

# Composants métalliques fléchis

## Conception

par **Koffi Aho VERCELLINO**  
Ingénieur de l'École Centrale de Lyon  
Ingénieur Civil du Génie Maritime  
Chef du Service Structure Offshore de Bouygues-Offshore

<b>1. Choix du type de poutre .....</b>	<b>C 2 555 - 2</b>
<b>2. Applications .....</b>	<b>— 3</b>
2.1 Cas d'une poutre de plancher d'un bâtiment industriel lourd.....	— 3
2.2 Cas d'une panne .....	— 4
2.3 Cas des poutres de roulement.....	— 6
2.3.1 Description et caractéristiques .....	— 6
2.3.2 Conception et calcul d'une poutre de roulement.....	— 6
2.3.3 Exemple d'une poutre de roulement .....	— 7
<b>Pour en savoir plus.....</b>	<b>Doc. C 2 556</b>

**A**près avoir présenté les composants métalliques dans leur conception et leur dimensionnement [C 2 550] et étudié les composants métalliques tendus et comprimés [C 2 551], nous nous intéressons ici aux composants métalliques fléchis qui représentent les éléments les plus répandus en construction métallique, avec :

- [C 2 552] « Description et schématisation » ;
- [C 2 553] « États limites et critères de dimensionnement » ;
- [C 2 554] « Assemblages » ;
- [C 2 555] « Conception » ;
- [Doc. C. 2 556] « Pour en savoir plus ».

Dans la phase d'ébauche ou d'élaboration de l'ouvrage projeté, la conception recouvre toutes les activités visant à définir l'ossature métallique dans son ensemble ainsi que ses composants. Pour les poutres, il s'agit de faire le choix du type le plus approprié à chaque cas et d'en effectuer ensuite le prédimensionnement. Le présent article fournit des indications pouvant servir de guide à la définition initiale des poutres et quelques exemples concrets faisant la synthèse des principes et règles exposés dans les articles C 2 552 à C 2 554.

## 1. Choix du type de poutre

Le choix et la définition du type de poutre le plus approprié à une destination donnée résultent de la synthèse des différents phénomènes et modes de ruine gouvernant le comportement des poutres et de leurs assemblages d'une part et des conséquences économiques des solutions envisagées. Un aperçu de cette synthèse peut être donné en discutant des mérites comparés des types de poutres les plus courants récapitulés sur la figure 1 et en [C 2 552, figure 10].

Les **laminés en U** (figure 1a), les **poutrelles légères de type IPE** (figure 1b) ou les **profilés laminés à froid** (figure 1d) conviennent pour les pannes et les lisses d'un bâtiment classique et plus généralement pour des poutres recevant des charges relativement faibles sur des portées de 4 m à 8 m. Le prédimensionnement et la vérification des profilés laminés à froid s'effectuent avec des méthodes semi-empiriques fournies par les catalogues des fabricants.

Les **laminés en H** (figure 1c) sont de loin les profils les plus répandus en construction métallique. Les proportions des semelles et de l'âme permettent d'éviter les instabilités locales dues à la contrainte normale. Ils disposent en outre par rapport aux profils précédents d'une meilleure stabilité vis-à-vis du déversement à cause des semelles plus larges. En contrepartie, ils sont plus lourds. Ils sont utilisés :

- pour les pannes sablières (situées en rive, dans la partie basse du versant de la toiture) qui doivent transmettre des efforts normaux de vent sur les pignons vers le contreventement vertical dans le long-pan ;
- pour les solives, chevêtres, poutres principales de planchers, traverses et poteaux de portique, pièces de pont et entretoises dans les ouvrages d'art métalliques ou mixtes ;
- plus généralement, pour des poutres recevant des charges moyennes à lourdes sur des portées pouvant aller jusqu'à environ 30 m.

Il peut être nécessaire de **renforcer les laminés en I ou H** (figure 1e, f et g) pour l'une ou l'autre des raisons suivantes :

- la vérification d'une structure existante recevant des charges additionnelles ;
- la nécessité de réaliser une section résistante vis-à-vis de moments fléchissants significatifs dans les deux plans de flexion de la poutre ;
- la nécessité d'augmenter la résistance de la section vis-à-vis du déversement.

Pour des charges importantes dans la gamme de portées des profils en H et pour des grandes portées jusqu'à 100 m environ, il devient plus économique d'utiliser des **PRS (profil reconstitué soudé) en double té** (figure 1h). Le projeteur dispose avec les PRS d'une plus grande souplesse pour atteindre ses objectifs en répartissant la matière de manière efficace. Il convient de noter que le coût de réalisation des PRS a été considérablement réduit du fait de l'introduction de bancs automatisés dans les ateliers de nombreux fabricants.

L'élancement (hauteur sur épaisseur) des âmes de PRS de l'ordre de 80 voire plus nécessite le recours à des raidisseurs pour éviter les problèmes de voilement d'âme par cisaillement. En revanche, les proportions des semelles sont en général choisies afin d'éviter des instabilités locales ; le rapport largeur sur épaisseur de la semelle ne doit pas dépasser 24 pour une classe 2. Les PRS sont utilisés pour les traverses et poteaux de portique de bâtiments industriels lourds (type sidérurgie), les poutres principales de planchers recevant des équipements lourds, les poutres principales d'ouvrage d'art.

La **variante en croix des PRS** (figure 1i) est surtout utilisée pour les poteaux de bâtiment industriel lourd de grande hauteur (type structure support de chaudière à charbon dans les centrales thermiques). Elle permet de développer des résistances au flambement

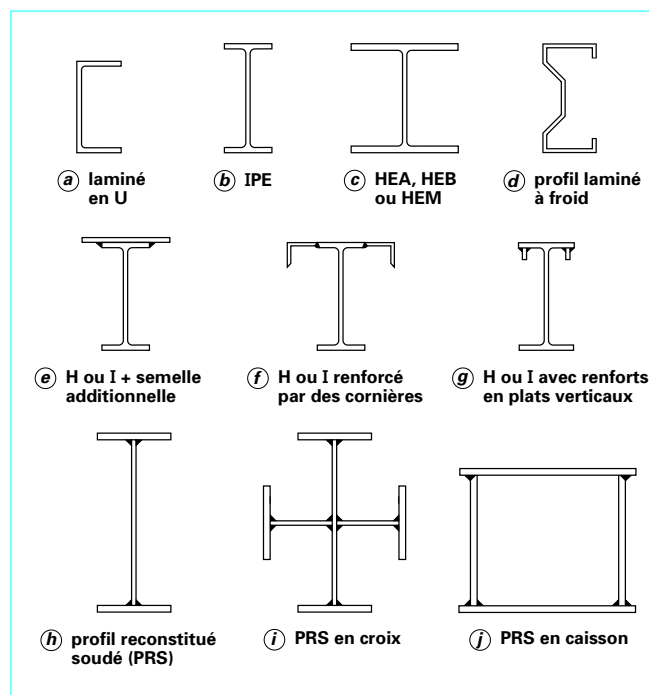


Figure 1 – Types de section pour poutres

équivalentes dans les deux plans de flexion du composant. En outre, les assemblages des poutres articulées ou encastrees sur le poteau sont plus faciles à réaliser qu'avec une section de poteau en caisson. La fabrication du PRS en croix doit être réalisée avec beaucoup de précaution en suivant une procédure judicieuse et rigoureuse afin de maintenir les déformations dues aux soudures dans les limites du cahier de charges du maître d'ouvrage.

Le **PRS en caisson** (figure 1f) s'impose lorsque la poutre est de grande portée ou que les sollicitations en torsion sont importantes. Il sera donc utilisé pour les ponts métalliques de grandes portées (jusqu'à 200 m) et pour les poutres de roulement de ponts roulants très lourds à usage intensif (charge levée supérieure de l'ordre de 400 t).

Le prédimensionnement d'une **poutre à âme pleine** (cf. [C 2 552, figure 10a]) commence par le choix de la hauteur adéquate de la section. Les conditions particulières du cahier de charges peuvent l'imposer par certains gabarits à respecter. Sans contrainte particulière, on partira d'une poutre dont le rapport portée sur hauteur ( $\ell/h$ ) varie entre 15 et 20.

Par rapport aux poutres à âme pleine, les **poutres de type treillis** (cf. [C 2 552, figure 10b]) présentent les avantages suivants :

- poutres plus légères ;
- plus grande facilité pour faire passer les gaines, les tuyauteries ou les câbles électriques ;
- plus grande facilité pour accrocher les structures secondaires ou les éléments de serrurerie comme les garde-corps, les échelles ou les passerelles.

En contrepartie, les poutres treillis sont moins esthétiques et surtout plus coûteuses à cause des nombreuses pièces à fabriquer et du temps de montage sur site beaucoup plus long. En réalité la question du coût se pose en des termes différents selon l'endroit où l'ouvrage est fabriqué ou implanté. Tout dépend des coûts relatifs de la matière de base (l'acier) et de la main-d'œuvre par rapport au coût de revient de l'acier fabriqué. En schématisant, on constate que, dans les pays industrialisés où la matière de base est

relativement moins coûteuse que la main-d'œuvre, les solutions en PRS sont plus souvent retenues car elles s'avèrent plus économiques ; *a contrario* dans les pays en développement où la matière de base est relativement plus chère que la main-d'œuvre, les solutions en treillis sont préférées. Il convient de rajouter que les gabarits routiers interviennent également dans le choix du type de poutre ; les poutres treillis, même pour des portées importantes peuvent être réalisées avec des éléments plus facilement transportables. Sans obligation particulière, pour le prédimensionnement, la hauteur du treillis peut être choisie entre  $\ell/15$  et  $\ell/10$ ,  $\ell$  étant la portée de la poutre. Les membrures doivent être dimensionnées pour reprendre seules les moments fléchissants, les diagonales et montants servant à reprendre les efforts tranchants. Les éléments du treillis sont des composants simples comprimés ou tendus dont la conception est conduite suivant les indications de l'article [C 2 551].

La solution en **poutre échelle ou Vierendeel** (cf. [C 2 552, figure 10c]) est à réserver aux cas très particuliers où le cahier des charges requiert des gabarits de passage importants à travers la poutre (structure de parkings par exemple) car ce sont des poutres lourdes et coûteuses à réaliser. Leur prédimensionnement peut s'appuyer sur les indications de l'annexe N de l'EC 3-DAN.

## 2. Applications

### 2.1 Cas d'une poutre de plancher d'un bâtiment industriel lourd

**Exemple 1** : le tramage du plancher requiert une poutre dont les caractéristiques imposées sont indiquées sur la figure **2a**. La poutre de 13 m de portée doit reprendre les réactions d'une poutre perpendiculaire à mi-portée. Les charges permanentes  $G$  et les charges d'exploitation  $Q$  sont données sur la figure **2a**.

La combinaison à considérer pour le dimensionnement de la section de la poutre est :  $1,35G + 1,5Q$  (cf. [C 2 550, § 2.1.2.1]). Pour évaluer les efforts de réduction correspondant à cette combinaison, il faut partir d'une estimation de  $g$ . Compte tenu de la portée de la poutre, des analogies dont on dispose ou de calculs préliminaires, on fait l'hypothèse d'une section en profil reconstitué soudé (PRS) représentée sur la figure **2b**. Les courbes d'effort tranchant et de moment fléchissant résultant de la combinaison sont données sur la figure **2c**. La poutre est alors vérifiée suivant la séquence suivie ci-après.

#### ■ Détermination de la classe de la section

Profil en acier S235 de marque NF :  $\varepsilon = 1$ .

Semelle de classe 1 car  $c/t_f = \frac{200 - 6 - 8}{30} = 6,2 < 9\varepsilon = 9$  (cf. [C 2 550, tableau 15]).

Âme de classe 3 car  $d/t_w = \frac{1\,000}{12} = 83,33 < 124\varepsilon = 124$  (cf. [C 2 550, tableau 13]).

Pour la section dans sa totalité, on retient le critère le plus sévère. La section sera considérée comme de classe 3 pour les vérifications qui suivent. La section étant soumise à de la flexion simple, il faut vérifier les critères de [C 2 553, § 4.1] comme indiqué en [C 2 553, tableau 5].

#### ■ Vérification au cisaillement

D'après [C 2 553, relation (20)],

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_w}{\gamma_{Mo}} \left( f_y / \sqrt{3} \right) = \frac{12\,000}{1,0} \left( 23,5 / \sqrt{3} \right) = 162\,813 \text{ daN}$$

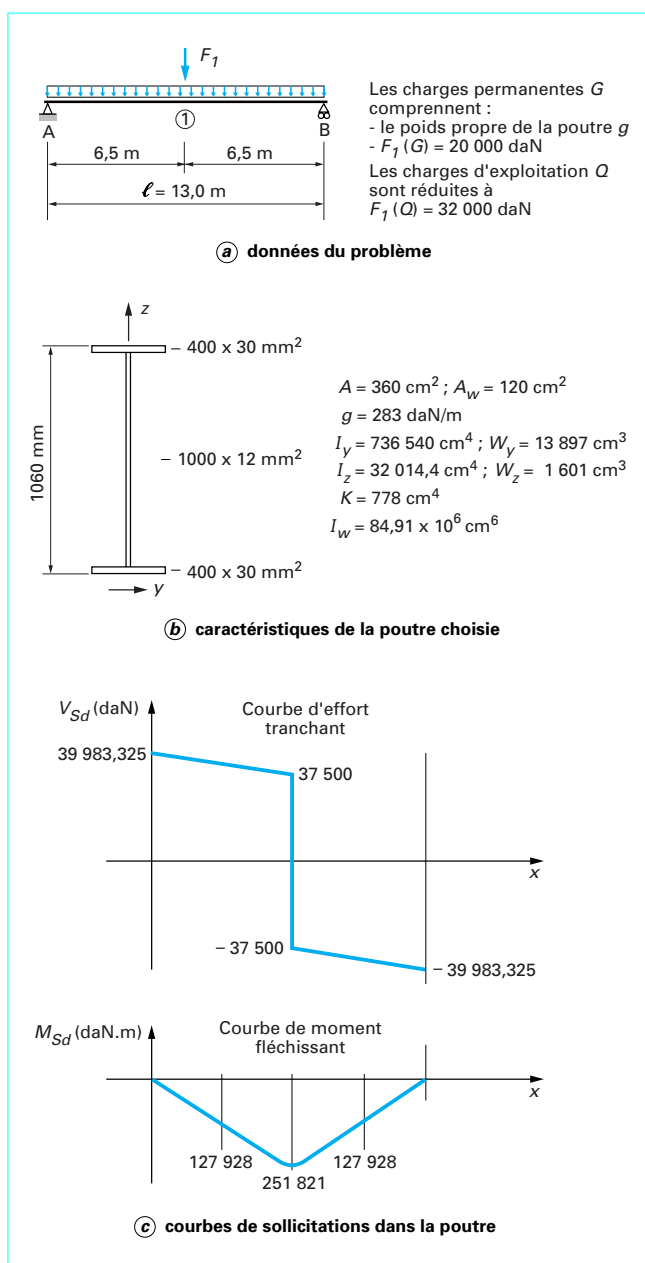


Figure 2 – Exemple d'une poutre de plancher de bâtiment industriel

sur appui :

$$V_{pl,Rd} > V_{sd} = 39\,983 \text{ daN} \quad ; \text{ correct}$$

à mi-portée :

$$V_{pl,Rd} > V_{sd1} = 37\,500 \text{ daN} \quad ; \text{ correct}$$

En outre, comme  $V_{sd1} = 37\,500 \text{ daN} < V_{pl,Rd}/2 = 81\,406 \text{ daN}$ , il n'y a pas de vérification d'interaction entre effort tranchant et moment fléchissant dans la section à effectuer.

#### ■ Vérification de la section de moment fléchissant maximal

● Détermination du moment critique de déversement et du paramètre d'élancement réduit  $\lambda_{LT}$ .

Pour appliquer [C 2 553, relation (16)], on note que :

$z_j = 0$  car la section est doublement symétrique,

$z_G = 0$  car l'effort est supposé appliqué au centre de cisaillement confondu avec le centre de gravité de la section,

$k = 1$  [cf. [C 2 553, figure 5)] et  $k_w = 1$ .

La poutre perpendiculaire fournit un support latéral à mi-portée par conséquent la longueur de déversement à considérer  $\ell_{LT}$  est égale à 6,5 m. Sur chaque tronçon, le moment varie de 0 sur appui à  $M_{max}$  à mi-portée. Il en résulte d'après [C 2 553, tableau 3] que  $\Psi = 0$  et  $C_1 = 1,879$ . Avec les caractéristiques de la poutre donnée sur la figure **2b**, on en déduit le moment critique de déversement  $M_{cr}$  :

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_z}{\ell_{LT}^2} \sqrt{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{\ell_{LT}^2 G K}{\pi^2 E I_z}} = 1,630 \times 10^6 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$\Rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{el,y} f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{13\,897 \times 23,5}{1,63 \cdot 10^6}} = 0,448$$

$\bar{\lambda}_{LT}$  étant supérieur à 0,4, il y a un risque de déversement. On se trouve dans la situation du cas 2 de flexion simple en [C 2 553, § 4.1.1] : il faut vérifier [C 2 553, relation (24)].

De la valeur de  $\bar{\lambda}_{LT}$ , on déduit  $\Phi_{LT} = 0,661$  [C 2 553, relation (18)] d'où  $\chi_{LT} = 0,872$  [C 2 553, relation (19)]. Il vient ensuite d'après [C 2 553, relation (24)] que :

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_{el,y} f_y / \gamma_{M1} = 0,872 \times 13\,897 \times 23,5 / 1,1$$

$$= 258\,888 \text{ daN} \cdot \text{m} > M_{Sd} = 251\,821 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

#### ■ Vérification du voilement d'âme par cisaillement

L'âme est *a priori* non raidie en zone courante.

- $d/t_w = 83,33 > 69\varepsilon = 69$  donc le risque de voilement est à vérifier (cf. [C 2 553, § 5.2]). Pour la vérification, on applique la méthode post-critique simple (cf. [C 2 553, § 5.3]).

- Suivant [C 2 553, relation (44)] et en rappelant que le coefficient de voilement  $k_\tau$  vaut 5,34 lorsqu'il n'y a pas de raidisseur intermédiaire,

$$\lambda_w = \frac{d/t_w}{37,4 \varepsilon \sqrt{k_\tau}} = \frac{83,33}{37,4 \times 1 \times \sqrt{5,34}} = 0,964$$

- Comme  $0,8 < \lambda_w < 1,2$ , d'après [C 2 553, relation (45)], on a :

$$\tau_{ba} = [1 - 0,625(0,964 - 0,8)] f_{yw} / \sqrt{3} = 12,18 \text{ daN} / \text{mm}^2$$

- Avec [C 2 553, relation (43)], on montre que :

$$V_{ba,Rd} = d t_w \tau_{ba} / \gamma_{M1} = 1\,000 \times 12 \times 12,18 / 1,1$$

$$= 132\,873 \text{ daN} > V_{Sd1} = 37\,500 \text{ daN}$$

- Par ailleurs, on confirme que la résistance à la flexion n'est pas affectée par la présence d'effort tranchant (cf. [C 2 553, § 5.7]) puisque  $V_{Sd1} = 37\,500 \text{ daN} < V_{ba,Rd} / 2 = 66\,436 \text{ daN}$

#### ■ Vérification sous charge concentrée

Elle n'a pas lieu d'être ici. La charge concentrée est apportée ici par une poutre qui est attachée par double cornière donc l'effort est transmis directement dans l'âme ; les vérifications correspondantes sont couvertes par les vérifications propres à l'attache (cf. [C 2 554, § 3.1.1]).

#### ■ Vérification des flèches verticales

La détermination est faite pour les combinaisons ELS. En règle générale, cela revient à combiner les charges données sans pondération.

La flèche sous charges permanentes  $\delta_1$  est donnée par la relation [3] [4] :

$$\delta_1 = \frac{5}{384} \frac{g \ell^4}{E I_y} + \frac{1}{48} \frac{F_1(G) \ell^3}{E I_y} = 6,6 \text{ mm}$$

La flèche sous charges d'exploitation est donnée par la relation :

$$\delta_2 = \frac{1}{48} \frac{F_1(Q) \ell^3}{E I_y} = 9,5 \text{ mm}$$

On en déduit :

$\delta_{max} = \delta_1 + \delta_2 = 16,1 \text{ mm} = \frac{\ell}{807} < \frac{\ell}{500}$  ; le dimensionnement est correct.

## 2.2 Cas d'une panne

**Exemple 2** : soit la panne courante d'une toiture de bâtiment dont la section est représentée sur la figure **3**. La toiture ayant une pente de 10 %, les charges gravitaires en toiture vont induire dans la panne une situation de flexion biaxiale ou déviée. Par rapport au versant, la panne a une portée de 7 m dans la direction perpendiculaire et une portée de 3,5 m dans la direction parallèle obtenue en disposant une lierne à mi-portée de la poutre (cf. figure **3c**). L'écartement des pannes est de 2 m.

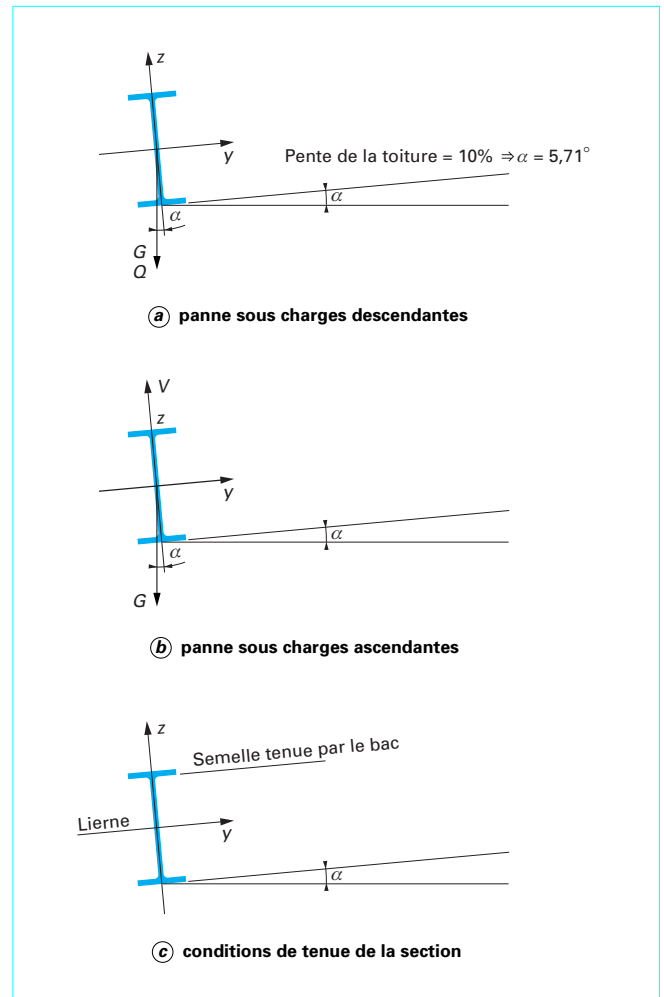


Figure 3 – Exemple d'une panne

Les charges en toiture non pondérées comprennent :

- G charges permanentes réparties à 20 daN/m<sup>2</sup> ⇒  $g = 40$  daN/m
- Q charges d'exploitation réparties à 50 daN/m<sup>2</sup> ⇒  $q = 100$  daN/m
- V charges de vent réparties à 120 daN/m<sup>2</sup> ⇒  $v = 240$  daN/m

Le vent étant un effort de soulèvement en toiture, deux situations doivent être envisagées : l'une sous charges descendantes uniquement et l'autre avec les charges ascendantes de vent.

La pente de la toiture étant égale à 10 % ⇒  $\alpha = 5,71^\circ \Rightarrow \cos \alpha \approx 1$  et  $\sin \alpha = 0,1$

#### ■ Situation des charges descendantes

La combinaison à considérer est : 1,35  $g$  + 1,5  $q$  = 204 daN/m

Le moment fléchissant maximal perpendiculairement au versant  $M_{Sd,y}$  vaut :

$$M_{Sd,y} = \frac{204 \cos \alpha}{8} \times 7^2 = 1\,250 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

L'effort tranchant maximal correspondant  $V_{Sd,z}$  est obtenu aux appuis et est égal à la réaction :

$$V_{Sd,z} = \frac{204 \cos \alpha}{2} \times 7 = 714 \text{ daN}$$

● Le moment fléchissant maximal parallèlement au versant  $M_{Sd,z}$  vaut :

$$M_{Sd,z} = \frac{204 \sin \alpha}{8} \times 3,5^2 = 31,2 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

L'effort tranchant maximal correspondant  $V_{Sd,y}$  est obtenu aux appuis et est égal à la réaction :

$$V_{Sd,y} = \frac{204 \sin \alpha}{2} \times 7 = 71,4 \text{ daN}$$

● Faisons le choix d'un IPE 160 en acier S235 ( $f_y = 23,5$  daN/mm<sup>2</sup>) ; c'est une section de classe 1 (voir catalogue des forges). Les caractéristiques correspondantes sont :

Pour une flexion autour de  $y$  :

$$W_{pl,y} = 123,9 \text{ cm}^3 \text{ et } A_{Vz} = 966 \text{ mm}^2$$

Pour une flexion autour de  $z$  :

$$W_{pl,z} = 26,1 \text{ cm}^3 \text{ et } A_{Vy} = 764 \text{ mm}^2$$

#### ● Vérification au cisaillement

D'après [C 2 553, relation (20)], on vérifie que :

$$V_{pl,Rd,z} = \frac{A_{Vz}}{\gamma_{M0}} (f_y / \sqrt{3}) = \frac{966}{1,0} (23,5 / \sqrt{3}) = 13\,106 \text{ daN} > 2V_{Sd,z} = 2 \times 714 = 1\,428 \text{ daN}$$

$$V_{pl,Rd,y} = \frac{A_{Vy}}{\gamma_{M0}} (f_y / \sqrt{3}) = \frac{764}{1,0} (23,5 / \sqrt{3}) = 10\,365 \text{ daN} > 2V_{Sd,z} = 2 \times 71,4 = 142,8 \text{ daN}$$

Il n'y a pas d'interaction entre effort tranchant et moment fléchissant. Par ailleurs, il n'y a aucun risque de voilement par cisaillement.

#### ● Vérification de la section sous moments fléchissants

La semelle comprimée de la poutre étant tenue latéralement par les bacs de couverture, il n'y a pas de risque de déversement. Pour une situation de flexion biaxiale sans déversement ni flambement, [C 2 553, tableau 5] nous renvoie en [C 2 553, § 4.2.1] ; il faut vérifier notamment [C 2 553, relation (29)].

Les grandeurs intervenant en [C 2 553, relation (29)] sont déterminées avec [C 2 553, tableaux 7 et 8] :

$$\alpha = 2 ; \beta = \max(5n, 1) = \max(0,1) = 1$$

$$M_{Ny,Rd} = M_{pl,y,Rd}$$

$$M_{Nz,Rd} = M_{pl,z,Rd}$$

Suivant [C 2 553, relation (29)], on vérifie :

$$\left( \frac{1\,250}{2\,912} \right)^2 + \left( \frac{31,2}{613} \right) = 0,235 < 1,0$$

#### ■ Situation des charges ascendantes

● La combinaison à considérer est ( $G + 1,5V$ ). On en déduit les charges linéiques suivantes :

- perpendiculairement au versant :  $1,5 v - g \cos \alpha = 320$  daN/m
- parallèlement au versant :  $g \sin \alpha = 4$  daN/m

● Le moment fléchissant maximal perpendiculairement au versant  $M_{Sd,y}$  vaut :

$$M_{Sd,y} = \frac{320}{8} \times 7^2 = 1\,960 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

L'effort tranchant maximal correspondant  $V_{Sd,z}$  est obtenu aux appuis et est égal à la réaction :

$$V_{Sd,z} = \frac{320}{2} \times 7 = 1\,120 \text{ daN}$$

● Le moment fléchissant maximal parallèlement au versant  $M_{Sd,z}$  vaut :

$$M_{Sd,z} = \frac{4}{8} \times 3,5^2 = 6,125 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

L'effort tranchant maximal correspondant  $V_{Sd,y}$  est obtenu aux appuis et est égal à la réaction :

$$V_{Sd,y} = \frac{4}{2} \times 7 = 14 \text{ daN}$$

#### ● Vérification au cisaillement

D'après [C 2 553, relation (20)], on vérifie que :

$$V_{pl,Rd,z} = \frac{A_{Vz}}{\gamma_{M0}} (f_y / \sqrt{3}) = \frac{966}{1,0} (23,5 / \sqrt{3}) = 13\,106 \text{ daN} > 2V_{Sd,z} = 2 \times 1\,120 = 2\,240 \text{ daN}$$

$$V_{pl,Rd,y} = \frac{A_{Vy}}{\gamma_{M0}} (f_y / \sqrt{3}) = \frac{764}{1,0} (23,5 / \sqrt{3}) = 10\,365 \text{ daN} > 2V_{Sd,z} = 2 \times 14 = 28 \text{ daN}$$

Comme précédemment, il n'y a ni interaction entre effort tranchant et moment fléchissant ni risque de voilement par cisaillement.

#### ● Vérification de la section sous moments fléchissants

Avec les charges ascendantes de vent, le moment résultant est négatif à mi-portée avec une mise en compression de la semelle inférieure qui n'est pas tenue et il y a un risque de déversement qu'il faut examiner en déterminant le moment critique de déversement  $M_{cr}$  et le paramètre d'élancement réduit  $\bar{\lambda}_{LT}$ .

Pour appliquer [C 2 553, relation (16)], on note que :

$z_i = 0$  car la section est doublement symétrique,

$z_G = 0$  car l'effort est supposé appliqué au centre de cisaillement confondu avec le centre de gravité de la section,

$k = 1$  (cf. [C 2 553, figure 5]) et  $k_w = 1$ .

La lierne fournissant un support latéral à mi-portée, la longueur de déversement à considérer  $\ell_{LT}$  est égale à 3,5 m. Sur chaque tronçon, le moment varie de 0 sur appui à  $M_{max}$  à mi-portée. Il en résulte d'après [C 2 553, tableau 3] que  $\Psi = 0$  et  $C_1 = 1,879$ .

Les caractéristiques de la poutre nécessaires au calcul du moment critique de déversement sont données en catalogue :  $I_z = 68,31 \text{ cm}^4$  ;  $K = 3,6 \text{ cm}^4$  ;  $I_w = 3,96 \cdot 10^3 \text{ cm}^6$

$$\Rightarrow M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_z}{\ell_{LT}^2} \sqrt{\left( \frac{k}{k_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{\ell_{LT}^2 G K}{\pi^2 E I_z}} = 3\,821 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$\Rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{123,9 \times 23,5}{3\,821}} = 0,873$$

$\overline{\lambda}_{LT}$  étant supérieur à 0,4, il y a un risque de déversement. De la valeur de  $\overline{\lambda}_{LT}$ , on déduit  $\Phi_{LT} = 0,952$  [C 2 553, relation (18)]  
 $\Rightarrow \chi_{LT} = 0,751$  [C 2 553, relation (19)].

Par ailleurs, pour une situation de flexion biaxiale avec risque de déversement sans flambement [C 2 553, tableau 5] nous renvoie en [C 2 553, § 4.3.3]. Suivant [C 2 553, relation (38)], on vérifie :

$$\frac{M_{y,Sd}}{\chi_{LT} W_{pl,y} f_y / \gamma_{M1}} + \frac{M_{z,Sd}}{W_{pl,z} f_y / \gamma_{M1}} = \left( \frac{1\,960}{0,751 \times 2\,912 / 1,1} \right) + \left( \frac{6\,125}{613 / 1,1} \right) = 0,996 < 1,0$$

#### ● Vérification de la flèche

Le critère de flèche à respecter porte en général sur les charges descendantes.

La combinaison à considérer est  $G + Q$  :

$$g + q = p = 140 \text{ daN/m}$$

La flèche correspondante vaut :

$$\delta_{max} = \frac{5}{384} \frac{p \ell^4}{EI_y} = \frac{5}{384} \frac{140 \times 7^4 10^9}{21\,000 \times 869,310^4} = 24 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \frac{\delta_{max}}{\ell} = \frac{24}{7\,000} = \frac{1}{292} < \frac{1}{200}$$

Le dimensionnement est correct.

## 2.3 Cas des poutres de roulement

### 2.3.1 Description et caractéristiques

Une poutre de roulement est une poutre qui reprend les charges roulantes transmises par les galets de pont roulant par l'intermédiaire d'un rail (figure 4a). Outre les efforts verticaux, la poutre doit résister également aux efforts horizontaux induits par les mouvements du pont roulant et de son chariot (démarrage, freinage, roulement) dont l'intensité varie entre 7 et 20 % des charges verticales.

La position de ces charges étant variable, il faut rechercher pour chaque effet à vérifier (solicitations dans une section, déformations, etc.) la position donnant le niveau maximal. Les charges appliquées sont également variables dans le temps, cycliques, engendrant des phénomènes de fatigue dans les poutres de roulement destinées à des ponts roulants à usage intensif.

Les sections de poutre à concevoir doivent donc disposer à la fois d'une résistance suffisante à la flexion dans le plan vertical contenant le rail et d'une résistance suffisante à la flexion horizontale dans le plan de la semelle supérieure voisine du rail où sont appliqués les efforts horizontaux. Un grand soin doit être apporté à la conception des détails de soudure notamment pour les poutres de roulement de ponts lourds à usage intensif comme celles de la sidérurgie.

Une poutre de roulement comporte par ailleurs des appendices comme les dispositifs de liaison à l'ossature support ou les butoirs qu'il faut également concevoir et dimensionner. De façon générale, les poutres de roulement reposent sur des appuis directement reliés aux poteaux du bâtiment : soit sur des corbeaux comme illustré sur la figure 5a, soit directement sur des poteaux à baïonnette (figure 5b). Les réactions horizontales transversales de la poutre de roulement sont transmises soit directement aux poteaux, soit à travers un contreventement horizontal. Le blocage des efforts de freinage ou de tamponnement dans la direction longitudinale est obtenu dans la baie contreventée du long-pan du bâtiment [C 2 552, figure 3].

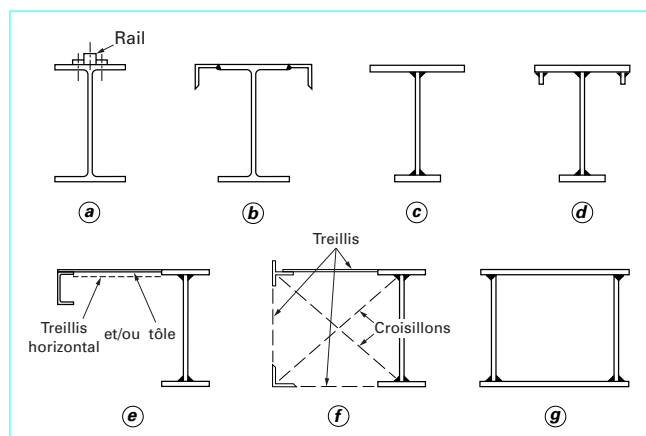


Figure 4 – Exemples de section de poutre de roulement

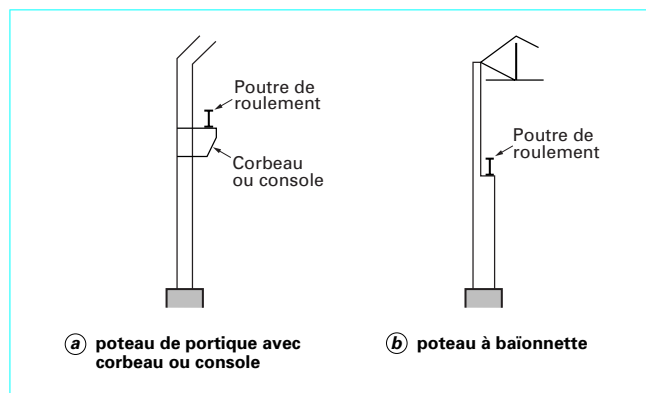


Figure 5 – Exemples de supportage des poutres de roulement

La poutre de roulement doit être munie à ses extrémités de butoirs de fin de course pour reprendre les efforts de tamponnement du pont roulant. Les butoirs comportent en général des amortisseurs qui permettent de dissiper une grande partie de l'énergie cinétique du pont roulant.

### 2.3.2 Conception et calcul d'une poutre de roulement

L'étude d'une poutre de roulement et de ses appendices requiert de nombreuses données comprenant pour les plus importantes :

- le nombre de ponts par voie ;
- l'entraxe et le type de rails ;
- la flèche admissible sur la voie de roulement ;
- les cotes d'approche transversales et longitudinales à la voie ;
- le gabarit du pont roulant ;
- les poids du pont roulant seul et de son chariot ;
- la charge utile et le coefficient dynamique à considérer ;
- le système de suspension de la charge ;
- la vitesse de translation ;
- le système de guidage du pont roulant sur les rails (galets verticaux à boudins, galets horizontaux, système unilatéral, encombrement, etc.) ;
- la longueur du sommier du pont roulant ;
- la définition de l'ensemble des charges horizontales induites par le système de guidage.



En général, au moment où démarrent les études, la seule information disponible est la charge utile que doit pouvoir lever le pont roulant. En attendant les informations du fournisseur du pont roulant qui interviennent relativement tard et du fait des contraintes liées aux délais de réalisation du projet, la poutre de roulement doit être dimensionnée et les réactions transmises aux poteaux du bâtiment définies. Sur toutes les données manquantes, le projeteur fait des hypothèses basées essentiellement sur l'expérience passée et les analogies dont il dispose. En l'absence de toute analogie, les **recommandations du CTICM** (cf. [Doc. C 2 556]) fournissent des indications fort utiles.

La **partie 5 de l'Eurocode 1**, encore à paraître sous forme de norme expérimentale, devrait fournir des règles de détermination des charges horizontales des ponts roulants correspondant à un large consensus parmi les spécialistes.

En complément des dispositions de l'EC 3-DAN, le dimensionnement et la vérification des poutres de roulement doivent être conduits dans le domaine élastique et s'appuyer sur les règles de la Fédération européenne de Manutention concernant le calcul des appareils de levage (**règles FEM 1001-1987**) pour les situations, combinaisons et critères de résistance à considérer et sur la norme française NF P 22-615 (1978) pour les flèches.

Une première règle de bonne conception exige que, dans la mesure du possible, les poutres de roulement soient des poutres isostatiques afin d'éviter les inversions de moment et donc des inversions répétées de contraintes dans les soudures, toujours néfastes pour la tenue en fatigue.

Il convient d'utiliser de l'acier S235 ou S275 car certains des critères les plus critiques pour les poutres de roulement comme la flèche, le voilement ou la fatigue ne profitent guère de la limite élastique plus élevée de l'acier S355.

Les **sections de poutre possibles** sont représentées sur la figure 4. Pour des charges faibles à modérées et des petites portées, un laminé en H simple peut être envisagé (figure 4a), renforcé éventuellement par des cornières comme sur la figure 4b. Pour des charges un peu plus importantes ou des portées allant jusqu'à environ 15 m, on peut avoir recours à une section en H reconstituée soudée simple (figure 4c) avec la semelle supérieure ayant des dimensions plus importantes que la semelle inférieure ou renforcée par des plats verticaux (figure 4d).

La solution de la figure 4e est particulièrement bien adaptée aux situations où une passerelle de circulation est prévue. Pour des charges importantes et des grandes portées, on envisagera comme sections soit des pseudo-caissons (figure 4f), soit de véritables caissons (figure 4g). Dans le cas des pseudo-caissons, la liaison entre la poutre verticale sous le rail et la poutre horizontale au voisinage du rail doit être souple afin de limiter au maximum les contraintes induites par la torsion. Pour les sections en caisson, la raideur en torsion est telle que les contraintes induites par les phénomènes de torsion mixte (torsion uniforme et torsion gênée) ne peuvent être négligées et doivent donc être évaluées.

### 2.3.3 Exemple d'une poutre de roulement

**Exemple 3** : soit une poutre de roulement devant recevoir un pont roulant ayant une charge utile de 15 t et une portée de 10 m. L'écartement des galets est de 2,35 m et la portée de la poutre de roulement est de 7 m. Les autres données ou valeurs estimées comprennent :

- poids du pont roulant = 7 t
- poids du chariot = 2 t
- cote d'approche minimale du crochet = 1,8 m
- le coefficient dynamique  $\Psi = 1,15$
- rail de type A55

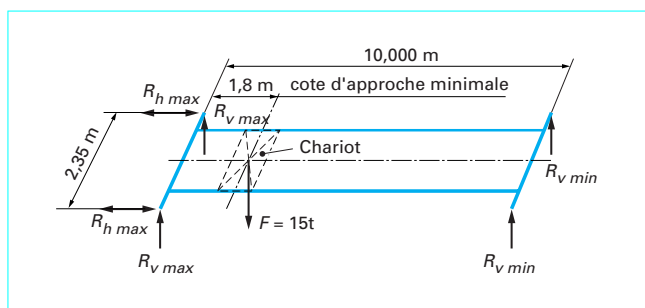


Figure 6 – Exemple de pont roulant de 15 t

Il résulte de ces données que la réaction statique maximale sur galet  $R_{vmax}$  est obtenue (figure 6) par :

$$2R_{vmax} = 7 \times 0,5 + 15 \times \frac{8,2}{10} + 2 \times \frac{8,2}{10} = 17,44 \text{ t}$$

d'où

$$R_{vmax} = 8720 \text{ daN}$$

On considère que la réaction horizontale transversale au rail  $R_{hmax}$  représente forfaitairement 10 % de la réaction verticale et est concomitante avec celle-ci d'où  $R_{hmax} = R_{vmax}/10 = 872 \text{ daN}$ . On considérera également, suivant l'usage classique que les galets sont excentrés par rapport à l'âme de la section du quart de la largeur du rail soit de  $55/4 = 13,75 \text{ mm}$ .

La section retenue *a priori* est un HEA 400 renforcé par deux cornières de  $80 \times 80 \times 8$  dont les caractéristiques nécessaires aux vérifications sont données sur la figure 7a. L'acier est du S275 de marque NF ;  $f_y = 26,5 \text{ daN/mm}^2$  (épaisseur > 16 mm) et  $\gamma_{M0} = 1,0$ .

Le dimensionnement doit s'effectuer dans le domaine élastique ; par conséquent, les calculs de résistance peuvent être conduits en contraintes, ce qui permet de discriminer les différentes zones critiques de la section. Les contraintes évaluées ici sont les contraintes maximales sur la semelle supérieure  $\sigma_s$  et sur la semelle inférieure  $\sigma_i$ . Elles sont évaluées d'abord successivement pour chaque action élémentaire puis ensuite combinées.

**Action du poids propre.** On considère :

- le poids propre de la section composée est de  $144,3 \text{ daN/m}$  ;
- le poids propre du rail A55 est de  $32,0 \text{ daN/m}$  ;
- une provision pour divers de  $13,7 \text{ daN/m}$  ;

soit une charge répartie totale  $g = 190 \text{ daN/m}$ .

Le moment résultant est :

$$M_g = \frac{190 \times 7^2}{8} = 1163,75 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

d'où

$$\sigma_{sg} = \frac{1163,75}{2961} = 0,393 \text{ daN/mm}^2$$

$$\sigma_{ig} = \frac{1163,75}{2353} = 0,495 \text{ daN/mm}^2$$

**Action verticale des charges roulantes.** Le théorème de Barré permet de positionner les galets sur la poutre de façon à obtenir le moment fléchissant maximal (figure 7b).

Le moment résultant est :

$$M_{qv} = 7256,5 \times 2,9125 \times 1,15 = 24305 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

d'où

$$\sigma_{sqv} = \frac{24305}{2961} = 8,21 \text{ daN/mm}^2$$

$$\sigma_{iqv} = \frac{24305}{2353} = 10,33 \text{ daN/mm}^2$$

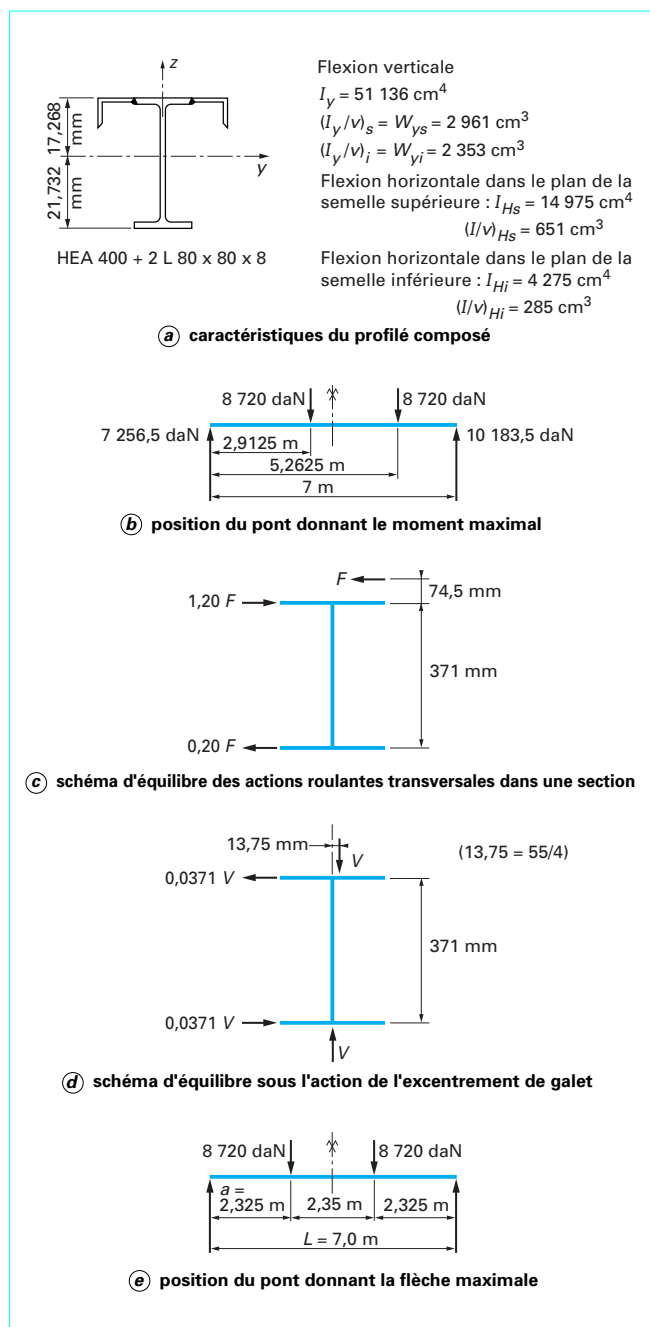


Figure 7 – Exemple de poutre de roulement

**Action horizontale des charges roulantes.** Les efforts horizontaux s'appliquent comme indiqué sur la figure 7c. Le théorème de Barré s'applique également et on en déduit :

$$M_{ghs} = (7\,256,5/10) \times 2,912\,5 \times 1,20 = 2\,536\text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$\text{d'où } \sigma_{sqh} = \frac{2\,536}{651} = 3,90\text{ daN/mm}^2$$

$$M_{ghi} = (7\,256,5/10) \times 2,912\,5 \times 0,20 = 423\text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$\text{d'où } \sigma_{iqh} = \frac{423}{285} = 1,48\text{ daN/mm}^2$$

**Action de l'excentrement des charges.** L'équilibre de la section sous l'effet de l'excentrement est illustré sur la figure 7d. On en déduit :

$$M_{qes} = M_{qei} = 7\,256,5 \times 2,912\,5 \times 0,037\,1 \times 1,15 = 901,7\text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$\text{d'où } \sigma_{sqe} = \frac{901,7}{651} = 1,385\text{ daN/mm}^2$$

$$\sigma_{iqe} = \frac{901,7}{285} = 3,164\text{ daN/mm}^2$$

**Combinaison des contraintes.** Les contraintes totales sont obtenues par combinaison des contraintes élémentaires pondérées par les coefficients partiels de sécurité adéquats et on vérifie que :

$$\begin{aligned} \sigma_s &= 1,35 \sigma_{sg} + 1,5 (\sigma_{sqv} + \sigma_{sqh} + \sigma_{sqe}) \\ &= 1,35 \times 0,393 + 1,5 (8,21 + 3,90 + 1,385) \\ &= 20,77\text{ daN/mm}^2 < f_y/\gamma_{M0} = 26,5\text{ daN/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_i &= 1,35 \sigma_{si} + 1,5 (\sigma_{iqv} + \sigma_{iqh} + \sigma_{iqe}) \\ &= 1,35 \times 0,495 + 1,5 (10,33 + 1,48 + 3,164) \\ &= 23,13\text{ daN/mm}^2 < f_y/\gamma_{M0} = 26,5\text{ daN/mm}^2 \end{aligned}$$

**Flèche verticale.** La position du pont roulant sur la poutre donnant la flèche maximale  $\delta_2$  est indiquée sur la figure 7e. Les formules de résistance des matériaux [3] [4] donnent pour cette configuration :

$$\delta_2 = \frac{1}{6} \frac{F(Q)\ell^3}{EI_y} \left[ \frac{3a}{4L} - \left( \frac{a}{L} \right)^3 \right] = 9,86\text{ mm}$$

Sous l'effet du poids propre, la flèche vaut :

$$\delta_1 = \frac{5}{384} \frac{gL^4}{EI_y} = 0,55\text{ mm}$$

Il en résulte que :

$$\delta_{max} = \delta_1 + \delta_2 = 10,4\text{ mm} = \frac{L}{672} < \frac{L}{600}$$

**Flèche horizontale au niveau de la semelle supérieure.** La position du pont roulant sur la poutre donnant la flèche maximale  $\delta_{2h}$  est identique à celle de la flèche verticale ci-dessus. On en déduit :

$$\delta_{2h} = \delta_2 \times \frac{51\,136}{14\,975} \times \left( \frac{1,20}{10} + 0,037\,1 \right) = 5,3\text{ mm} = \frac{L}{1\,323} < \frac{L}{600}$$