

---

# Manuels d'application des Eurocodes pour les structures bois

---

## Programme AQCEN EC5

---



---

**Programme AQCEN / EC5**

---

**Poutres en I**

Règles et recommandations particulières  
applicables aux structures en poutres en « I »

---

**Rédaction :**  
**Groupe de rédacteurs piloté par FCBA**

---

**Animation :**  
**APIBOIS (Syndicat des Industriels de la Poutre en I à base de bois)**

---

**Janvier 2009**

---

---

# Règles et recommandations particulières applicables aux structures en poutres en « I »

---

<b>1</b>	<b>GÉNÉRALITÉS</b>	<b>4</b>
<b>2</b>	<b>DOMAINE D'APPLICATION</b>	<b>5</b>
<b>3</b>	<b>AUTRES ASPECTS RÉGLEMENTAIRES</b>	<b>6</b>
<b>4</b>	<b>ACTIONS</b>	<b>7</b>
4.1	GÉNÉRALITÉS	7
4.2	COUVERTURES	7
4.3	PLANCHERS	7
<b>5</b>	<b>RÈGLES DE JUSTIFICATION</b>	<b>8</b>
5.1	GÉNÉRALITÉS	8
5.1.1	DOMAINE D'APPLICATION	8
5.1.2	INFLUENCE DE LA RIGIDITÉ DE L'ÂME	8
5.2	NOTATIONS	8
5.3	VÉRIFICATIONS AUX ÉTATS LIMITES ULTIMES (ELU)	9
5.3.1	GÉNÉRALITÉS	9
5.3.2	VÉRIFICATION DES CONTRAINTES DE FLEXION DANS LES PIÈCES À SECTION COMPOSITE	9
5.3.3	VÉRIFICATION DES CONTRAINTES DE FLEXION DÉVIÉE	12
5.3.4	VÉRIFICATION DE LA RÉSISTANCE À L'EFFORT TRANCHANT POUR LES POUTRES À ÂMES MINCES À BASE DE BOIS	13
5.3.5	VÉRIFICATION DE LA RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT LONGITUDINAL DANS L'ÂME	13
5.3.6	VÉRIFICATION DE LA RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT LONGITUDINAL DANS LE PLAN DE COLLAGE	14
5.3.7	VÉRIFICATION DE LA RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT LONGITUDINAL DANS L'ASSEMBLAGE MÉCANIQUE	15
5.3.8	VÉRIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT AU DROIT DE DISCONTINUITÉ D'ÂMES	15
5.3.9	VÉRIFICATION DE LA STABILITÉ LATÉRALE (DÉVERSEMENT)	16
5.4	JUSTIFICATION DES OUVRAGES AUX ÉTATS LIMITES DE SERVICE (ELS)	18
5.4.1	GÉNÉRALITÉS	18
5.4.2	DÉFORMATION DE L'ÂME	19
5.4.3	CAS DES POUTRES LIÉES PAR ASSEMBLAGES MÉCANIQUES	20
5.4.4	MÉTHODES DE CALCUL DU FLUAGE	21
5.4.5	VÉRIFICATION DU CRITÈRE DE VIBRATION POUR LES PLANCHERS RÉSIDENTIELS	22
<b>6</b>	<b>RÉSISTANCE AU FEU</b>	<b>23</b>

<b>7</b>	<b>RÉSISTANCE AUX SÉISMES</b>	<b>24</b>
<hr/>		
<b>8</b>	<b>OUVRAGES PARTICULIERS</b>	<b>25</b>
<hr/>		
8.1	VIDES SANITAIRES	25
8.2	POUTRE PORTEUSE ET CHEVÊTRE	25
8.3	CHARGE PONCTUELLE SUR UNE MEMBRURE	25
8.4	RÉSISTANCE SUR APPUI	26
8.5	PERCEMENTS	26
<hr/>		
<b>9</b>	<b>EXEMPLES DE CALCUL</b>	<b>27</b>
<hr/>		
9.1	EXEMPLE DE DIMENSIONNEMENT D'UNE SOLIVE DE PLANCHER À L'EUROCODE 5	27
9.1.1	SYSTÈME ÉTUDIÉ	27
9.1.2	DÉTERMINATION DES CHARGES ET CAS DE CHARGES	28
9.1.3	CAS DE RÉPARTITION DES CHARGES	29
9.1.4	VÉRIFICATIONS AUX DIFFÉRENTS ÉTATS LIMITES	31
9.2	EXEMPLE DE DIMENSIONNEMENT D'UNE PANNE DE TOITURE À L'EUROCODE 5	38
9.2.1	HYPOTHÈSES DE DIMENSIONNEMENT	38
9.2.2	DÉTERMINATION DES ACTIONS DE CHARGEMENT	39
9.2.3	COMBINAISONS D'ACTIONS (EN 1990 : 2002)	39
9.2.4	DÉFINITION DE LA RIGIDITÉ EFFICACE DE FLEXION SELON L'AXE FORT Y-Y	40
9.2.5	DÉTERMINATION DE LA CONTRAINTE DE CALCUL	41
9.2.6	CAS DE LA MEMBRURE SUPÉRIEURE	42
9.2.7	CAS DE LA MEMBRURE INFÉRIEURE	44
9.2.8	VÉRIFICATION D'EFFORT TRANCHANT	45
9.2.9	CALCUL DES DÉFORMATIONS	47
9.3	FICHE TYPE DE CALCUL POUR UNE PANNE DE TOITURE	50
9.4	FICHE TYPE DE CALCUL POUR UNE SOLIVE DE PLANCHER	52

---

# 1 GÉNÉRALITÉS

---

Le présent document n'est pas un guide de pose. Les schémas ne sont pas des solutions techniques de mise en œuvre.

Dans le présent document, il sera fait référence indifféremment à l'Eurocode 5, à NF EN 1995-1-1 ou à EN 1995-1-1.

---

## 2 DOMAINE D'APPLICATION

---

Sont concernées par les présentes recommandations, les poutres en « I » ou en caisson à âmes minces, destinées à des utilisations structurelles dans les bâtiments terrestres, telles que pannes, chevrons, solives, poteaux d'ossature ou composants de fermes.

Les membrures peuvent être réalisées en bois massif (abouté ou non), bois contrecollé, bois lamellé-collé, ou lamibois de placages (LVL).

Les âmes sont réalisées à base de panneaux dérivés du bois (contreplaqué, OSB ou panneaux de fibres à hautes performances) ou encore en bois massif, bois contrecollé, bois lamellé-collé, ou lamibois (LVL), ou en matériaux présentant des caractéristiques mécaniques suffisantes et stables dans le temps (tôle d'acier par exemple).

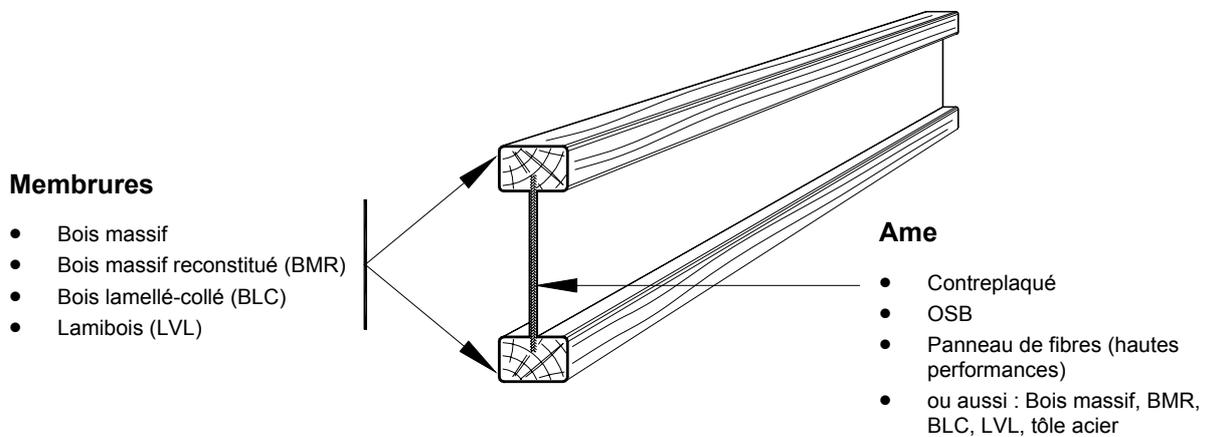


Figure 2-1 : Éléments constitutifs d'une poutre en « I »

Les poutres faisant l'objet d'une production industrielle ont leurs âmes assemblées soit par collage (dans des rainures des membrures), soit par des moyens mécaniques spécifiques, soit par des moyens mécaniques normalisés.

On entend par moyens mécaniques normalisés (ou traditionnels), les assembleurs décrits par des normes et dont les règles de calcul relèvent de l'Eurocode 5 lui-même, tels que les pointes, vis, broches et boulons.

---

### **3 AUTRES ASPECTS RÉGLEMENTAIRES**

---

Les poutres assemblées par collage ou par des moyens mécaniques spécifiques doivent, pour recevoir l'autorisation de marquage CE nécessaire à leur commercialisation, bénéficier d'un Agrément Technique Européen (ATE) et d'un contrôle de production par tierce partie, niveau 1, selon la classification proposée par la Directive des Produits de Construction).

Les prescriptions établies dans les ATE priment sur celles du présent guide en cas de conflit car ce dernier ne concerne que les caractéristiques communes ou majoritaires parmi l'ensemble des poutres composites connues.

En revanche, les poutres à assemblages mécaniques normalisés (ou traditionnels) peuvent être évaluées, en ce qui concerne leur résistance et leur rigidité, selon l'Eurocode 5, les normes associées et, pour le territoire français, les présentes recommandations.

---

## 4 ACTIONS

---

### 4.1 Généralités

La justification de sécurité, l'Etat Limite Ultime (ELU), des poutres employées comme pannes ou chevrons en support de couverture doit être assurée selon les combinaisons d'actions statiques définies, par les Eurocodes 0, 1, intégrant :

- les charges permanentes,
- les charges climatiques,
- la charge d'exploitation,
- la charge d'exploitation pour toiture ou plancher non-accessible (pour entretien ou réparation).

### 4.2 Couvertures

La charge d'entretien ou de réparation n'est pas combinée avec une action climatique.

Il convient, en particulier, outre les vérifications sous charges verticales descendantes (charges permanentes et neiges caractéristiques et accidentelles) de vérifier les poutres et leurs attaches en cas de soulèvement dû au vent.

### 4.3 Planchers

Outre les vérifications requises sous chargement statique uniforme (ELU et ELS) dépendant de la catégorie d'ouvrage, l'EC5 (et son AN) exige, pour les planchers résidentiels, une vérification de la vibration (**voir 5.4.5**) intégrant les éléments suivants :

- la flèche maximale sous charge de 1 kN,
- le comportement dynamique du plancher.

Pour l'application de ces règles, on se reportera à l'EC5, au Tronc commun des Guides AQCEN et à l'exemple de calcul correspondant.

La charge d'entretien ou de réparation s'applique sur les planchers ou plafonds. Lorsque la hauteur libre est inférieure à 1,20 m, la charge concentrée,  $Q_k$ , peut être répartie sur plusieurs poutres suivant leur entraxe.

---

## 5 RÈGLES DE JUSTIFICATION

---

### 5.1 Généralités

Les prescriptions établies dans les ATE priment sur celles du présent chapitre en cas de conflit car ce dernier ne concerne que les caractéristiques communes ou majoritaires parmi l'ensemble des poutres composites connues.

#### 5.1.1 Domaine d'application

Les règles ci-dessous ne sont applicables qu'aux poutres en I ou en caisson à âme mince à base de bois assemblées par collage ou moyens mécaniques normalisés. Elles ne sont pas applicables aux poutres en I ou en caisson à âme autre qu'à base de bois ou assemblées par moyens mécaniques spécifiques.

#### 5.1.2 Influence de la rigidité de l'âme

Certaines des hypothèses simplificatrices classiques de la Résistance des Matériaux ne sont pas applicables pour ce type d'élément. En particulier, la part de la déformation due à l'effort tranchant (**Figure 5-11**) est importante pour ce type de poutre (jusqu'à un quart de la totalité de la déformation) et ne peut être négligée.

Cette influence est à prendre en compte pour les vérifications des deux Etats Limites, Ultimes et de Service avec les dispositions suivantes :

– **En ELU :**

Dans le cas des poutres hyperstatiques (3 appuis ou plus), la distribution des efforts internes dépend, notamment, de la rigidité globale, incluant la rigidité à l'effort tranchant,  $G_w A_w$ . Il est donc nécessaire de prendre en compte ce paramètre dans la résolution du système.

– **En ELS :**

La déformation due à l'effort tranchant doit être prise en compte. La méthode est décrite au § 5.4.

### 5.2 Notations

#### Symboles

$h_f$	hauteur membrure
$b_f$	largeur membrure
$h_w$	hauteur âme
$b_w$	largeur âme
$h_{tot}$	hauteur totale de la poutre
$h_0$	distance aux centres de gravité des membrures

#### Indices

$f$	membrure (en anglais "flange")
$w$	âme (en anglais "web")
$c$	compression
$t$	traction
$d$	valeur de calcul (en anglais "design")

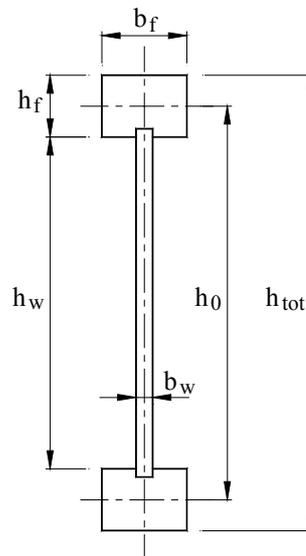


Figure 5-1 : Symboles et indices

## 5.3 Vérifications aux États Limites Ultimes (ELU)

### 5.3.1 Généralités

Influence du fluage sur les systèmes hyperstatiques :

Dans un système hyperstatique, on devra tenir compte de la rigidité finale (diminution provoquée par le fluage) pour chaque élément.

Selon l'Eurocode, le fluage est pris compte dans le calcul des modules d'élasticité, de cisaillement et de glissement des assemblages de la manière suivante :

§ 2.3.2.2, point (1)  
EN 1995-1-1 : 2004

- prise en compte de  $k_{def}$  pour chaque matériau,
- prise en compte de  $\psi_2$  pour chaque action variable (= 1 pour les actions permanentes).

### 5.3.2 Vérification des contraintes de flexion dans les pièces à section composite

La vérification des contraintes de flexion est faite sur la base du calcul d'inertie rapportée au module d'élasticité du matériau des membrures. La participation de l'âme est pondérée en fonction des éléments suivants :

- leur nature (matériau et forme),
- leur module.

La contrainte normale s'obtient par le cumul, le cas échéant, de contraintes dues aux sollicitations suivantes :

- une flexion déviée (contrainte d'arête),
- un effort normal (qui peut être appliqué de manière dissymétrique).

Les contraintes normales dans les membrures sont vérifiées selon deux critères :

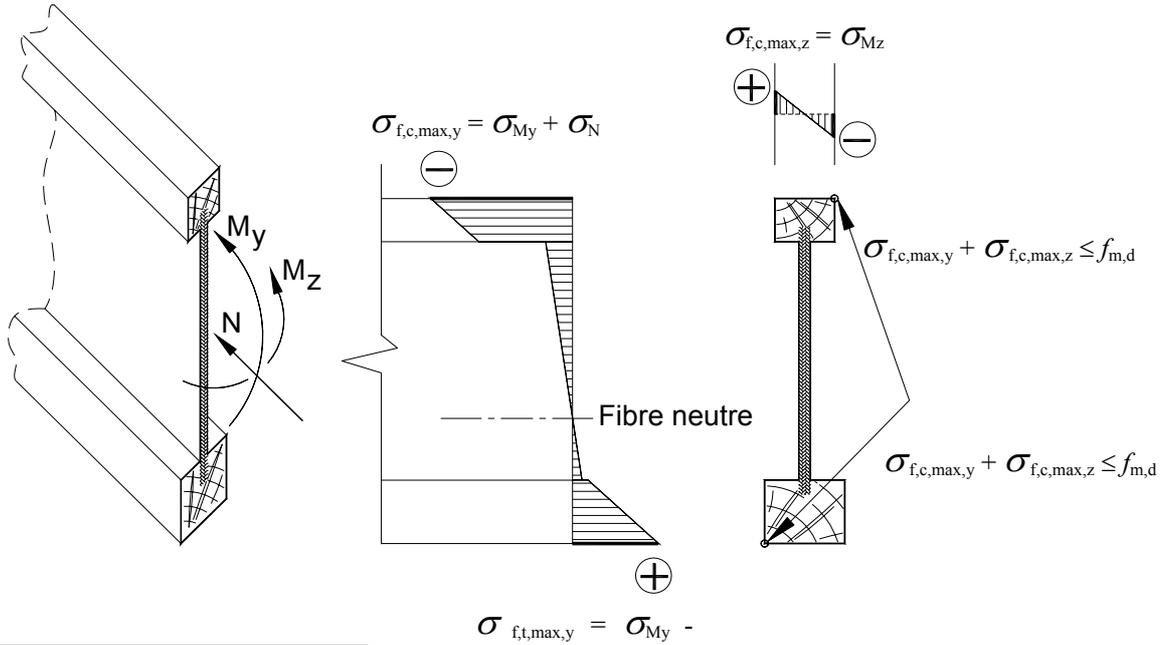
**§ 9.1.1, point (1)**  
**EN 1995-1-1 : 2004**

**1. La contrainte normale aux fibres extrêmes est comparée à la résistance du matériau en flexion,  $f_{m,d}$ .**

Cette vérification est effectuée pour les éléments suivants :

**Formule (9.1)**  
**Formule (9.2)**  
**EN 1995-1-1 : 2004**

- la membrure comprimée,
- la membrure tendue.



Notation, indices	
f	membrane (flendge en anglais)
c	compression
t	traction

Figure 5-2 : Contraintes d'arêtes

2. **La contrainte normale axiale** (moyenne calculée au centre de gravité des membrures et tenant compte de leur section nette) **est comparée à la résistance du matériau de membrure en traction et compression**,  $f_{c,0,d}$  ou  $f_{t,0,d}$ , et prend en compte le risque de flambement hors plan de la membrure (coefficient  $k_c$ ), supposée isolée, comme indiqué au chapitre sur le déversement (Voir paragraphe 5.3.9).

**Formule (9.3)**

**Formule (9.4)**

**EN 1995-1-1 : 2004**

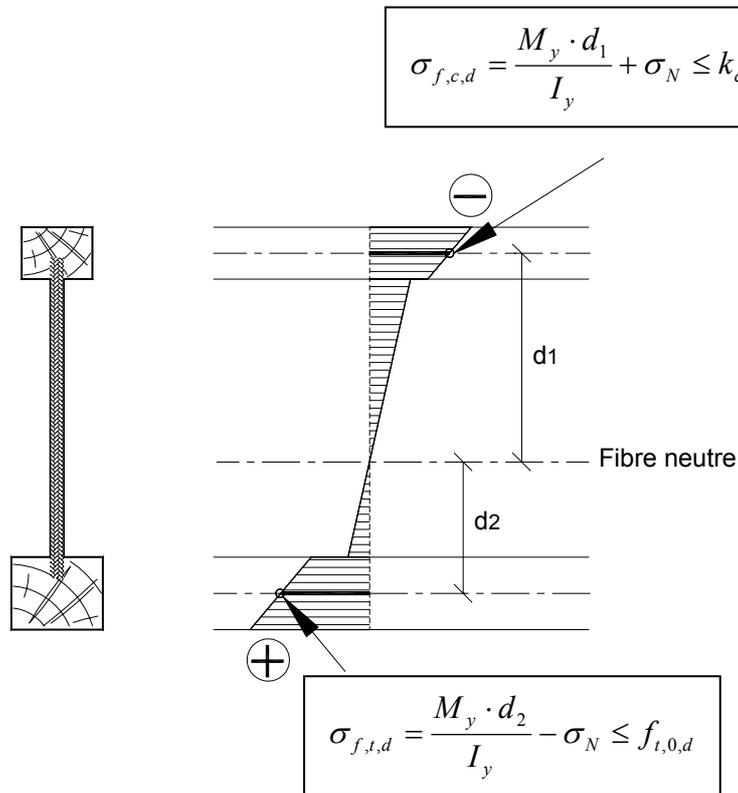


Figure 5-3 : Contraintes moyennes dans les membrures

### 5.3.3 Vérification des contraintes de flexion déviée

Pour les vérifications de contraintes dans les membrures de poutres en flexion déviée (pannes d'aplomb sous efforts de vent perpendiculaire au rampant ou pannes à dévers sous charges verticales), on doit vérifier les contraintes d'arêtes,  $\sigma_{M,max,d}$ , qui sont la somme algébrique :

- des contraintes normales dues aux composantes d'efforts parallèles au plan principal de la section (flexion selon l'axe fort) :  $\sigma_{f,y,d}$  (Figure 5-2)
- des contraintes normales dues aux composantes transversales au plan principal de la section (flexion selon l'axe faible) :  $\sigma_{f,z,d}$  (Figure 5-2).

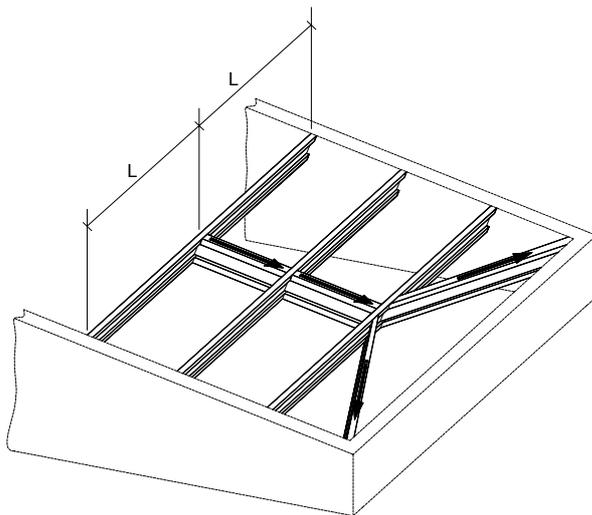
Les premières,  $\sigma_{f,y,d}$ , se calculent sur la portée globales de la poutre.

Les secondes,  $\sigma_{f,z,d}$ , tiennent compte des appuis transversaux procurés par le système d'entretoisement prévu pour limiter les contraintes et les déformations dues à ces composantes transversales, (Figure 5-4).

$$\sigma_{M,max,d} = \max \begin{cases} \left| \sigma_{f,t,y,d} + \sigma_{f,t,z,d} \right| & \text{(fibres tendues)} \\ \left| \sigma_{f,c,y,d} + \sigma_{f,c,z,d} \right| & \text{(fibres comprimées)} \end{cases}$$

Le dimensionnement de poutres en I soumises à des contraintes de flexion déviée doit être réalisé avec précision, et leur mise en œuvre respecter scrupuleusement les plans de pose, entre autres, des systèmes d'entretoisement et de liaison.

Ces systèmes d'entretoisement et leurs liaisons doivent être conçus de manière à éviter des phénomènes de déversement (flambement des membrures comprimées) et, dans le cas des pannes à dévers, à transférer les composantes parallèles au rampant vers des points d'appui résistants et rigides (Figure 5-4).



La composante de flexion transversale (parallèle au rampant) s'exerce, grâce aux entretoises, sur une portée réduite (L) mais génère des contraintes ( $\sigma_{f,z,d}$ ) qui doivent être combinées avec celles dues à la flexion perpendiculaire au rampant, de pleine portée ( $\sigma_{f,y,d}$ ), pour former les contraintes d'arêtes.

Le système d'entretoisement doit être rigide et renvoyer les efforts sur des points résistants.

Figure 5-4 : Pannes posées à dévers

### 5.3.4 Vérification de la résistance à l'effort tranchant pour les poutres à âmes minces à base de bois

Dans le cas des sections composites telles que des poutres en I à âmes en panneaux à base de bois, la vérification de la résistance à l'effort tranchant dans l'âme est donnée dans l'Eurocode 5. La règle de l'Eurocode 5 pour cette vérification n'est valable que dans les cas suivants :

§ 9.1.1, point (7)  
EN 1995-1-1 : 2004

$$h_w \leq 70b_w$$

avec :

$h_w$  hauteur libre de l'âme

$b_w$  épaisseur de l'âme

Au-delà de cette limite, la rupture par instabilité de l'âme (flambement) peut survenir. L'Eurocode 5 ne traite pas ce cas.

### 5.3.5 Vérification de la résistance au cisaillement longitudinal dans l'âme

Dans le cas des sections composites telles que des poutres en I à âmes en panneaux, par exemple, le calcul de cisaillement longitudinal passe par une étape intermédiaire : le calcul de l'effort linéique (effort par unité de longueur de la poutre),  $F_V$ , dans un plan séparant deux zones de la section (**Figure 5-5**).

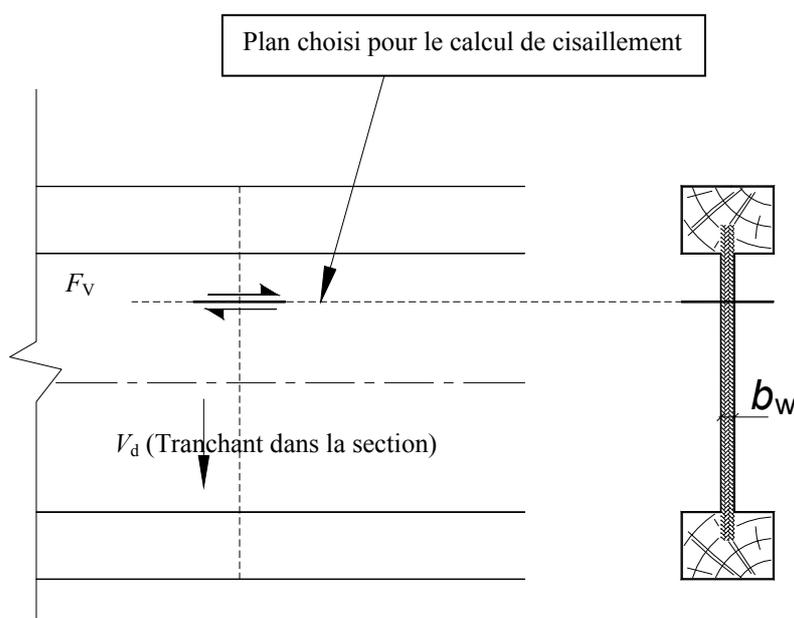


Figure 5-5 : Effort et contrainte de cisaillement longitudinal

Calcul de l'effort linéique de cisaillement,  $F_V$  :

$$F_V = \frac{V_d \cdot S_y}{I_y}$$

$F_V$  effort linéique de cisaillement longitudinal

$S_y$  moment statique de la zone de section située au delà du plan de cisaillement

$I_y$  moment d'inertie de la section

D'où la contrainte de cisaillement dans ce même plan :

$$\tau_{mean,d} = \frac{F_V}{b_w}$$

$b_w$  épaisseur de l'âme

La contrainte de cisaillement longitudinal doit être comparée à la résistance du matériau de l'âme :

$$\tau_{mean,d} \leq f_{v,0,d}$$

où :

$f_{v,0,d}$  valeur de calcul de la résistance en cisaillement de voile de l'âme

### 5.3.6 Vérification de la résistance au cisaillement longitudinal dans le plan de collage

L'effort linéique au nu inférieur de la membrure,  $F_V$ , se calcule de manière identique à la méthode du paragraphe 5.3.5.

D'où la contrainte de cisaillement à cet endroit :

$$\tau_{mean,d} = \frac{F_V}{b_c}$$

$b_c$  largeur du plan cisailé : le développé de collage  
par exemple  $b_c = 2p$  (Figure 5-6)

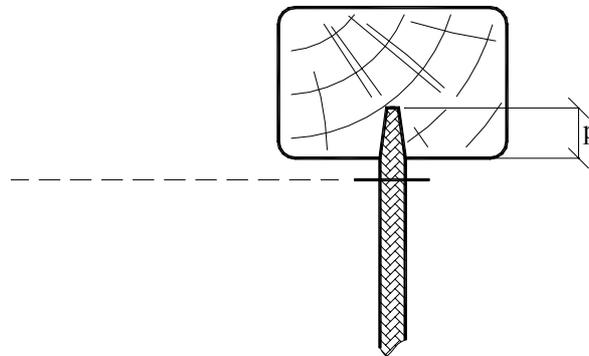


Figure 5-6 : Cisaillement longitudinal dans le plan de collage

La contrainte de cisaillement longitudinal doit être comparée à la résistance au cisaillement roulant du matériau de l'âme, tel que défini dans l'Eurocode 5 :

$$\tau_{mean,d} \leq \begin{cases} f_{v,90,d} & \text{pour } h_f \leq 4b_{ef} \\ f_{v,90,d} \cdot \left( \frac{4b_{ef}}{h_f} \right)^{0,8} & \text{pour } h_f > 4b_{ef} \end{cases}$$

§ 9.1.1, point (8)  
EN 1995-1-1 : 2004

où :

$f_{v,90,d}$  la valeur de calcul de la résistance en cisaillement roulant (co-planaire) de l'âme

$h_f$  hauteur de membrure

$b_{ef} = \frac{b_w}{2}$  pour les poutres en I

$b_{ef} = b_w$  pour les poutres en caissons

### 5.3.7 Vérification de la résistance au cisaillement longitudinal dans l'assemblage mécanique

Dans les cas des poutres assemblées mécaniquement, traditionnellement ou non, la résistance de l'assemblage doit être comparée à la sollicitation, le cisaillement longitudinal.

#### 5.3.7.1 Poutres assemblées par moyens mécaniques normalisés (ou traditionnels)

Le calcul de l'effort linéique,  $F_v$ , est remplacé par celui de l'effort de cisaillement par assembleur qui peut se calculer selon l'annexe B (informative) de l'Eurocode 5.

§ B.5, éq. (B.10)  
EN 1995-1-1 : 2004

La résistance par assembleur (pointes, vis) se déterminent selon le chapitre 8 de l'Eurocode 5.

#### 5.3.7.2 Poutres assemblées par moyen mécaniques spécifiques (ou non-traditionnels)

On se réfère aux caractéristiques déclarées dans les Agréments Techniques Européens (ATE).

### 5.3.8 Vérification de l'effort tranchant au droit de discontinuité d'âmes

Le risque à écarter consiste en une traction transversale, entre âme et membrure, pouvant provoquer un déchaussement (**Figure 5-7**).

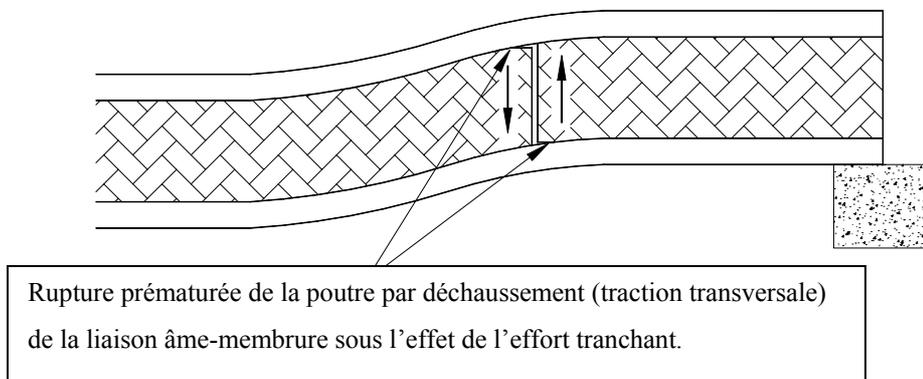


Figure 5-7 : Risque dû à une discontinuité d'âme

Cette vérification n'est pas abordée par l'Eurocode 5.

#### 5.3.8.1 Poutres assemblées par collage ou moyens mécaniques spécifiques (ATE)

Les valeurs de résistance ou les règles constructives sont données dans les ATE des différents produits.

### 5.3.8.2 Poutres assemblées par moyens mécaniques normalisés

L'une des règles suivantes doit être appliquée :

1. Utilisation d'un couvre-joint structurel, qui doit être justifié selon l'Eurocode 5.
2. Respect d'une distance minimum aux appuis ou à une charge concentrée,  $l_{\min}$  (**Figure 5-8**), le couvre-joint n'est pas obligatoire si les conditions suivantes sont respectées :
  1.  $h_w < 0,75 h_{\text{tot}}$  ( $h_w$  : hauteur libre de l'âme et  $h_{\text{tot}}$  : hauteur totale de la poutre)
  2. chargement principal uniformément réparti

$$l_{\min} = \max \begin{cases} 1,25 \text{ m} \\ 4h_{\text{tot}} \end{cases}$$

3. Vérification de la traction transversale (risque de déchaussement).

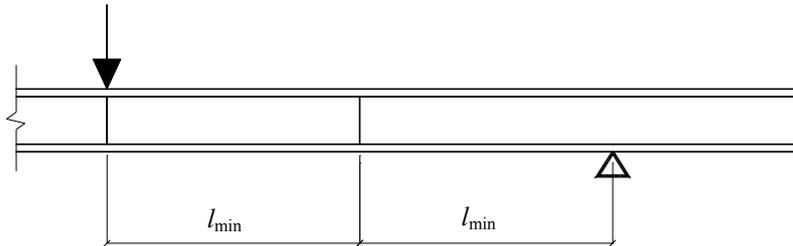


Figure 5-8 : Distance minimum aux appuis ou à une charge concentrée

Dans les cas particuliers, on pourra se référer à des résultats d'essais effectués conformément au cadre normatif européen.

### 5.3.9 Vérification de la stabilité latérale (déversement)

Le caractère élancé intrinsèquement lié à la section de la poutre en I nécessite de considérer le risque de déversement avec attention.

D'une manière générale, la vérification est exigée pour les poutres bien qu'elles soient maintenues transversalement par les moyens suivants :

- maintien de leurs deux membrures aux appuis,
- éventuels dispositifs de maintien intermédiaire (entretoisements) régulièrement espacés.

Dans ces cas, la vérification de la stabilité au déversement revient à vérifier la stabilité au flambement de la membrure comprimée (**Figure 5-9**).

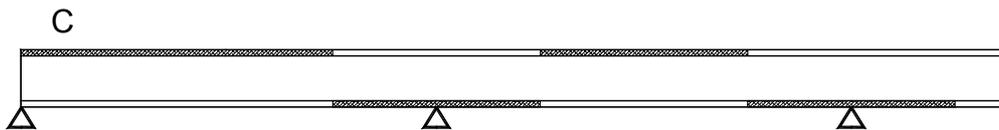


Figure 5-9 : Exemple de zones comprimées des membrures (c)

L'Eurocode 5 prescrit une méthode, à l'aide des hypothèses simplifiées suivantes :

- Justification vis-à-vis du flambement de la membrure comprimée comme une pièce isolée (la raideur en torsion de la section est négligée).
- Pour les pannes (ou poutres), la longueur de flambement de la membrure comprimée,  $l_c$ , est prise égale à :
  - pour les pannes posées d'aplomb : la distance maximale entre points de maintien latéral,  $L$ , de la membrure comprimée (**Figure 5-10**),
  - pour les pannes posées à dévers : les  $2/3$  de  $L$  (**Figure 5-10**),
- L'effort de compression utilisé est celui correspondant à la somme, le cas échéant, des effets des sollicitations suivantes (**Figure 5-10**) :
  - moment maximal (divisé par la distance entre centres de gravité des membrures),
  - la part affectée à la membrure de l'effort global de compression supporté par la panne pour son rôle dans le fonctionnement général de l'ouvrage (contreventement notamment) pour la même combinaison d'actions.

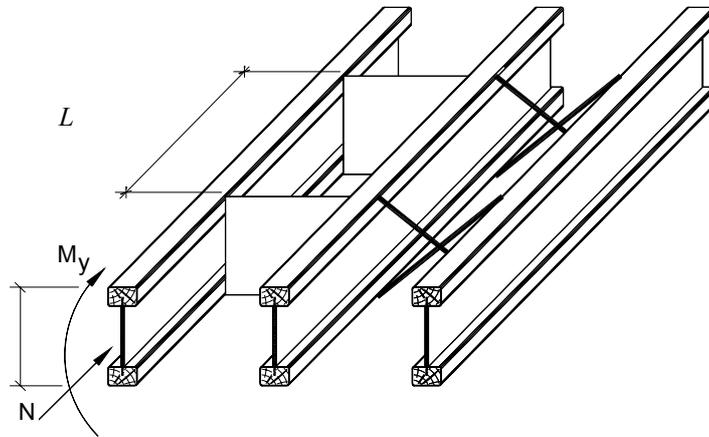


Figure 5-10 : Longueur de flambement de la membrure comprimée

La méthode de l'Eurocode 5 pour la vérification de la stabilité latérale est la suivante : on vérifie la membrure comprimée en fonction de la distance maximale libre,  $L$ , entre deux points de maintien latéral.

La vérification à effectuer est la suivante, conformément à l'Eurocode 5 :

$$\frac{\sigma_{f,c,0,d}}{k_{c,f,z} f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{f,m,z,d}}{f_{m,z,d}} \quad \text{(Figure 5-2 et Figure 5-3)}$$

avec :

$$k_{c,f,z} = \frac{1}{k_{f,z} + \sqrt{k^2 - \lambda_{rel,f,z}^2}}$$

avec :

$$k = 0,5 \left( 1 + \beta_c (\lambda_{rel,f,z} - 0,3) + \lambda_{rel,f,z}^2 \right)$$

$$\lambda_{rel,f,z} = \frac{\lambda_{f,z}}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}}$$

où

$\lambda_{rel,f,z}$  élanement relatif de la membrure comprimée selon l'axe z

$\lambda_{f,z}$  élanement de la membrure comprimée selon l'axe z

Pour les solives ou poutres, recevant directement un panneau de diaphragme qui maintient la membrure comprimée sur toute sa longueur, cette vérification n'est pas nécessaire.

Par ailleurs, le maintien de la membrure tendue est nécessaire dans les conditions suivantes :

- Pour les solivages : si le rapport  $\frac{h_{tot}}{b_f} \geq 9$ , une distance maximum entre points de maintien,  $L = 60b_f$ , doit

être respectée :

avec  $h_{tot}$  hauteur totale de la poutre  
 $b_f$  largeur de la membrure tendue

- Pour les pannes posées à dévers, la membrure inférieure devra être justifiée en tenant compte de la flexion dans le plan du rampant conformément au § 5.3.

§ 9.1.1, règle (3)  
EN 1995-1-1 : 2004

## 5.4 Justification des ouvrages aux états limites de service (ELS)

### 5.4.1 Généralités

#### 5.4.1.1 Flèches limites

La justification des flèches sous charge, l'état limite de service (ELS), se fait en respect des limites prescrites par l'Annexe Nationale de l'EC5, selon la fonction de la pièce. Ces limites peuvent éventuellement être rendues plus sévères, par le maître d'ouvrage, en fonction, par exemple, de la déformabilité du matériau supporté (couverture ou plafond, par exemple) ou de la destination de l'ouvrage.

#### 5.4.1.2 Calcul de la flèche

Pour ces poutres il est nécessaire, dans le calcul des flèches, de prendre en compte, outre la déformation due au moment  $u_M$  (**Figure 5-11**), celle due à l'effort tranchant  $u_V$  (**Figure 5-12**). Cette déformation d'effort tranchant est essentiellement due à deux phénomènes :

1. Déformation de l'âme (§ 5.4.2)
2. Glissement d'assemblages, pour les poutres assemblées mécaniquement (**Figure 5-13** et § 5.4.3)

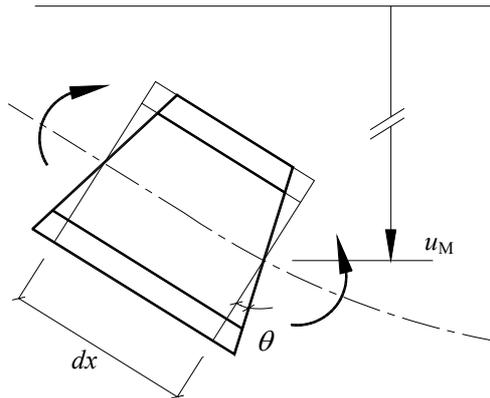


Figure 5-11 : Déformation due au moment

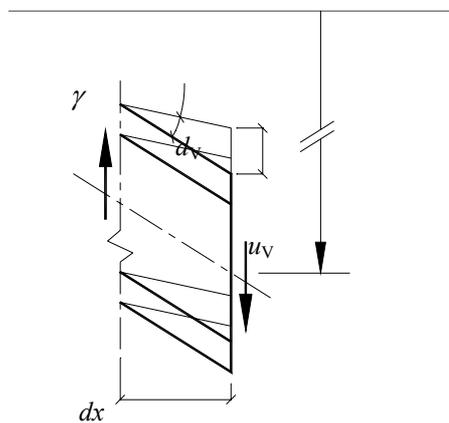


Figure 5-12 : Déformation due à l'effort tranchant

**Rappel théorique :**

Pour les poutres concernées par le domaine d'application de ce présent chapitre (5.1.1), les hypothèses suivantes sont admises :

- Déformation due au moment : prise en compte des membrures
- Déformation due à l'effort tranchant : prise en compte de l'âme

**5.4.2 Déformation de l'âme****Rappel théorique :**

On rappelle que la flèche en un point due à l'effort tranchant, dans une poutre, est la somme (depuis une origine) de termes de la forme :

$$\frac{T(x) \cdot dx}{kG_w A_w}$$

où :

$T(x)$  effort tranchant à l'abscisse  $x$

$dx$  différentielle d'abscisse

$k$  coefficient de forme de la section

$G_w$  module de glissement du matériau

$A_w$  aire de la section

Pour une poutre isostatique, la flèche à une abscisse donnée est donnée par la sommation de ces termes :

$$u_V = \int \frac{T(x) \cdot dx}{k G_w A_w} = \frac{M(x)}{k G_w A_w}$$

où :

$M(x)$  moment de flexion à l'abscisse  $x$

Ce terme est donc à ajouter au terme classique de flèche due aux moments.

Dans le cas des poutres composites, dans lesquelles la déformation d'effort tranchant est essentiellement due aux déformations de l'âme et de ses liaisons, on propose la simplification de calcul suivante :

- Seule la déformation d'âme est prise en compte.
- La faible variation de la contrainte de cisaillement sur la hauteur de l'âme conduit aux modifications suivantes :
  - coefficient de forme  $k = 1$  (au lieu de 0,85),
  - prise en compte de la hauteur totale de la poutre (au lieu de celle de l'âme seule).
- Le terme de flèche d'effort tranchant en un point, pour une poutre isostatique, devient

$$u_V = \frac{M_y}{k G_w A}$$

où

$k$	1
$G_w$	module de rigidité en cisaillement de l'âme
$A$	$A = h_{\text{tot}} b_w$

### 5.4.3 Cas des poutres liées par assemblages mécaniques

Dans ce cas, il convient de tenir compte des glissements d'assemblages dans chaque membrure.

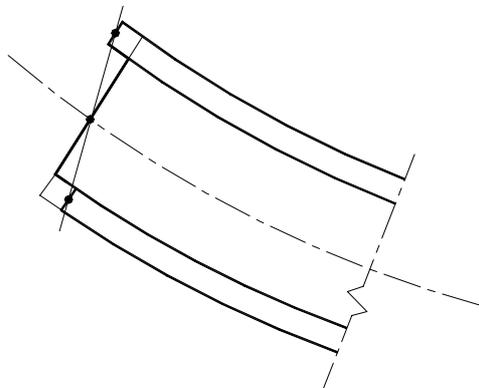


Figure 5-13 : Déplacement dû au glissement des assemblages

L'Eurocode 5 propose une méthode, dans l'annexe B informative, pour le calcul des poutres assemblées mécaniquement.

**Annexe B**  
**EN 1995-1-1 :2004**

Une autre méthode consiste à intégrer ces glissements sous la forme d'un module de glissement fictif ( $G'$ ), réduit, que l'on calcule comme suit :

$$G' = \frac{G_w}{1 + \frac{2G_w b_w a}{k h_0}}$$

- où :
- $b_w$  épaisseur du panneau d'âme
  - $a$  distance moyenne entre deux assembleurs le long d'une membrure
  - $k$  raideur d'un assembleur (effort / glissement)
  - $h_0$  distance entre les centres d'action des deux liaisons aux membrures  
(on peut par simplification prendre la distance entre les axes de membrures)

#### 5.4.4 Méthodes de calcul du fluage

Pour le calcul des flèches, il est nécessaire d'affecter à chaque composant de la poutre, en plus de ses caractéristiques mécaniques, le coefficient  $k_{def}$  correspondant.

##### 5.4.4.1 Coefficient de déformation, $k_{def}$ .

Le fluage doit être pris en compte par le coefficient  $k_{def}$ . Il peut être appliqué soit :

- **sur les déformations** : cette méthode est présentée au paragraphe 5.4.4.2 (règle 2.2.3 (5) de l'Eurocode 5),
- **sur les modules d'élasticité de chaque composant** de la poutre si leur comportement au fluage n'est pas identique (règle 2.3.2.2 (1) de l'Eurocode 5).

##### 5.4.4.2 Coefficient de déformation, $k_{def}$ , appliqué sur les déformations

###### Principe :

Pour chaque action, la déformation finale (y compris l'effet du fluage) est obtenue par addition de la déformation finale due à chaque effort :

$$u_{fin,M+V} = u_{fin,M} + u_{fin,V}$$

avec :

- pour les actions permanentes,  $G$   $u_{fin,G,M} = u_{inst,G,M} (1 + k_{def,membrure})$

$$u_{fin,G,V} = u_{inst,G,V} (1 + k_{def,âme})$$

$$u_{fin,G,M+V} = u_{fin,G,M} + u_{fin,G,V}$$

- pour l'action variable dominante,  $Q_1$

$$u_{fin,Q1,M} = u_{inst,Q1,M} (1 + \psi_2 k_{def,membrure})$$

$$u_{fin,Q1,V} = u_{inst,Q1,V} (1 + \psi_2 k_{def,âme})$$

$$u_{fin,Q1,M+V} = u_{fin,Q1,M} + u_{fin,Q1,V}$$

**§ 2.2.3 (5)**  
**EN 1995-1-1**

- pour les actions variables d'accompagnement,  $Q_i$

$$u_{fin,Q_i,M} = u_{inst,Q_i,M} (\psi_{0,i} + \psi_2 k_{def,membrure})$$

$$u_{fin,Q_i,V} = u_{inst,Q_i,V} (\psi_{0,i} + \psi_2 k_{def,\hat{a}me})$$

$$u_{fin,Q_i,M+V} = u_{fin,Q_i,M} + u_{fin,Q_i,V}$$

où :

$u_{inst,G}$ ,  $u_{inst,Q1}$ ,  $u_{inst,Qi}$  déformations instantanées respectives des actions  $G$ ,  $Q1$ ,  $Q_i$

$\psi_2$  facteurs pour les valeurs quasi-permanentes des actions variables

$\psi_{0,i}$  facteurs pour les valeurs de combinaison des actions variables

Les déformations finales calculées pour chaque action sont ensuite combinées pour obtenir la déformation maximum (principe de superposition dans le domaine élastique) :

$$u_{fin,tot} = u_{fin,G,M+V} + u_{fin,Q1,M+V} + u_{fin,Qi,M+V}$$

Simplification pour les poutres dont les composants ont un comportement identique au fluage : il n'y a pas lieu, pour l'application du coefficient  $k_{def}$ , de faire la distinction entre les deux sollicitations M et V.

#### 5.4.5 Vérification du critère de vibration pour les planchers résidentiels

La méthode simplifiée de l'Eurocode 5 s'applique pour les planchers dont la fréquence fondamentale,  $f_1$ , répond à la condition suivante :

$$f_1 > 8 \text{ Hz}$$

§ 7.7.3 (2)

EN 1995-1-1

la fréquence fondamentale,  $f_1$ , se calcule de la manière suivante :

$$f_1 = \frac{\pi}{2l^2} \sqrt{\frac{(EI)_1}{m}}$$

Formule (7.5)

EN 1995-1-1

où :

$EI_1$  rigidité en flexion du système porteur dans le sens de la portée, pour une bande de chargement de 1m. Elle peut être assimilée à la rigidité de la poutre seule (sans prise en compte du panneau de plancher).

$m$  masse du plancher, assimilée au poids propre du complexe plancher (y compris plafond et revêtement de sol), mais hors cloisons légères et charges d'exploitation

$l$  portée de la poutre en m

*Pour la suite du calcul, on se reportera à l'EC5, au tronc commun et à l'exemple de calcul d'une solive de plancher.*

---

## 6 RÉSISTANCE AU FEU

---

Lorsqu'une stabilité au feu est exigée, une protection des poutres est nécessaire.

Les règles pour la justification des éléments bois au feu sont contenues dans l'Eurocode 5 - partie 1-2, l'EN 1995-1-2.

Sauf dans certains cas particuliers d'âmes ou de membrures de forte épaisseur en bois ou matériau dérivé du bois, la faible épaisseur des âmes, la nature de leur matériau ou leur assemblage ne permet pas de justifier un temps de résistance pour des poutres composites directement exposées au feu.

---

## 7 RÉSISTANCE AUX SÉISMES

---

Les poutres composites, par elles mêmes, ne présentent pas de particularités notables, comparativement aux autres produits structurels à base de bois.

Comme tout autre composant structurel, elles participent à la résistance globale de l'ouvrage aux séismes, plus particulièrement dans les fonctions de diaphragme. Elles doivent donc, à ce titre, être soigneusement liaisonnées au reste de la structure de façon à transférer correctement les efforts (horizontaux notamment) auxquels elles pourraient être soumises.

Les liaisons mécaniques par boîtiers et ou équerres, couramment utilisées pour leurs appuis, présentent, à cet égard, si elles sont correctement dimensionnées, toutes les caractéristiques de plasticité et de ductilité souhaitables pour participer aux absorptions d'énergie si favorables aux structures en bois à assemblages mécaniques multiples.

On peut aussi se référer au chapitre concernant le bois du Guide de l'AFPS (1) qui est, essentiellement, un guide mise en œuvre.

---

(1) Spécifications et recommandations pour fabriquer et exécuter les ouvrages en bois dans les zones sismiques, Chapitre 6 - Ouvrages en bois du « *Guide des dispositions constructives parasismiques des ouvrages en acier, béton, bois et maçonnerie* », AFPS (Association Française du Génie Parasismique), Edition Presses de l'école nationale des Ponts et Chaussées, 2006

---

## 8 OUVRAGES PARTICULIERS

---

### 8.1 Vides sanitaires

Pour tous les composants en bois et les matériaux sensibles à l'humidité relative de l'air, la durabilité des ouvrages soumis à une ambiance humide et confinée nécessite des précautions particulières.

A ce risque peuvent s'ajouter des pertes partielles de performances de certains matériaux (d'âme par exemple) du seul fait d'une humidité moyenne un peu trop élevée.

On recommande de se référer au DTU 51.3 « Planchers en bois ou en panneaux à base de bois » (Tableau 4) qui détermine la surface totale minimum des orifices de ventilation (**Tableau 8-1**).

Vide sanitaire bien ventilé 1/150 <sup>e</sup>	Classe d'emploi 2 Classe de service 2
Vide sanitaire moyennement ventilé 1/250 <sup>e</sup>	Classe d'emploi 2 ou 3 Classe de service 2
Vide sanitaire avec risque de stagnation d'eau ou faiblement ventilé 1/150 <sup>e</sup>	Classe d'emploi 3 Classe de service 3
Un film pare-vapeur doit être fixé sur la sous-face du plancher.	

Tableau 8-1 : Planchers en bois sur vides sanitaires

### 8.2 Poutre porteuse et chevêtre

Lorsque les poutres en I sont soumises à des charges concentrées importantes, comme par exemple dans le cas d'un chevêtre de trémie ou d'un porte-à-faux fortement chargé, des renforts en matière d'effort tranchant peuvent s'avérer nécessaires.

Ces renforts sont généralement réalisés à l'aide de panneaux structuraux (contreplaqué ou OSB) ou de tout produit adéquat.

Pour pouvoir être pris en compte dans le calcul, ces renforts doivent :

- être d'une longueur suffisante pour être soumis à la même déformation et reprendre les efforts de manière satisfaisante,
- être assemblés par un collage de qualité structurale aux membrures, ou bien
- être assemblés mécaniquement de manière adéquate, en prenant en compte le glissement d'assemblage.

Par ailleurs, une attention particulière doit être portée aux flèches différentielles pouvant être engendrées par :

- la co-existence à faible distance de poutres chargées très différemment,
- des portées différentes,
- des poutres voisines de pignon,
- des conditions d'appui différentes,
- des poutres doublées.

### 8.3 Charge ponctuelle sur une membrure

Les valeurs de résistance peuvent être données dans les Agréments Techniques Européens des différents produits.

#### **8.4 Résistance sur appui**

Les valeurs de résistance peuvent être données dans les Agréments Techniques Européens des différents produits.

#### **8.5 Percements**

Les valeurs de résistance peuvent être données dans les Agréments Techniques Européens des différents produits.

## 9 EXEMPLES DE CALCUL

### 9.1 Exemple de dimensionnement d'une solive de plancher à l'Eurocode 5

#### 9.1.1 Système étudié

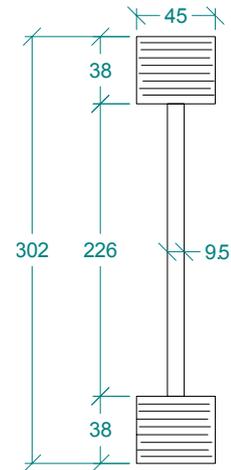
On considère le système de plancher suivant :

- Plancher d'étage rectangulaire d'une maison individuelle
- Classe de service 1
- Dimensions : longueur  $b = 10$  m ; largeur  $l = 9$  m.

On considère les solives de plancher suivantes :

- TJI® Pro® 250 – 302 mm
- posées sur 3 appuis
- entraxe  $e = 0,50$  m
- portée  $L = 4,50$  m

Les dimensions des solives sont précisées sur le schéma ci-contre.



- **Propriétés caractéristiques selon ATE (ETA-05/0132)**

- Résistance sur appui d'extrémité :  $R_{end,k} = 11,06$  kN
- Résistance sur appui intermédiaire :  $R_{int,k} = 24,17$  kN
- Effort Tranchant :  $V_k = 18,24$  kN
- Moment :  $M_k = 12,32$  kN.m
- Rigidité de flexion :  $EI = 927 \cdot 10^9$  N.mm<sup>2</sup> = 927 kN.m<sup>2</sup>
- Rigidité de cisaillement :  $GA = 966 \times 9,5 \times 302 = 2,772 \cdot 10^6$  N

*Coefficients partiels et modificateurs :*

$\gamma_M = 1,2$  (valeur recommandée par l'ETA-05/0132)

*Valeurs de  $k_{mod}$  pour les poutres en I TJI® (cf. ETA-05/0132)*

Classe de durée de chargement	Flexion, Résistance axiale $k_{mod,LVL}$		Effort tranchant, Cisaillement $k_{mod,OSB}$		Résistance sur appui $k_{mod,React}$	
	Classe de service 1	Classe de service 2	Classe de service 1	Classe de service 2	Classe de service 1	Classe de service 2
Permanent	0,60	0,60	0,40	0,30	0,50	0,35
Long terme	0,70	0,70	0,50	0,40	0,60	0,50
Moyen terme	0,80	0,80	0,70	0,55	0,80	0,65
Court terme	0,90	0,90	0,90	0,70	0,90	0,85
Instantané	1,10	1,10	1,10	0,90	1,10	1,10

Valeurs de  $k_{def}$  pour les poutres en I TJI® (cf. ETA-05/0132)

Flexion, Déformation axiale $k_{def,LVL}$		Déformation due à l'effort tranchant $k_{def,OSB}$	
Classe de Service 1	Classe de Service 2	Classe de Service 1	Classe de Service 2
0,60	0,80	1,50	2,25

## 9.1.2 Détermination des charges et cas de charges

### 9.1.2.1 Actions permanentes

Considérons un plancher résidentiel sans chape habillé en sous face :

– Solivage	6 kg/ml ; entraxe 500 mm	0,12 kN/m <sup>2</sup>
– Panneau de plancher	OSB 3 ép. = 22 mm ; 650 kg/m <sup>3</sup>	0,12 kN/m <sup>2</sup>
– Isolant	laine de verre ép. = 100 mm	0,04 kN/m <sup>2</sup>
– Plafond	BA 13 + suspentes	0,12 kN/m <sup>2</sup>
– Cloisons mobiles ( $\leq 1$ kN/ml) (uniformément réparties)	selon NF EN 1991-1-1	0,50 kN/m <sup>2</sup>

#### Note :

Selon NF EN 1991-1-1 et son Annexe Nationale, les cloisons mobiles sont à considérer comme action long terme. Par soucis de simplification, elles seront assimilées (de manière conservative) à une action permanente.

Poids propre total :  $G_k = 0,90$  kN/m<sup>2</sup>

$G_k$  est considérée comme **action permanente** en termes de classe de durée de chargement.

### 9.1.2.2 Actions variables

On considère le cas le plus courant dans l'habitat résidentiel d'une seule action variable constituée par les charges d'exploitation.

Selon Annexe nationale NF EN 1991-1-1 : 2002 – Tableau 6.2(F) :

Catégorie A – planchers :  $q_k = 1,50$  kN/m<sup>2</sup>  $Q_k = 2,00$  kN

On considérera uniquement pour cet exemple le cas de charges d'exploitation uniformément réparties :

$$q_k = 1,50 \text{ kN/m}^2$$

$q_k$  est considérée comme **action moyen terme** en termes de classe de durée de chargement.

### 9.1.2.3 Combinaisons d'actions

Selon Annexe nationale NF EN 1990 : 2002 – Tableau A1.1(F) :

- l'habitat résidentiel correspond à une catégorie de construction A
- les valeurs des coefficients partiels sont :
 

$\psi_0 = 0,7$	non considéré car une seule action variable
$\psi_1 = 0,5$	sans objet
$\psi_2 = 0,3$	considéré dans les combinaisons d'actions

Selon Annexe nationale NF EN 1990 : 2002 – Tableau A1.2 (A) (F) :

**ELU (Etat Limite Ultime)**

Combinaison fondamentale :

$$\begin{aligned} \text{pour le poids propre :} & & G_d &= 1,35 \cdot G_k \\ \text{pour les charges d'exploitation :} & & q_d &= 1,50 \cdot q_k \end{aligned}$$

D'où la combinaison totale : 
$$Q_{tot,d} = G_d + q_d = 1,35 \cdot G_k + 1,50 \cdot q_k$$

**ELS (Etat Limite de Service)**

Combinaison caractéristique :  $G_k + q_k = G_k + q_k$  ELS irréversibles

Combinaison quasi-permanente :  $G_k + \psi_2 \cdot q_k = G_k + 0,3 \cdot q_k$  Effets long terme, apparence

Selon EN 1995-1-1 – 2.2.3(1), on ne considère que les combinaisons caractéristique et quasi-permanente :

Pour les actions permanentes : 
$$u_{G,fin} = u_{G,inst} + u_{G,creep} = u_{G,inst} ( 1 + k_{def} )$$

Pour les actions quasi-permanentes : 
$$u_{Q,fin} = u_{Q,inst} + u_{Q,creep} = u_{Q,inst} ( 1 + \psi_2 \cdot k_{def} )$$

Ce qui donne : 
$$u_{tot,fin} = u_{G,inst} ( 1 + k_{def} ) + u_{Q,inst} ( 1 + \psi_2 \cdot k_{def} )$$

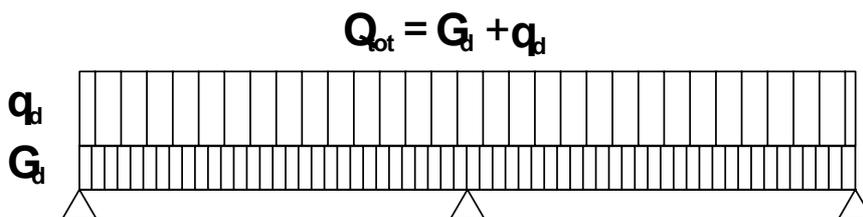
La poutre en I étant composée de deux matériaux différents, intervenant l'un pour la déformation due au moment, l'autre pour la déformation due à l'effort tranchant on obtient :

$$\begin{aligned} u_{fin} = u_{fin,M} + u_{fin,V} \quad \text{avec :} \quad & u_{fin,M} = u_{inst,G,M} ( 1 + k_{def,LVL} ) + u_{inst,Q,M} ( 1 + \psi_2 \cdot k_{def,LVL} ) \\ \text{et :} \quad & u_{fin,V} = u_{inst,G,V} ( 1 + k_{def,OSB} ) + u_{inst,Q,V} ( 1 + \psi_2 \cdot k_{def,OSB} ) \end{aligned}$$

$$u_{fin} = u_{inst,G,M} ( 1 + k_{def,LVL} ) + u_{inst,Q,M} ( 1 + \psi_2 \cdot k_{def,LVL} ) + u_{inst,G,V} ( 1 + k_{def,OSB} ) + u_{inst,Q,V} ( 1 + \psi_2 \cdot k_{def,OSB} )$$

**9.1.3 Cas de répartition des charges**

On considère une solive continue sur 3 appuis, les deux portées étant prises égales afin de simplifier les calculs.



Dans ce cas typique de solive sur appuis multiples, il faut considérer les répartitions de charges suivantes :

- (1) Poids propre seul sur toutes les portées
- (2) Poids propre + charge d'exploitation sur toutes les portées
- (3) Poids propre seul sur toutes les portées + charge d'exploitation sur une seule portée (chargement alterné)

**On rappelle les formules de RDM pour une charge uniformément répartie sur toutes les portées :**

Réaction d'appui :  $R_{ext} = 3 \cdot Q_{tot} \cdot L / 8$

$R_{int} = 5 \cdot Q_{tot} \cdot L / 4$

Effort tranchant :  $V_{max} = 5 \cdot Q_{tot} \cdot L / 8$

Il est courant de calculer l'effort tranchant à l'appui intermédiaire à une distance égale à une fois la hauteur de l'élément par rapport à la face de l'appui. Ceci est valable pour des éléments de hauteur usuelle sous chargement uniformément réparti, du fait d'une répartition des efforts à 45° sur l'appui. Cette méthode n'a pas été utilisée dans le présent exemple.

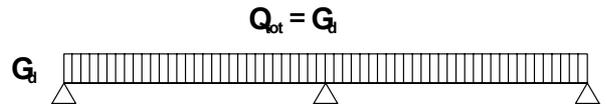
Moment de flexion :  $M_{max} = Q_{tot} \cdot L^2 / 8$

Déformation instantanée :  $w_{m,inst} = 5 \cdot Q_{tot} \cdot L^4 / (936 \cdot EI)$   
[due au moment]

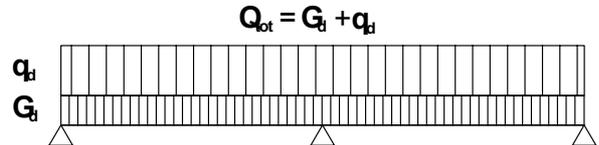
$w_{v,inst} = 9 \cdot Q_{tot} \cdot L^2 / (128 \cdot GA)$   
[due à l'effort tranchant]

Pour les cas de répartition de charges (1) et (2) :

(1)  $Q_{tot} = G_d$  avec les formules ci-dessus

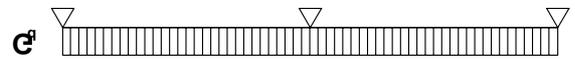


(2)  $Q_{tot} = G_d + q_d$  avec les formules ci-dessus

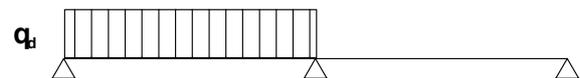


Dans le cas de répartition de charges (3) il faut distinguer :

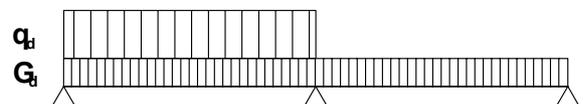
(3a)  $Q_{tot} = G_d$  avec les formules (1) ci-dessus



(3b)  $Q_{tot} = G_d + q_d$  avec les formules ci-après



(3) = (3a) + (3b) puis additionner leurs effets



Selon le principe de superposition, les efforts ainsi que les déformations seront additionnés pour obtenir les valeurs représentatives de ce cas de répartition des charges.

**Note :**

*Dans le cas de portées dissymétriques, le chargement alterné doit être effectué sur chacune des portées.*

**Les formules de RDM pour une charge uniformément répartie sur une seule portée sont :**

Réaction d'appui :  $R_{ext} = 7 \cdot Q_{tot} \cdot L / 16$

$R_{int} = 5 \cdot Q_{tot} \cdot L / 8$

Effort tranchant :  $V_{max} = - 9 \cdot Q_{tot} \cdot L / 16$

Moment de flexion :  $M_{max} = Q_{tot} \cdot L^2 / 16$

Déformation instantanée :  $w_{m,inst} = 7 \cdot Q_{tot} \cdot L^4 / ( 768 \cdot EI )$   
*[due au moment]*

$w_{v,inst} = 49 \cdot Q_{tot} \cdot L^2 / ( 512 \cdot GA )$   
*[due à l'effort tranchant]*

**9.1.4 Vérifications aux différents états limites**

**9.1.4.1 Vérifications des efforts et résistances**

**1. Poids propre seul sur toutes les portées :**

Actions	$G_d = \gamma_G \cdot G_k \cdot e = 1,35 \cdot 0,90 \cdot 0,5 = 0,61$ kN/ml
	$q_d = \gamma_q \cdot q_k \cdot e = 1,50 \cdot 0,00 \cdot 0,5 = 0,00$ kN/ml
<b>Action Permanente <math>Q_{tot} = 0,61</math> kN/ml</b>	
Efforts & Résistances	$R_{ext,max} = 3 \cdot Q_{tot} \cdot L / 8 = 3 \cdot 0,61 \cdot 4,500 / 8 = 1,03$ kN
	$R_{ext,d} = k_{mod,React} \cdot R_{ext,k} / \gamma_M = 0,50 \cdot 11,06 / 1,2 = 4,61$ kN
	Taux de contrainte <b>22%</b>
	$R_{int,max} = 5 \cdot Q_{tot} \cdot L / 4 = 5 \cdot 0,61 \cdot 4,500 / 4 = 3,43$ kN
	$R_{int,d} = k_{mod,React} \cdot R_{int,k} / \gamma_M = 0,50 \cdot 24,17 / 1,2 = 10,07$ kN
	Taux de contrainte <b>34%</b>
	$V_{max} = 5 \cdot Q_{tot} \cdot L / 8 = 5 \cdot 0,61 \cdot 4,500 / 8 = 1,72$ kN
	$V_d = k_{mod,OSB} \cdot V_k / \gamma_M = 0,40 \cdot 18,24 / 1,2 = 6,08$ kN
	Taux de contrainte <b>28%</b>
	$M_{max} = Q_{tot} \cdot L^2 / 8 = 0,61 \cdot 4,500^2 / 8 = 1,54$ kN.m
$M_d = k_{mod,LVL} \cdot M_k / \gamma_M = 0,60 \cdot 12,32 / 1,2 = 6,16$ kN.m	
Taux de contrainte <b>25%</b>	

**2. Poids propre + charge d'exploitation sur toutes les portées :**

Actions	$G_d = \gamma_G \cdot G_k \cdot e = 1,35 \cdot 0,90 \cdot 0,5 = 0,61$ kN/ml
	$q_d = \gamma_q \cdot q_k \cdot e = 1,50 \cdot 1,50 \cdot 0,5 = 1,13$ kN/ml
Action Moyen Terme $Q_{tot} = 1,74$ kN/ml	
Efforts & Résistances	$R_{ext,max} = 3 \cdot Q_{tot} \cdot L / 8 = 3 \cdot 1,74 \cdot 4,500 / 8 = 2,94$ kN
	$R_{ext,d} = k_{mod,React} \cdot R_{ext,k} / \gamma_M = 0,80 \cdot 11,06 / 1,2 = 7,37$ kN
	Taux de contrainte <b>40%</b>
	$R_{int,max} = 5 \cdot Q_{tot} \cdot L / 4 = 5 \cdot 1,74 \cdot 4,500 / 4 = 9,79$ kN
	$R_{int,d} = k_{mod,React} \cdot R_{int,k} / \gamma_M = 0,80 \cdot 24,17 / 1,2 = 16,11$ kN
	Taux de contrainte <b>61%</b>
	$V_{max} = 5 \cdot Q_{tot} \cdot L / 8 = 5 \cdot 1,74 \cdot 4,500 / 8 = 4,89$ kN
	$V_d = k_{mod,OSB} \cdot V_k / \gamma_M = 0,70 \cdot 18,24 / 1,2 = 10,64$ kN
	Taux de contrainte <b>46%</b>
	$M_{max} = Q_{tot} \cdot L^2 / 8 = 1,74 \cdot 4,500^2 / 8 = 4,40$ kN.m
	$M_d = k_{mod,LVL} \cdot M_k / \gamma_M = 0,80 \cdot 12,32 / 1,2 = 8,21$ kN.m
	Taux de contrainte <b>54%</b>

**3. Poids propre sur toutes les portées + charge d'exploitation sur une seule porté (chargement alterné) :**

Actions	$G_d = \gamma_G \cdot G_k \cdot e = 1,35 \cdot 0,90 \cdot 0,5 = 0,61$ kN/ml
	$q_d = \gamma_q \cdot q_k \cdot e = 1,50 \cdot 1,50 \cdot 0,5 = 1,13$ kN/ml
Action Moyen Terme $Q_{tot} = 1,74$ kN/ml	
Efforts & Résistances	$R_{ext,G,max} = 3 \cdot G_d \cdot L / 8 = 3 \cdot 0,61 \cdot 4,500 / 8 = 1,03$ kN
	$R_{ext,Q,max} = 7 \cdot q_d \cdot L / 16 = 7 \cdot 1,13 \cdot 4,500 / 16 = 2,22$ kN
	$R_{ext,Tot,max} = 3,25$ kN
	$R_{ext,d} = k_{mod,React} \cdot R_{ext,k} / \gamma_M = 0,80 \cdot 11,06 / 1,2 = 7,37$ kN
	Taux de contrainte <b>44%</b>
	$R_{int,G,max} = 5 \cdot G_d \cdot L / 4 = 5 \cdot 0,61 \cdot 4,500 / 4 = 3,43$ kN
	$R_{int,Q,max} = 5 \cdot q_d \cdot L / 8 = 5 \cdot 1,13 \cdot 4,500 / 8 = 3,18$ kN
	$R_{int,Tot,max} = 6,61$ kN
	$R_{int,d} = k_{mod,React} \cdot R_{int,k} / \gamma_M = 0,80 \cdot 24,17 / 1,2 = 16,11$ kN
	Taux de contrainte <b>41%</b>
	$V_{G,max} = 5 \cdot G_d \cdot L / 8 = 5 \cdot 0,61 \cdot 4,500 / 8 = 1,72$ kN
	$V_{Q,max} = 9 \cdot q_d \cdot L / 16 = 9 \cdot 1,13 \cdot 4,500 / 16 = 2,86$ kN
	$V_{Tot,max} = 4,58$ kN
	$V_d = k_{mod,OSB} \cdot V_k / \gamma_M = 0,70 \cdot 18,24 / 1,2 = 10,64$ kN
	Taux de contrainte <b>43%</b>
	$M_{G,max} = G_d \cdot L^2 / 8 = 0,61 \cdot 4,500^2 / 8 = 1,54$ kN.m
	$M_{Q,max} = q_d \cdot L^2 / 16 = 1,13 \cdot 4,500^2 / 16 = 1,43$ kN.m
	$M_{Tot,max} = 2,97$ kN.m
	$M_d = k_{mod,LVL} \cdot M_k / \gamma_M = 0,80 \cdot 12,32 / 1,2 = 8,21$ kN.m
	Taux de contrainte <b>36%</b>

Tableau récapitulatif ELU

Cas de charges	(1) : G <sub>d</sub> seule			(2) : G <sub>d</sub> + q <sub>d</sub> totale			(3) : G <sub>d</sub> + q <sub>d</sub> alternée		
Résistance sur appui extérieur (kN)	R <sub>ext,max</sub> 1,03	R <sub>ext,d</sub> 4,61	Contrôle 22%	R <sub>ext,max</sub> 2,94	R <sub>ext,d</sub> 7,37	Contrôle 40%	<b>R<sub>ext,max</sub> 3,25</b>	<b>R<sub>ext,d</sub> 7,37</b>	<b>Contrôle 44%</b>
Résistance sur appui intermédiaire (kN)	R <sub>int,max</sub> 3,43	R <sub>int,d</sub> 10,07	Contrôle 34%	<b>R<sub>int,max</sub> 9,79</b>	<b>R<sub>int,d</sub> 16,11</b>	<b>Contrôle 61%</b>	R <sub>int,max</sub> 6,61	R <sub>int,d</sub> 16,11	Contrôle 41%
Effort tranchant (kN)	V <sub>max</sub> 1,72	V <sub>d</sub> 6,08	Contrôle 28%	<b>V<sub>max</sub> 4,89</b>	<b>V<sub>d</sub> 10,64</b>	<b>Contrôle 46%</b>	V <sub>max</sub> 4,58	V <sub>d</sub> 10,64	Contrôle 43%
Moment (kN.m)	M <sub>max</sub> 1,54	M <sub>d</sub> 6,16	Contrôle 25%	<b>M<sub>max</sub> 4,40</b>	<b>M<sub>d</sub> 8,21</b>	<b>Contrôle 54%</b>	M <sub>max</sub> 2,97	M <sub>d</sub> 8,21	Contrôle 36%

L'ensemble des vérifications est positif, l'élément est donc conforme aux critères des ELU. Il est intéressant de noter que le cas de charges (2) est généralement le plus défavorable à l'exception de la résistance sur appui extérieur pour laquelle le cas (3) est prévalent.

**Note :**

Le cas (1), ici très éloigné des taux de contraintes des cas (2) et (3), peut s'avérer dimensionnant dans le cas de charges permanentes très élevées.

## 9.1.4.2 ELS : vérifications des déformations

Rappel de la formule générale :

$$u_{fin} = u_{inst,G,M} (1 + k_{def,LVL}) + u_{inst,Q,M} (1 + \psi_2 \cdot k_{def,LVL}) + u_{inst,G,V} (1 + k_{def,OSB}) + u_{inst,Q,V} (1 + \psi_2 \cdot k_{def,OSB})$$

En Classe de service 1 :  $k_{def,LVL} = 0,60$   $k_{def,OSB} = 1,50$  et :  $\psi_2 = 0,3$

**1. Poids propre seul sur toutes les portées :**

<b>Actions</b>	$G_d = G_k \cdot e = 0,90 \cdot 0,500 = 0,45 \text{ kN/ml}$
	$q_d = q_k \cdot e = 0,00 \cdot 0,500 = 0,00 \text{ kN/ml}$
<b>Déformations</b>	$u_{inst} \cdot (1 + \psi_2 \cdot k_{def}) = u_{fin}$
$u_{inst,G,M} = 5 \cdot G_d \cdot L^4 / (936 \cdot EI) = 5 \times 0,45 \times 4,500^4 / (936 \times 0,927) = 1,06$	$\cdot (1 + 1,0 \cdot 0,60) = 1,70 \text{ mm}$
$u_{inst,Q,M} = 5 \cdot q_d \cdot L^4 / (936 \cdot EI) = 5 \times 0,00 \times 4,500^4 / (936 \times 0,927) = 0,00$	$\cdot (1 + 0,3 \cdot 0,60) = 0,00 \text{ mm}$
$u_{inst,G,V} = 9 \cdot G_d \cdot L^2 / (128 \cdot GA) = 9 \times 0,45 \times 4,500^2 / (128 \times 2,772) = 0,23$	$\cdot (1 + 1,0 \cdot 1,50) = 0,58 \text{ mm}$
$u_{inst,Q,V} = 9 \cdot q_d \cdot L^2 / (128 \cdot GA) = 9 \times 0,00 \times 4,500^2 / (128 \times 2,772) = 0,00$	$\cdot (1 + 0,3 \cdot 1,50) = 0,00 \text{ mm}$
$u_{inst,Q} = 0,00 \text{ mm}$	<b><math>u_{fin} = 2,28 \text{ mm}</math></b>
Soit L/ -/-	Soit L/ <b>1973</b>

2. Poids propre plus charge d'exploitation sur toutes les portées :

<b>Actions</b>		$G_d = G_k \cdot e$	=	0,90	.	0,500	=	0,45 kN/ml					
		$q_d = q_k \cdot e$	=	1,50	.	0,500	=	0,75 kN/ml					
<b>Déformations</b>		$u_{inst}$	.	(1 +	$\psi_2$	.	$k_{def}$ )	=	$u_{fin}$				
$u_{inst,G,M}$	=	$5 \cdot G_d \cdot L^4 / (936 \cdot EI)$	=	$5 \times 0,45 \times 4,500^4 / (936 \times 0,927)$	=	1,06	.	(1 +	1,0	.	0,60)	=	1,70 mm
$u_{inst,Q,M}$	=	$5 \cdot q_d \cdot L^4 / (936 \cdot EI)$	=	$5 \times 0,75 \times 4,500^4 / (936 \times 0,927)$	=	1,77	.	(1 +	0,3	.	0,60)	=	2,09 mm
$u_{inst,G,V}$	=	$9 \cdot G_d \cdot L^2 / (128 \cdot GA)$	=	$9 \times 0,45 \times 4,500^2 / (128 \times 2,772)$	=	0,23	.	(1 +	1,0	.	1,50)	=	0,58 mm
$u_{inst,Q,V}$	=	$9 \cdot q_d \cdot L^2 / (128 \cdot GA)$	=	$9 \times 0,75 \times 4,500^2 / (128 \times 2,772)$	=	0,39	.	(1 +	0,3	.	1,50)	=	0,57 mm
		$u_{inst,Q}$	=	2,16	mm				$u_{fin}$	=	<b>4,94 mm</b>		
		Soit	L/	2083				soit	L/	<b>911</b>			

3. Poids propre sur toutes les portées plus charge d'exploitation sur une seule portée (chargement alterné) :

<b>Actions</b>		$G_d = G_k \cdot e$	=	0,90	.	0,500	=	0,45 kN/ml					
		$q_d = q_k \cdot e$	=	1,50	.	0,500	=	0,75 kN/ml					
<b>Déformations</b>		$u_{inst}$	.	(1 +	$\psi_2$	.	$k_{def}$ )	=	$u_{fin}$				
$u_{inst,G,M}$	=	$5 \cdot G_d \cdot L^4 / (936 \cdot EI)$	=	$5 \times 0,45 \times 4,500^4 / (936 \times 0,927)$	=	1,06	.	(1 +	1,0	.	0,60)	=	1,70 mm
$u_{inst,Q,M}$	=	$7 \cdot q_d \cdot L^4 / (768 \cdot EI)$	=	$7 \times 0,75 \times 4,500^4 / (768 \times 0,927)$	=	3,02	.	(1 +	0,3	.	0,60)	=	3,56 mm
$u_{inst,G,V}$	=	$9 \cdot G_d \cdot L^2 / (128 \cdot GA)$	=	$9 \times 0,45 \times 4,500^2 / (128 \times 2,772)$	=	0,23	.	(1 +	1,0	.	1,50)	=	0,58 mm
$u_{inst,Q,V}$	=	$49 \cdot q_d \cdot L^2 / (512 \cdot GA)$	=	$49 \times 0,75 \times 4,500^2 / (512 \times 2,772)$	=	0,52	.	(1 +	0,3	.	1,50)	=	0,75 mm
		$u_{inst,Q}$	=	3,54	mm				$u_{fin}$	=	<b>6,59 mm</b>		
		Soit	L/	1271				soit	L/	<b>682</b>			

L'ensemble des vérifications satisfait aux critères du Tableau 7.2 de l'Annexe nationale EN 1995-1-1.

$$u_{\text{inst,Q}} \leq L / 300$$

$$u_{\text{net,fin}} \leq L / 250$$

Il est important de noter que le cas (3) (chargement alterné) est dimensionnant pour ce qui est des déformations, cas le plus courant lorsque les solives sont continues sur portées multiples.

#### 9.1.4.3 ELS : vérification du critère vibratoire

Dans un but de simplification, on considère ici (de manière conservatrice) la solive comme étant sur 2 appuis.

Dans le cas d'une solive réellement disposée sur appuis multiples, on prendra en compte la portée la plus longue.

- **Calcul de la fréquence fondamentale du plancher**

La première étape consiste à calculer la fréquence fondamentale  $f_1$  du plancher pour la comparer à la valeur limite de 8 Hz, au-delà de laquelle la méthode définie dans EN 1995-1-1 - § NN peut être appliquée.

Selon EN 1995-1-1 : 2004 la fréquence fondamentale d'un plancher de portée et longueur  $l$  (en m) et de largeur  $b$  (en m) simplement appuyé sur ses quatre côtés peut être approximée par :

$$f_1 = \frac{\pi}{2.l^2} \sqrt{\frac{(EI)_l}{m}}$$

Où  $(EI)_l$  est la rigidité de flexion par rapport à un plan perpendiculaire aux sens des solives en  $\text{N.m}^2/\text{m}$ ,  $m$  est la masse uniformément répartie en  $\text{kg/m}^2$ .

$(EI)_l$  peut être approximé par la rigidité de flexion de la poutre en I seule divisée par l'entraxe  $e$  des solives (en m) :

$$(EI)_l \approx EI_{\text{solive}} / e$$

Dans l'exemple considéré :  $EI = 927.10^9 \text{ N.mm}^2 = 927.10^3 \text{ N.m}^2$  ;  $e = 500 \text{ mm} = 0,5 \text{ m}$

D'où :  $(EI)_l \approx 927.10^3 / 0,5 = 1\,854\,000 \text{ N.m}^2/\text{m}$

La masse  $m$  représente le poids propre et les charges permanentes du plancher en  $\text{N/m}^2$  divisés par  $9,81 \text{ m/s}^2$ .

Là aussi  $m$  peut être approximé par le poids propre du plancher seul (sans cloisons mobiles ni charges d'exploitations quasi-permanentes) en utilisant sa magnitude en  $\text{daN/m}^2$  comme masse surfacique en  $\text{kg/m}^2$  :

$$m \approx (G_k - 0,50) \times 100 = 40 \text{ kg/m}^2$$

On en déduit la fréquence fondamentale du plancher :

$$f_1 = \pi / (2 \times 4,500^2) \times (1,854.10^6 / 40)^{0,5} = 16,7 \text{ Hz}$$

$$f_1 = 16,7 \text{ Hz} > 8 \text{ Hz}$$

La fréquence fondamentale du plancher étant bien supérieure à 8 Hz, on peut procéder aux vérifications selon la procédure définie dans EN 1995-1-1.

- **Calcul de la déformation sous charge concentrée unitaire :**

Rappel de RDM : 
$$u_{F,inst} = F \cdot L^3 / (48 \cdot EI_{solive}) + F \cdot L / (4 \cdot GA_{solive})$$

La déformation du système sous charge unitaire peut être approximée en multipliant la déformation sous charge concentrée de 1 kN d'une solive seule par l'entraxe des solives (en m), estimant ainsi la contribution des autres solives au système de plancher comme étant au moins égale au nombre de solives par mètre linéaire de plancher :

$$u_{1kN} = u_{F,inst} \times e$$

Dans l'exemple considéré :

$$u_{F,inst} = 1,00 \times 4,500^3 / (48 \times 0,927) + 1,00 \times 4,500 / (4 \times 2,772) = 2,45 \text{ mm}$$

et donc :

$$u_{1kN} = u_{F,inst} \times e = 2,45 \times 0,5 = 1,23 \text{ mm}$$

qui est bien inférieure à la valeur limite selon l'Annexe Nationale EN 1995-1-1 :

$$u_{1kN} = 1,23 \text{ mm} < a = 1,3 \pm 3 \text{ mm}$$

De la Fig. 7.2 de l'EN 1995-1-1, on déduit pour  $a = 1,23 \text{ mm}$  la valeur associée de  $b$  avec :  $b = -40 \cdot a + 160$

$$a = 1,23 \rightarrow b \approx 110,8$$

- **Calcul de la vitesse impulsionnelle :**

Il faut tout d'abord calculer  $n_{40}$  :

$$n_{40} = \left\{ \left[ \left( \frac{40}{f_1} \right)^2 - 1 \right] \times \left( \frac{b}{l} \right)^4 \times \frac{(EI)_l}{(EI)_b} \right\}^{0,25}$$

$(EI)_b$  est la rigidité de flexion du plancher par rapport à un axe parallèle à la direction des solives.  $(EI)_b$  peut être approximé par la rigidité de flexion du panneau de plancher seul pour une section rectangulaire de largeur 1000 mm et de hauteur égale à l'épaisseur  $d$  du panneau en mm, le tout divisé par  $10^6$  pour être converti en  $N.m^2/m$  :

$$(EI)_b \approx E_{panneau} \cdot [1000 \times d_{panneau}^3 / 12] \times 10^{-6} \text{ en } N.m^2/m$$

Supposons un panneau OSB 3 d'épaisseur  $d = 22$  mm et de module d'élasticité transversal  $E = 4930$  N/mm<sup>2</sup> (selon EN 12369 : 2001) :

$$(EI)_b \approx 4930 \times 1000 \times 22^3 / 12 \times 10^{-6} = 4375 \text{ N.m}^2/\text{m}$$

$$D'où : n_{40} = \{ [(40 / 16,7)^2 - 1] \times (10 / 4,5)^4 \times 1854000 / 4375 \}^{0,25} = 14,87$$

La largeur  $b$  du plancher étant 10 m, et l'entraxe 0,5 m, il y a au maximum 21 solives.

Or la valeur calculée de  $n_{40}$  étant inférieure à 21, on prendra bien  $n_{40} = 14,87$ .

On peut ensuite calculer et vérifier la vitesse impulsionnelle :

$$v = \frac{4 \times (0,4 + 0,6 \times n_{40})}{m \times b \times l + 200} \leq b^{(f_1 \cdot \zeta - 1)}$$

On rappelle :  $m = 40$  kg/m<sup>2</sup>       $b = 10$  m       $l = 4,5$  m  
 $f_1 = 16,7$  Hz

En l'absence de donnée complémentaire, on prendra :  $\zeta = 0,01$  (selon EN 1995-1-1 ; 7.3.1(3))

$$D'où : v = 4 \times (0,4 + 0,6 \times 14,87) / (40 \times 10 \times 4,5 + 200) = 0,0186$$

$$\text{Cette valeur est à comparer à : } v_{\max} = 110,8^{(16,7 \times 0,01 - 1)} = 0,0198$$

$$v = 0,0186 \leq 0,0198 = 110,8^{(16,7 \times 0,01 - 1)}$$

Le critère vibratoire est donc vérifié.

Il est important de noter que de nombreuses approximations conservatives ont été réalisées dans l'exemple présenté. En effet, la prise en compte des éléments suivants :

- continuité de la solive sur portées multiples,
- contribution (partielle) du panneau à la rigidité de flexion  $(EI)_1$  réelle,
- détermination du nombre réel de solives contribuant à la rigidité de flexion  $(EI)_1$ ,
- prise en compte de ces points dans le calcul de la flèche sous charge unitaire,
- calcul fin de la masse  $m$  du plancher,
- connaissance de l'amortissement  $\zeta$  réel du plancher (en moyenne situé entre 0,015 et 0,020),

permettent d'estimer de manière plus fine la performance réelle du plancher moyennant des calculs plus complexes. Ils iront dans le sens d'un meilleur comportement vibratoire du plancher.

## 9.2 Exemple de dimensionnement d'une panne de toiture à l'Eurocode 5

Cet exemple de calcul porte sur la poutre en I Nail-Web®. Nous proposons dans cet exemple de vérifier une panne posée à dévers.

### Note :

Le calcul suivant permettra en partie de vérifier l'influence de  $K_{mod}$  sur les résistances de calcul.

Les coefficients  $k_m$  et  $k_h$  sur les membrures dans le sens de la petite inertie (ZZ) ne sont pas pris en compte.

Les charges éventuelles d'entretien et d'exploitation ne sont pas prises en compte.

Les références entre crochets [...] sont des formules tirées de l'EC.5.

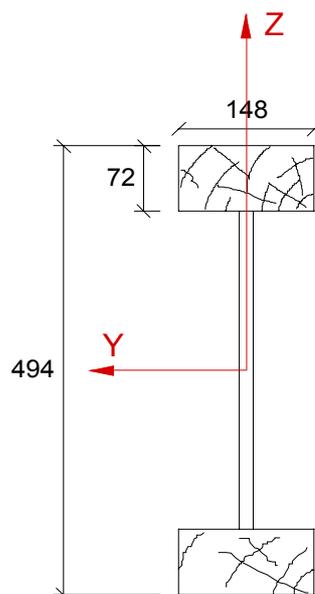
### 9.2.1 Hypothèses de dimensionnement

#### 9.2.1.1 Unités

- Contraintes et modules de déformations : MPa
- Moments : N.ml
- Déplacements : mm
- Charges : N/ml
- Longueurs et sections : mm

#### 9.2.1.2 Caractéristiques de la poutre

Poutre Nail-Web® ; référence **490/72-148**, soumise à l'Avis Technique 3/03-401



Définition des membrures :

$$b_i = 148$$

$$h_i = 72$$

Définition de l'âme métallique :

$$b_w = 5/10$$

$$h_w = 350$$

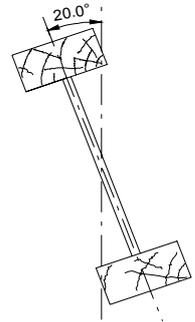
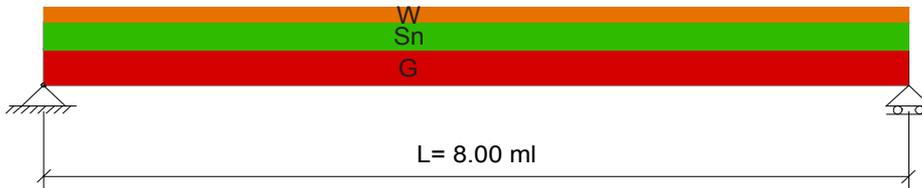
Les membrures hautes et basses sont identiques.

- Classe de service 2
- Matériau des membrures : C24 ST-II, valeurs caractéristiques selon EN 338 indiquées dans le **Tableau 9-1**

C24	fm,k	ft0,k	ft90,k	fc0,k	fc90,k	fv,k	E <sub>mean</sub>	E <sub>0,05</sub>	ρ <sub>0,05</sub>	ρ <sub>mean</sub>
Valeurs caractéristiques	24	14	0,5	21	2,5	2,5	11	7,4	350	420

Tableau 9-1 : Valeurs caractéristiques pour du bois C24

- Distance entre les dents de fixation :  $a = 47,5$  mm (donnée constructeur)<sup>4</sup>
- Coefficient de sécurité sur le matériau :  $\gamma_M = 1,30$  pour le bois massif
- Pente :  $20^\circ$
- Entraxe de chargement : 1.20 ml, de projection horizontale
- Modélisation de la poutre
  - 2 appuis selon l'axe Y-Y
  - 2 appuis selon l'axe Z-Z, sans entretoise
  - 3 appuis selon l'axe Z-Z, avec 1 entretoise

**Note :**

$G$  : charges permanentes

$S_n$  : surcharge climatique de neige

$W$  : surcharge climatique de vent

**9.2.2 Détermination des actions de chargement**

- **Charges permanentes :**
  - Couverture :  $450 \text{ N/m}^2$ , soit  $575 \text{ N/ml}$
  - Poids propre :  $79,2 \text{ N/ml}$  (données constructeur)
- **Neige :**
  - Zone 1A,  $< 200$  m
  - Surcharge surfacique caractéristique  $S_k = 360 \text{ N/m}^2$ , soit  $432 \text{ N/ml}$
- **Vent pression :**
  - Zone 2, dans un environnement de catégorie III
  - Pression dynamique de pointe  $q_p = 463 \text{ N/m}^2$
  - Valeur caractéristique de la pression due au vent sur les parois  $W_{kp} = 232 \text{ N/m}^2$ , soit  $296 \text{ N/ml}$
- **Vent soulèvement :**
  - Valeur caractéristique de la pression due au vent sur les parois  $W_{ks} = -556 \text{ N/m}^2$ , soit  $-710 \text{ N/ml}$

**9.2.3 Combinaisons d'actions (EN 1990 : 2002)**

Les combinaisons d'actions prises en compte sont les suivantes :

- **Etats Limites Ultimes (ELU) :**
  - Combinaison 1 :  $1,35 G_k$
  - Combinaison 2 :  $1,35 G_k + 1,50 W_{kp}$
  - Combinaison 3 :  $1,35 G_k + 1,50 S_k$
  - Combinaison 4 :  $1,35 G_k + 1,50 S_k + 1,50 \times 0,60 \times W_{kp}$
  - Combinaison 5 :  $1,35 G_k + 1,50 \times 0,50 \times S_k + 1,50 \times W_{kp}$
  - Combinaison 6 :  $1,00 G_k + 1,50 W_{ks}$

Le **Tableau 9-2** indique les cas de charge selon les différentes combinaisons d'actions ELU.

N°	Combinaisons	Kmod,y y	Charge yy (N/ml)	Charge yy/Kmod,yy	Kmod,zz	Charge zz (N/ml)	Charge yy/Kmod,yy
1	1,35G <sub>k</sub>	0,60	830	1382	0,60	302	503
2	1,35G <sub>k</sub> + 1,50W <sub>kp</sub>	1,10	1274	1158	1,10	302	274
<b>3</b>	<b>1,35G<sub>k</sub> + 1,50S<sub>k</sub></b>	0,90	1438	<b>1598</b>	0,90	523	<b>581</b>
4	1,35G <sub>k</sub> + 1,50S <sub>k</sub> + 1,50 × 0,60 × W <sub>kp</sub>	1,10	1705	1550	1,10	523	475
5	1,35G <sub>k</sub> + 1,50 × 0,50 × S <sub>k</sub> + 1,50 × W <sub>kp</sub>	1,10	1578	1435	1,10	412	375
6	1,00G <sub>k</sub> + 1,50W <sub>ks</sub>	1,10	-451	-410	1,10	223	203

Tableau 9-2 : Définition des cas de charge ELU

La combinaison d'action à l'ELU la plus défavorable ici est la combinaison n° 3.

**Kmod,i** : coefficient modificatif de la combinaison i, appliqué au cas de charge de la plus courte durée.

• **Etats Limites de Service (ELS) :**

- Combinaison 8 : G<sub>k</sub> + S<sub>k</sub> + 0,6 × W<sub>kp</sub>
- Combinaison 9 : G<sub>k</sub> + 0,50S<sub>k</sub> + W<sub>kp</sub>
- Combinaison 10 : G<sub>k</sub> + S<sub>k</sub>

Les combinaisons d'équilibre ne sont pas traitées ici.

N°	Combinaisons	Charge yy/ml
<b>8</b>	G <sub>k</sub> + S <sub>k</sub> + 0,6 × W <sub>kp</sub>	<b>1198</b>
9	G <sub>k</sub> + 0,50S <sub>k</sub> + W <sub>kp</sub>	1114
10	G <sub>k</sub> + S <sub>k</sub>	-95

Tableau 9-3 : Définition des cas de charge ELS

La combinaison d'action à l'ELS la plus défavorable ici est la combinaison n° 8.

### 9.2.4 Définition de la rigidité efficace de flexion selon l'axe fort Y-Y

$$(EI)_{ef} = \sum_{i=1}^3 (E_i I_i + \gamma_i E_i A_i a_i) : \text{Annexe B.2. de l'EC5}$$

Avec  $E_i = 11000 \text{ MPa}$  : module moyen d'élasticité longitudinal

$$I_i = \frac{b_i h_i^3}{12} = \frac{148 \times 72^3}{12} = 4\,603\,392 \text{ mm}^4 : \text{inertie d'une membrure bois}$$

$$\gamma_2 = 1$$

$$\gamma_i = \left[ 1 + \frac{\pi^2 E_i A_i s_i}{K_i L^2} \right]^{-1}$$

$$K_i = K_{ser}, i = 2500 \text{ N/mm}$$

$$K_i = K_u, i = 1500 \text{ N/mm}$$

} Modules de glissement

$$A_i = b_i \times h_i = 148 \times 72 = 10\,656 \text{ mm}^2 : \text{section de la membrure}$$

$a_i = \frac{494 - 72}{2} = 211 \text{ mm}$  : distance entre le centre de gravité de la poutre et le centre de gravité de la membrure (dans les cas des poutre à membrures identiques)

$s_i = 47,5 \text{ mm}$  : distance entre les dents de fixations de la poutre

$$\gamma_{str} = \left[ 1 + \frac{\pi^2 \times 11000 \times 10656 \times 47.5}{1500 \times 8000^2} \right]^{-1} = 0,636$$

$$\gamma_{def} = \left[ 1 + \frac{\pi^2 \times 11000 \times 10656 \times 47.5}{2500 \times 8000^2} \right]^{-1} = 0,744$$

**Inerties de calcul à prendre en compte à l'ELU ou à l'ELS :**

$$(I_y)_{efSTR} = 2 \times (I_i + \gamma_{STR} \times A_i \times a_i^2) = 2 \times (4\,603\,392 + 0,636 \times 10\,656 \times 211^2) = 612\,663\,651 \text{ mm}^4$$

$$(I_y)_{efDEF} = 2 \times (I_i + \gamma_{DEF} \times A_i \times a_i^2) = 2 \times (4\,603\,392 + 0,744 \times 10\,656 \times 211^2) = 715\,137\,459 \text{ mm}^4$$

$$(I_z)_{efSTR} = (I_z)_{efDEF} = \frac{2 \times hb^3}{12} = 38\,901\,504 \text{ mm}^4$$

## 9.2.5 Détermination de la contrainte de calcul

### 9.2.5.1 Cas de la flexion

$$f_{m,d} = \frac{f_{m,k} \times k_{mod,i}}{\gamma_M} \quad [2.12]$$

Combinaison	kmod,i	f <sub>m,k</sub> (MPa)	f <sub>m,d</sub> (MPa)
1	0,60	24	11,08
3	0,90	24	16,62
4	1,10	24	20,31

Tableau 9-4 : Contrainte de calcul en flexion

**k<sub>mod,i</sub>** : coefficient modificatif de la combinaison i, appliqué au cas de charge de la plus courte durée

### 9.2.5.2 Cas de la compression

$$f_{c,0,d} = \frac{f_{c,0,k} \times k_{mod,i}}{\gamma_M} \quad [2.12]$$

Combinaison	kmod,i	f <sub>c,0,k</sub> (MPa)	f <sub>c,0,d</sub> (MPa)
1	0,60	21	9,69
3	0,90	21	14,54
4	1,10	21	17,77

Tableau 9-5 : Contrainte de calcul en compression

**k<sub>mod,i</sub>** : coefficient modificatif de la combinaison i, appliqué au cas de charge de la plus courte durée

## 9.2.5.3 Cas de la traction

$$f_{t,0,d} = \frac{f_{t,0,k} \times k_{mod,i}}{\gamma_M} \quad [2.12]$$

Combinaison	kmod,i	ft,0,k (MPa)	ft,0,d (MPa)
1	0,60	14	6,46
3	0,90	14	9,69
4	1,10	14	11,85

Tableau 9-6 : Contrainte de calcul en traction

**kmod,i** : coefficient modificatif de la combinaison i, appliqué au cas de charge de la plus courte durée

## 9.2.5.4 Cas du cisaillement

$$f_{v,d} = \frac{f_{v,k} \times k_{mod,i}}{\gamma_M} \quad [2.12]$$

Combinaison	kmod,i	fv,k (MPa)	fv,d (MPa)
1	0,60	2,5	1,15
3	0,90	2,5	1,73
4	1,10	2,5	2,11

Tableau 9-7 : Contrainte de calcul en cisaillement

**kmod,i** : coefficient modificatif de la combinaison i, appliqué au cas de charge de la plus courte durée

## 9.2.6 Cas de la membrure supérieure

## 9.2.6.1 Contrainte de compression dans la fibre extrême de calcul

Critère : 
$$\frac{\sigma_{f.c,max.y.d}}{f_{m,d}} + \frac{\sigma_{f.c,max.z.d}}{f_{m,d}} \leq 1 \quad [6.11 \text{ et } 9.11]$$

avec : 
$$\sigma_{f.c,max.y.d} = \frac{M_{y,d,i} \times (\gamma_1 \times a_i + h_i / 2)}{(I_y) e_{f_{STR}}} \quad [B.7 \text{ et } B.8]$$

et : 
$$\sigma_{f.c,max.z.d} = \frac{M_{z,d,i} \times \frac{b_i}{2}}{(I_z) e_{f_{STR}}}$$

avec :  $\sigma_{f.c,max.d}$  = contraintes de compression maximum dans les fibres extrêmes

Les charges proviennent du **Tableau 9-2**, colonnes 4 et 7.

Avec :  $M_{d,i} = \frac{\text{charge},i \times \text{portée}^2}{8}$  : valeurs des moments fléchissants de calcul

Combinaison	$M_{y,d,i}$ (N.ml)	$M_{z,d,i}$ (N.ml)	$\sigma_{f.c, \max.y.d}$ (MPa)	$\sigma_{f.c, \max.z.d}$ (MPa)	Critère
1	6 640	2 416	1,85	4,60	0,58
3	11 504	4 184	3,20	7,97	<b>0,67</b>
4	13 640	4 184	3,79	7,97	0,59

Tableau 9-8 : Critère de compression dans la fibre extrême

Le critère de calcul est le plus défavorable dans le cas de la combinaison **numéro 3**.

### 9.2.6.2 Vérification de la stabilité latérale de la membrure comprimée

La stabilité de la membrure comprimée est définie selon les hypothèses suivantes :

- Calcul comme une pièce isolée
- Longueur de flambement : 2/3 de la portée (dans le cas où la panne est entretoisée)

Le critère à appliquer est le suivant :

$$\frac{\sigma_{f.c, y.d}}{k_{c,z} \times f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{f.c, \max.z.d}}{f_{m,d}} \leq 1 \quad [6.25]$$

#### • Cas de la membrure non entretoisée

$$\sigma_{f.c, y.d} = \frac{M_{y,d,i} \times \gamma_1 \times a}{(I_y) e_{f_{STR}}} \quad [B.7]$$

$$\text{et } \sigma_{f.c, \max.z.d} = \frac{M_{z,d,i} \times \frac{b_i}{2}}{(I_z) e_{f_{STR}}}$$

$$M_{d,i} = \frac{\text{charge},i \times \text{portée}^2}{8}$$

#### Note :

Le moment maximum est le même à mi-portée pour une poutre sur 2 ou sur 3 appuis (pour des travées égales).

Calcul du coefficient  $k_{c,z}$  :

$$\text{Soit } k_{c,z} = \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}} \text{ avec } \lambda_{rel,z} = \frac{\lambda_z}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0.05}}}, \lambda_z = \frac{l_{ef}}{i_z}, i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} \quad [6.23 \text{ et } 6.27]$$

$$k_z = 0,5 \times (1 + \beta_c \times (\lambda_{rel,z} - 0,3) + \lambda_{rel,z}^2) \text{ avec } \beta_c = 0,2 \text{ pour le bois massif}$$

$$\lambda_z = 125 \text{ (avec } l_{ef} = \text{portée} \times 2/3)$$

$$\lambda_{rel,z} = 2,12$$

$$k_z = 2,93$$

Et donc :

$$k_{c,z} = 0,20$$

Combinaison	My,d,i (N.ml)	Mz,d,i (N.ml)	$\sigma_{c,y,d}$ (MPa)	$\sigma_{c,max.z,d}$ (MPa)	Critère
1	6640	2416	1,45	4,60	1,16
3	11504	4184	2,52	7,97	<b>1,35</b>
4	13640	4184	2,99	7,97	1,24

Tableau 9-9 : Critère de compression d'instabilité

Le critère le plus défavorable est dans la **combinaison 3**. La membrure comprimée est instable même sous les charges permanentes.

- **Cas de la membrure entretoisée**

$$l_{ef} = \frac{2}{3} \times \frac{8000}{2} = 2667$$

$$\lambda_{rel,z} = 1,06$$

$$k_z = 1,14$$

$$k_{c,z} = 0,64$$

Combinaison	Critère
1	0,65
3	<b>0,75</b>
4	0,66

Tableau 9-10 : Critère de compression d'instabilité

**La panne posée à dévers avec une entretoise ne flambe pas.**

## 9.2.7 Cas de la membrure inférieure

### 9.2.7.1 Contrainte de traction dans la fibre extrême de calcul

$$\text{Critère : } \frac{\sigma_{t,max.y,d}}{f_{m,d}} + \frac{\sigma_{t,max.z,d}}{f_{m,d}} \leq 1$$

Pour les calculs, se référer au § 9.2.6.

### 9.2.7.2 Contrainte de traction plus flexion dans la fibre extrême de calcul

Nous considérons ici que la membrure inférieure est un élément isolé entièrement tendu, et effectuer une vérification sous flexion composée en combinant la traction créée due au moment (axe YY) et la flexion créée dans ZZ.

Soit le critère suivant à appliquer :

$$\frac{\sigma_{t,y,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{t,max.z,d}}{f_{m,d}} \leq 1 \quad [6.17]$$

avec :

$$\sigma_{t,y,d} = \frac{M_{y,d,i} \times (\gamma_1 \times a_i)}{(I_y) e_{f_{STR}}}$$

et :

$$\sigma_{t,max.z,d} = \frac{M_{z,d,i} \times \frac{b_i}{2}}{(I_z) e_{f_{STR}}}$$

Les charges proviennent du **Tableau 9-2**, colonnes 4 et 7.

Avec  $M_{d,i} = \frac{\text{charge, } i \times \text{portée}^2}{8}$

Combinaison	$M_{y,d,i}$ (N.ml)	$M_{z,d,i}$ (N.ml)	$\sigma_{t,y,d}$ (MPa)	$\sigma_{t,max.z,d}$ (MPa)	Critère
1	6 640	2 416	1,45	4,60	0,63
3	11 504	4 184	5,52	7,97	<b>0,74</b>
4	13 640	4 184	2,99	7,97	0,64

**Tableau 9-11 : Critère de traction plus flexion**

Le critère de calcul est le plus défavorable dans le cas de la combinaison **numéro 3**.

## 9.2.8 Vérification d'effort tranchant

### 9.2.8.1 Dans l'axe fort YY

L'effort de cisaillement est donné dans l'Avis technique pour une **contrainte admissible**. Pour une membrure  $b_i = 72\text{mm}$ , la valeur admissible du cisaillement entre l'âme et les membrures est de  $V/h_0 < 26 \text{ N/mm}$ . La transposition de cette valeur aux Eurocodes est délicate car l'application directe de la norme NF P-21400 ne semble pas pouvoir s'appliquer ici car les valeurs de l'Avis technique sont données pour des essais de chargement.

En première approche, nous appliquerons un coefficient  $\gamma_E$  dit de coefficient d'action, permettant de transposer les valeurs d'essai de l'Avis technique aux Eurocodes.

$$\overline{\tau}_{YY} = f_{v,y,d,glis} \leq 26 \text{ N/mm} : \text{glissement résistant, pour poutre Nail-Web® considérée}$$

L'effort de calcul pondéré est défini par :  $F_{v,y,d} = \frac{\text{charge, } y, i \times \text{portée}}{2}$

L'équation suivante doit être satisfaite :  $\tau_{d,y,d,glis} \leq f_{v,y,d,glis}$ .

Elle est définie de la façon suivante :

$$f_{v,y,d,glis} \geq \frac{F_{v,y,d}}{(h_i - b_i) \times \gamma_E} \text{ avec } \gamma_E = \text{coefficient d'action} = 1,40$$

- **Exemple de calcul pour la combinaison 3**

$$f_{v,y,d,glis} = 26 \leq \frac{F_{v,y,d}}{(h_i - b_i) \times \gamma_E} = \frac{5752}{(494 - 72) \times 1,40} = 9,74 \leq 26$$

Combinaison	$F_{v,y,d}$ (N)	$\gamma_E$	$\tau_{d,y,d,glis}$ (N/mm)	Critère
1	3 320	1,40	5,62	0,22
3	5 752	1,40	9,74	0,37
4	6 820	1,40	11,54	<b>0,44</b>

Tableau 9-12 : Critère sur l'effort tranchant dans l'axe fort

### 9.2.8.2 Dans l'axe faible ZZ

L'équation suivante doit être satisfaite :

$$\tau_d \leq f_{v,d} \quad [6.13]$$

- **Cas d'une panne non entretoisée**

L'effort de calcul pondéré est défini par :  $F_{v,z,d} = \frac{\text{charge, } z, i \times \text{portée}}{2}$

$$\text{avec : } \tau_d = \frac{1,5 \times F_{v,z,d}}{2Ai}$$

Combinaison	$F_{v,z,d}$ (N)	$\tau_{d,z,d}$ (N/mm)	Critère
1	1 208	0,09	0,08
3	2 092	0,15	<b>0,09</b>
4	2 092	0,15	0,07

Tableau 9-13 : Critère sur l'effort tranchant dans l'axe faible

Le critère de cisaillement dans le sens de la petite inertie n'est pas limitatif pour la résistance finale de la poutre pour les hypothèses définies dans cet exemple.

- **Cas d'une panne entretoisée**

Le principe de calcul est le même. Il est tout de même nécessaire de vérifier l'effort tranchant à gauche ou à droite de l'appui central, car celui-ci y est plus important.

Dans notre cas, les valeurs des critères sont tellement faibles que même un appui central ne peut faire varier de façon importante le critère de résistance.

### 9.2.9 Calcul des déformations

Les combinaisons à prendre en compte sont les combinaisons ELS numérotées 8, 9 et 10. La combinaison la plus défavorable et prise en compte ci-après est la combinaison 8 :  $G_k + S_k + 0,6 \times W_{kp}$ .

**Rappel :**

$$(I_y)ef_{DEF} = 715\,137\,459 \text{ mm}^4$$

$$(I_z)ef_{STR} = (I_z)ef_{DEF} = 38\,901\,504 \text{ mm}^4$$

#### 9.2.9.1 Déformations dues au moment fléchissant

Le module d'Young de flexion E est ici considéré comme  $E_{mean}$ .

- Selon l'axe fort (YY)

[6.13]

- ◆ Sur les actions permanentes

$$u_{g,y,fin} = u_{g,y,inst} \times (1 + k_{def,membrure})$$

avec :

$$u_{g,y,inst} = \frac{5q_g L^4}{384E(I_y)ef_{DEF}} \times \cos(pente) = \frac{5 \times (575 + 79,2) \times 8000^4}{384 \times 11000 \times 715137459} \times \cos(20^\circ) = 4,16 \text{ mm}$$

$$k_{def,membrure} = 0,8$$

$$u_{g,y,fin} = 4,16 \times (1 + 0,80) = 7,50 \text{ mm}$$

- ◆ Sur l'action variable dominante (neige)

$$\Psi_{2,i,neige} = 0,8$$

$$u_{Sn,y,fin} = u_{Sn,y,inst} \times (1 + \Psi_2 \times k_{def,membrure})$$

avec :

$$u_{Sn,y,inst} = \frac{5q_{Sn} L^4}{384E(I_y)ef_{DEF}} \times \cos(pente) = \frac{5 \times (432) \times 8000^4}{384 \times 11000 \times 715137459} \times \cos(20^\circ) = 2,75 \text{ mm}$$

$$k_{def,membrure} = 0,8$$

$$u_{Sn,y,fin} = 2,75 \times (1 + 0,80 \times 0) = 2,75 \text{ mm}$$

- ◆ Sur l'action variable d'accompagnement (vent pression)

$$\Psi_{2,i,vent} = 0$$

$$\Psi_{0,i,vent} = 0,6$$

avec :

$$u_{Wp,inst} = \frac{5q_{Wp} L^4}{384E(I_y)ef_{DEF}} \times \cos(pente) = \frac{5 \times (296) \times 8000^4}{384 \times 11000 \times 715137459} \times \cos(20^\circ) = 2,00 \text{ mm}$$

$$k_{def,membrure} = 0,8$$

$$u_{Wp,fin} = 2,00 \times (0,60 + 0,80 \times 0) = 1,20 \text{ mm}$$

- Selon l'axe faible (ZZ)

- ◆ Sur les actions permanentes

$$u_{g,z,fin} = u_{g,z,inst} \times (1 + k_{def,membrure})$$

avec :

$$u_{g,z,inst} = \frac{5qgL^4}{384E(I_z)ef_{DEF}} \times \sin(pente) = \frac{5 \times (575 + 79,2) \times 8000^4}{384 \times 11000 \times 38901504} \times \sin(20^\circ) = 27,89 \text{ mm}$$

$$k_{def,membrure} = 0,8$$

$$u_{g,z,fin} = 27,89 \times (1 + 0,80) = 50,20 \text{ mm}$$

- ◆ Sur l'action variable dominante (neige)

$$\Psi_{2,i,neige} = 0,8$$

avec :

$$u_{Sn,z,inst} = \frac{5q_{Sn}L^4}{384E(I_z)ef_{DEF}} \times \sin(pente) = \frac{5 \times (432) \times 8000^4}{384 \times 11000 \times 38901504} \times \sin(20^\circ) = 18,42 \text{ mm}$$

$$k_{def,membrure} = 0,8$$

$$u_{Sn,z,fin} = 18,42 \times (1 + 0,80 \times 0) = 18,42 \text{ mm}$$

- ◆ Sur l'action variable d'accompagnement (vent pression)

La déformation dans l'axe faible par rapport au vent est nulle.

### 9.2.9.2 Déformations totales dues au moment fléchissant

$$\sum u_{y,inst} = 7,5 + 2,75 + 1,20 = 11,50 \text{ mm}$$

$$\sum u_{z,inst} = 50,20 + 18,42 = 68,62 \text{ mm}$$

La déformation totale (sans entretoisement) serait de 68,6 mm. La mise en place d'une entretoise reviendrait à annuler la déformation dans le sens de la petite inertie.

La déformation dans l'axe ZZ est beaucoup trop importante, ce qui justifie la mise en place d'une entretoise dans au niveau des ELU et des ELS.

### 9.2.9.3 Déformations dues à l'effort tranchant

- Selon l'axe fort (YY)

Les membrures et âmes sont liées mécaniquement entre elles.

Le calcul de la déformation due à l'effort tranchant est fonction du module de cisaillement transversal appelé G.

Une méthode est d'intégrer les glissements des assemblages sous la forme d'un module de glissement fictif (G') réduit que l'on calcul de la façon suivante :

$$G' = \frac{G_w}{1 + \frac{2G_w b_w a}{k \times h}} \quad [\text{GT3, §5.4.3}]$$

où  $G_w$  : module de cisaillement de l'âme (acier = 80 769 MPa)

$b_w$  : épaisseur du panneau d'âme

$k_i$  : raideur de l'assemblage, soit 1500 N/mm (ELU) et 2500 N/mm (ELS)

$h_o$  : distance entre les centres d'actions et les liaisons, soit 490 – 72 = 418 mm

a : distance moyenne entre 2 assembleurs

$$G^a = \frac{80769}{1 + \frac{2 \times 80769 \times b_w \times 47,5}{2500 \times 418}} = 17\,290 \text{ MPa}$$

◆ *Sur les actions permanentes*

$$u_{g,v,y,fin} = u_{g,v,y,inst} \times (1 + k_{def,\hat{a}me})$$

avec :  $A_w$  : section d'âme de la poutre

$$b_w \times h_w = (5/10) \times 350 = 175 \text{ mm}^2$$

$$u_{y,v,g,inst} = \frac{My}{G^a A_w} = \frac{614,42 \times 8000^2}{17290 \times 175} = 1,62 \text{ mm}$$

$$k_{def,\hat{a}me} = 0$$

$$u_{g,v,y,fin} = 1,62 \times (1 + 0) = 1,62 \text{ mm}$$

◆ *Sur l'action variable dominante*

$$u_{Sn,v,y,fin} = u_{Sn,v,y,inst} \times (1 + k_{def,\hat{a}me})$$

$$u_{y,v,Sn,inst} = \frac{M_{Sn,y}}{G^a A_w} = \frac{406 \times 8000^2}{17290 \times 175} = 1,07 \text{ mm}$$

$$k_{def,\hat{a}me} = 0$$

$$u_{wp,v,y,fin} = 1,07 \times (1 + 0) = 1,07 \text{ mm}$$

◆ *Sur l'action variable d'accompagnement*

$$u_{wp,v,y,fin} = u_{wp,v,y,inst} \times (\psi_0 + \psi_2 k_{def,\hat{a}me})$$

$$u_{y,v,wp,inst} = \frac{M_{wp,y}}{G^a A_w} = \frac{296 \times 8000^2}{17290 \times 175} = 0,47 \text{ mm}$$

$$k_{def,\hat{a}me} = 0$$

$$u_{wp,v,y,fin} = 0,47 \times (1 + 0) = 0,47 \text{ mm}$$

• **Selon l'axe faible (ZZ)**

Les déformations d'efforts tranchants dans le sens de la petite inertie sont négligées du fait de la présence de l'entretoise.

• **Déformée totale sous effort tranchant**

La déformée totale de la poutre sous effort tranchant est définie sous la forme suivante :

$$u_{v,y,fin} = u_{g,v,y,fin} + u_{Sn,v,y,fin} + u_{wp,v,y,fin} = 3,16 \text{ mm}$$

9.2.9.4 *Déformée totale de la poutre selon YY*

La déformée totale de la poutre sous effort tranchant et sous moment fléchissant est définie sous la forme suivante :

$$u_{tot,y,fin} = u_{v,y,fin} + u_{m,y,fin} = 3,16 + 11,50 = 14,60 \text{ mm}$$

## 9.3 Fiche type de calcul pour une panne de toiture

## DONNEES

<b>SITE DE L'OUVRAGE</b>		Type de bâtiment	<b>CATEGORIE DE L'ELEMENT</b>		<b>CLASSE DE SERVICE</b>														
Paris (75)		Salle de sports	C2		1														
<b>GEOMETRIE DE L'OUVRAGE</b>																			
<table border="1"> <tr> <td>pen</td> <td>Hauteur</td> </tr> <tr> <td>°</td> <td>m</td> </tr> <tr> <td>20</td> <td>8</td> </tr> </table>		pen	Hauteur	°	m	20	8												
pen	Hauteur																		
°	m																		
20	8																		
<table border="1"> <tr> <td>Région neige</td> <td>Zone neige</td> <td>Altitude</td> </tr> <tr> <td>Paris</td> <td>A1</td> <td>89 m</td> </tr> </table>		Région neige	Zone neige	Altitude	Paris	A1	89 m	<p align="center"><b>Chargement uniforme</b></p>											
Région neige	Zone neige	Altitude																	
Paris	A1	89 m																	
<table border="1"> <tr> <td>Zone vent</td> <td>catégorie terrain</td> <td>Haut. de l'élément</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>III</td> <td>8</td> </tr> <tr> <td>Vb,0(m/s)</td> <td>Iv(z)</td> <td>Cr(z)</td> <td>Co(z)</td> </tr> <tr> <td>26</td> <td>0,305</td> <td>0,706</td> <td>1</td> </tr> </table>		Zone vent	catégorie terrain	Haut. de l'élément	2	III	8	Vb,0(m/s)	Iv(z)	Cr(z)	Co(z)	26	0,305	0,706	1				
Zone vent	catégorie terrain	Haut. de l'élément																	
2	III	8																	
Vb,0(m/s)	Iv(z)	Cr(z)	Co(z)																
26	0,305	0,706	1																

## CHOIX DU CONCEPTEUR

<b>SECTION DE CALCUL DU SYSTEME PORTEUR</b>						<b>MATERIAU</b>	<b>QUALITE</b>	<b>HUMIDITE</b>
Portée L	Long dév	épaisseur	H	Nb d'appui	Entraxe rampant	Poutre en I	Référence	DE SERVICE
m	m	mm	mm	2 à 3	m	NAIL WEB ®	490/72-148	15%
8	8	148	494	2	1,28			

## CARACTERISTIQUES MECANIQUES

<b>Résistances caractéristiques</b>	<b>Modules élastiques</b>			<b>Inerties équivalentes</b>		<b>Coef partiel</b>
$f_{m,k}$	$E_{0,g,moy}$	$G_{omean}$	$E_{0,g,05}$	$I_{y,ef=}$	$I_{z,ef=}$	$\gamma_m$
N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	mm <sup>4</sup>	mm <sup>4</sup>	
24	11000	690	7400	$612,6 \times 10^6$	$38,9 \times 10^6$	1,3

## ACTIONS DURABLES

<b>ACTIONS PERMANENTES</b>								
<b>Ch. Permanentes</b>		Couverture	Support	Plafond	Poids	Divers	$G_{total}$	$G_{total}$
		Tuiles	chevron	suspend	propre	gaine	kN/m <sup>2</sup>	kN/m
		1,26			0,22			1,48
<b>ACTIONS VARIABLES</b>								
<b>Ch. (ponctuelle) d'exploitation d'entretien</b>							$Q_k$	$Q_k$
							kN	kN
							1,5	1,5
<b>Neige symétrique</b>								
		$s_k$	$\mu_1(\alpha_1)$	$c_e$	$(s_1)$	$S_k$	$S_k$	
		kN/m <sup>2</sup>				kN/m <sup>2</sup>	kN/m	
		0,36	0,8	1			0,460	
<b>Vent <math>\theta=0^\circ</math></b>								
<b>qp</b>		Zone de	$C_{pe}$	$w_e$	$C_{pi}$	$w_i$	$w_e-w_i$	<b>we-wi</b>
succion		toiture		N/m <sup>2</sup>		N/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m
(Pa)		H	-0,8	-0,52	0,2	0,13		-1,21
<b>Vent <math>\theta=0^\circ</math></b>								
<b>qp</b>		Zone de	$C_{pe}$	$w_e$	$C_{pi}$	$w_i$	$w_e-w_i$	<b>we-wi</b>
pression		toiture	Zone H	N/m <sup>2</sup>		N/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m
(Pa)		H	0,2	0,13	-0,3	0,19		0,6

**EXEMPLES DE COMBINAISON D'ACTIONS**

**ELU - STR**

		Permanentes	Neige	Vent pression	Vent succion	Exploitation	Per-LT-CT	Kmod
		<b>G<sub>total</sub></b>	<b>S<sub>k</sub></b>	<b>w<sub>k</sub></b>	<b>w<sub>k</sub></b>	<b>Q<sub>k</sub></b>		
CA1	coeff. de combinaison	1,35	0	0	0	0	Per	0,6
CA2		1,35	0	1,5	0	0	Inst	1,1
CA3		1,35	1,5	0	0	0	CT	0,9
CA4		1,35	1,5	1,5*0,6	0	0	Ins	1,1
CA5		1,35	1,5*0,5	1,5	0	0	Ins	1,1
CA6		1	0	0	1,5	0	Ins	1,1
CA7		1,35	0	0	0	1,5	CT	0,9

**ELS**

		Permanentes	Neige	Vent pression	Vent succion	Exploitation	Kdef
		<b>G<sub>total</sub></b>	<b>S<sub>k</sub></b>	<b>w<sub>k</sub></b>	<b>w<sub>k</sub></b>	<b>Q<sub>k</sub></b>	
CA8	U Instant	1	1	0,6	0	0	Membres
CA9	U Instant	1	0,5	1	0	0	
CA10 *	U Instant	1	0	0	1	0	0,6
CA11	U instant	1	0	0	0	1	
CA12	U instant (Q)	0	1	0,6	0	0	
CA13	U instant (Q)	0	0,5	1	0	0	
CA14	U instant (Q)	0	0	0	1	0	
CA15	U instant (Q)	0	0	0	0	1	
CA16	quasi perm	1	0	0	0	0	

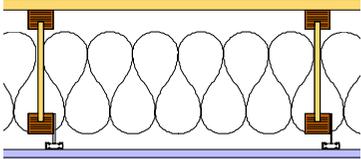
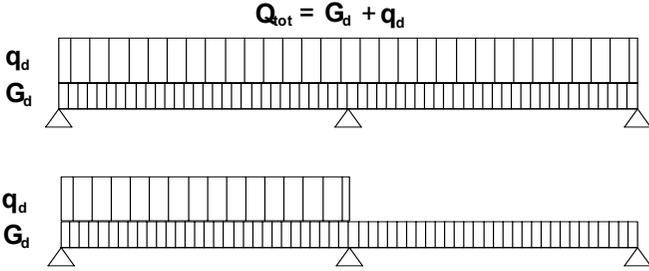
## 9.4 Fiche type de calcul pour une solive de plancher

### SOLIVE DE PLANCHER : POUTRE EN I SUR 2 OU 3 APPUIS - TRAVÉES ÉGALES VERIFICATION ELU & ELS

#### DONNEES

<b>SITE DE L'OUVRAGE</b> SANS OBJET	Type de batiment M. Individuelle	<b>CATEGORIE DE L'ELEMENT</b> A	<b>CLASSE DE SERVICE</b> 1
--	-------------------------------------	------------------------------------	-------------------------------

<b>GEOMETRIE DE L'OUVRAGE</b> 	<b>CAS DE CHARGEMENT</b> $Q_{tot} = G_d + q_d$ 
--	--

#### CHOIX DU CONCEPTEUR

<b>SECTION DE CALCUL DU SYSTEME PORTEUR</b>						<b>MATERIAU</b>	<b>QUALITE</b>	<b>HUMIDITE</b>
Portée L m	Largeur m	épaisseur mm	H mm	Nd d'appui 2 à 3	Entraxe m	POUTRE EN I TJI®	Reference Pro® 250	DE SERVICE 12%
9	10	45	302	3	0,5			

#### RESISTANCES

<b>Résistances (Efforts) caractéristiques</b>				<b>Rigidités Moyennes</b>		<b>Coef partiel</b>
$M_k$	$V_k$	$R_{end,k}$	$R_{int,k}$	$EI_{moy}$ $\times 10^9 \text{ N.mm}^2$	$GA_{moy}$ $\times 10^3 \text{ N}$	$\gamma_M$
kN.m	kN	kN	kN	927	2772	1,2
12,32	18,24	11,06	24,17			

Règles et recommandations particulières applicables aux structures en poutres en « I »

**ACTIONS DURABLES**

<i>ACTIONS PERMANENTES</i>						
Ch. Permanentes	Panneau	Solive	Isolant	Plafond	Cloisins	<b>G<sub>total</sub></b> kN/m <sup>2</sup>
	OSB 22		LDV 100	suspendu	très légères	
	0,12	0,12	0,04	0,12	0,4	<b>0,8</b>
<i>ACTIONS VARIABLES</i>						
Charges d'exploitation Plancher Résidentiel Cat. A						<b>Q<sub>k</sub></b> kN/m <sup>2</sup>
						<b>1,5</b>

**EXEMPLES DE COMBINAISON D'ACTIONS**

<i>ELU - STR</i>										
		Permanentes	Neige	Vent pression	Vent succion	Exploitation	Per-LT-CT	Kmod	Kmod	Kmod
		<b>G<sub>total</sub></b>	<b>S<sub>k</sub></b>	<b>w<sub>k</sub></b>	<b>w<sub>k</sub></b>	<b>Q<sub>k</sub></b>	Ins	M	V	R
CA1	coeff.	1,35	0	0	0	0	Per	0,6	0,4	0,5
CA2	de	1,35	0	0	0	1,5	MT	0,8	0,7	0,8
CA3	combinaison	1,35	0	0	0	1,5 *	MT	0,8	0,7	0,8
							*: Chargement sur 1 seule portée			
<i>ELS</i>										
		Permanentes	Neige	Vent pression	Vent succion	Exploitation	Kdef	Kdef		
		<b>G<sub>total</sub></b>	<b>S<sub>k</sub></b>	<b>w<sub>k</sub></b>	<b>w<sub>k</sub></b>	<b>Q<sub>k</sub></b>	LVL	OSB		
CA6	U <sub>ins</sub>	1	0	0	0	1	1	1		
CA7	U <sub>creep</sub>	1	0	0	0	0,3	0,6	1,5		
CA8	U <sub>creep</sub> *	1	0	0	0	0,3 *	0,6	1,5		
							*: Chargement alterné			
							*: Chargement sur 1 seule portée			

## CALCUL DU RAPPORT CONTRAINTES /RESISTANCES

## ELU-STR

TAUX %

	M	V	R <sub>end</sub>	R <sub>int</sub>
CA1	22%	25%	20%	30%
CA2	<b>52%</b>	<b>44%</b>	38%	<b>58%</b>
CA3	34%	41%	<b>41%</b>	39%
CA4				
CA5				

## ELS - DEFORMATIONS

					W
CA6	U <sub>ins</sub>	<b>4.70 mm</b>	<b>L/957</b>	<	L/300
CA7	U <sub>ins+U<sub>creep</sub></sub>	4.71 mm	L/955	<	L/250
CA8	U <sub>ins+U<sub>creep</sub></sub> *	<b>6.36 mm</b>	<b>L/707</b>	<	L/250

## ELS - VIBRATOIRE

(EI) <sub>i</sub>	pois	fréq. fondam.	Flèche ss Ch. Ponct. 1 kN	Limite	=> Limite	Panneau :	OSB		Vitesse Impulsionnelle		Amort. Modal		
N.m <sup>2</sup> /m	m	f <sub>1</sub>	w <sub>F,inst</sub>	a	b	E <sub>panneau</sub>	ép <sub>panneau</sub>	(EI) <sub>b</sub>	n <sub>40</sub>	v	v <sub>limite</sub>	= b <sup>(f<sub>1</sub> · ζ - 1)</sup>	ζ = 0.01
	kg/m <sup>2</sup>	Hz	mm	mm	pour a=w <sub>1kN</sub>	N.mm <sup>2</sup>	mm	N.m <sup>2</sup> /m					
<b>1854000</b>	<b>40,0</b>	<b>16,1</b>	<b>2,45</b>	<b>1,23</b>	< 1.3 +/- 0.3	<b>110,8</b>	4930	22	<b>4375</b>	<b>14,87</b>	<b>0,0186</b>	<b>0,0198</b>	= 110.8 <sup>(16.1 × 0.01 - 1)</sup>