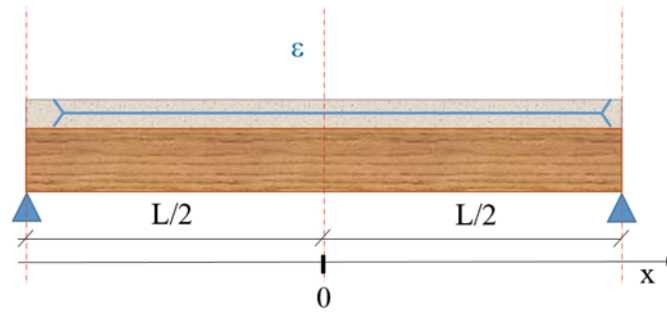
$$\alpha = -\frac{p}{A^2} \frac{f(u, v)}{((48u^3 - 144u)v - 48u^3) \cosh u + 144 \sinh(u)v}$$

Avec :

$$f(u, v) = ((u^6 - 30u^4 + 144)v^2 + (-2u^6 + 30u^4 + 72u^2)v + u^6) \cosh u + 48 \left(((u^3 - 3u)v - u^3) \sinh u + \frac{3}{2}u^2v - \frac{3}{2}u^2 - 3v \right) v$$

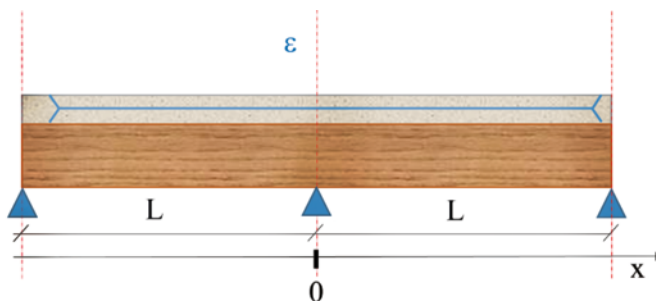
DÉFORMATION IMPOSÉE PAR UN MATÉRIAU

Poutre à une travée isostatique de portée L



$$N(x) = \frac{-K \cdot \varepsilon}{A} \left[1 - \frac{\operatorname{ch}(\sqrt{A} \cdot x)}{\operatorname{ch}(\sqrt{A} \cdot \frac{L}{2})} \right]$$

Poutre à deux travées continues de portée identique égale à L



$$N(x) = \frac{B}{A} T_0 \cdot x - \frac{K \cdot \varepsilon_r}{A} + \frac{K \cdot \varepsilon_r}{A \cdot \operatorname{ch}(\sqrt{A} L)} \cdot \operatorname{ch}(\sqrt{A}(x-L)) + -\frac{B}{D} \cdot T_0 \cdot \operatorname{sh}(\sqrt{A} x)$$

Avec T_0 réaction hyperstatique sur appui de rive :

$$T_0 = \frac{3dK\varepsilon_r}{\sqrt{A}} \frac{u^2 \cosh u - 2 \cosh u + 2}{2((v-1)u^2 - 3v)u \cosh u + 6 \sinh(u)v}$$

Et

$$\alpha = \frac{dK\varepsilon_r}{A^{\frac{3}{2}}} \frac{g(u, v)}{4((v-1)u^2 - 3v)u \cosh u + 12 \sinh(u)v}$$

Avec : $g(u, v) = ((v-1)u^4 - 6u^2 - 12v) \cosh u + 12 \sinh(u)uv + (6 - 6v)u^2 + 12v$

© 2023 - Cerema

Le Cerema, l'expertise publique pour la transition écologique et la cohésion des territoires.

Le Cerema, Centre d'Études et d'Expertise sur les Risques, l'Environnement, la Mobilité et l'Aménagement, est un établissement public qui apporte son concours à l'Etat et aux collectivités territoriales pour l'élaboration, la mise en oeuvre et l'évaluation des politiques publiques au service de la transition écologique, de l'adaptation au changement climatique et de la cohésion des territoires. Il porte des missions de recherche & innovation et appuie le transfert d'innovations dans les territoires et auprès des acteurs privés.

Le Cerema agit dans 6 domaines d'activités : Expertise & Ingénierie territoriale, Bâtiment, Mobilités, Infrastructures de transport, Environnement & Risques, Mer & Littoral. Présent partout en métropole et dans les Outre-mer par ses 26 implantations, il développe une expertise de référence au contact de ses partenaires européens et contribue à diffuser le savoir-faire français à l'international.

Le Cerema capitalise les connaissances et savoir-faire dans ses domaines d'activité. Editeur, il mène sa mission de centre de ressources en ingénierie par la mise à disposition de près de 3 000 références à retrouver sur www.cerema.fr rubrique nos publications.

Toute reproduction intégrale ou partielle, faite sans le consentement du Cerema est illicite (article L.122-4 du code de la propriété intellectuelle). Cette reproduction, par quelque procédé que ce soit, constituerait une contrefaçon sanctionnée par les articles L.335-2 et L.335-3 du CPI.

Coordination et suivi d'édition › Cerema, Direction de la stratégie et de la communication, Département diffusion des connaissances, Pôle édition et valorisation des connaissances.

Mise en page › Graph'Imprim : 9-11 rue Sinclair 94000 Créteil

Crédit photo de la couverture › © Cerema

Impression › Dupliprint - 733, rue Saint-Léonard - 53100 Mayenne - Tél. 02 43 11 09 00

Cet ouvrage a été imprimé sur du papier issu de forêts gérées durablement (norme PEFC) et fabriqué proprement (norme ECF).

L'imprimerie Dupliprint est une installation classée pour la protection de l'environnement et respecte les directives européennes en vigueur relatives à l'utilisation d'encre végétales, le recyclage des rognures de papier, le traitement des déchets dangereux par des filières agréées et la réduction des émissions de COV.

Achevé d'imprimer : **Avril 2023**

Dépôt légal : **mars 2023**

ISBN : 978-2-37180-569-9 (pdf) - 978-2-37180-570-5 (papier)

ISSN : 2276-0164

Gratuit

Éditions du Cerema

Cité des mobilités

25 avenue François Mitterrand

CS 92 803

69674 Bron Cedex

www.cerema.fr

EUROCODE 5

Application aux ponts mixtes bois/béton à poutres en lamellé-collé

Le succès des matériaux industriels comme l'acier et le béton a quelque temps éclipsé l'intérêt de ce matériau naturel aux caractéristiques mécaniques pourtant bien intéressantes qu'est le bois. Il convient de remettre en évidence les qualités de ce matériau, et surtout les bonnes dispositions constructives qui gouvernent un ouvrage durable.

Le présent guide est consacré à la justification d'une solution de ponts-routes à ossature mixte bois/béton dont la typologie s'apparente à un pont à nervures en bois sous un hourdis en béton armé.

Il complète le guide de conception d'un pont type mixte bois/béton à poutres sous chaussée publié par le Cerema, en constituant un guide d'application des Eurocodes pour la justification des parties d'ouvrage en bois et de la connexion bois/béton.

Il s'adresse aux maîtres d'ouvrage, maîtres d'œuvre, bureaux d'études et entreprises.



EXPERTISE & INGÉNIERIE TERRITORIALE | BÂTIMENT | MOBILITÉS
| INFRASTRUCTURES DE TRANSPORT | ENVIRONNEMENT &
RISQUES | MER & LITTORAL

