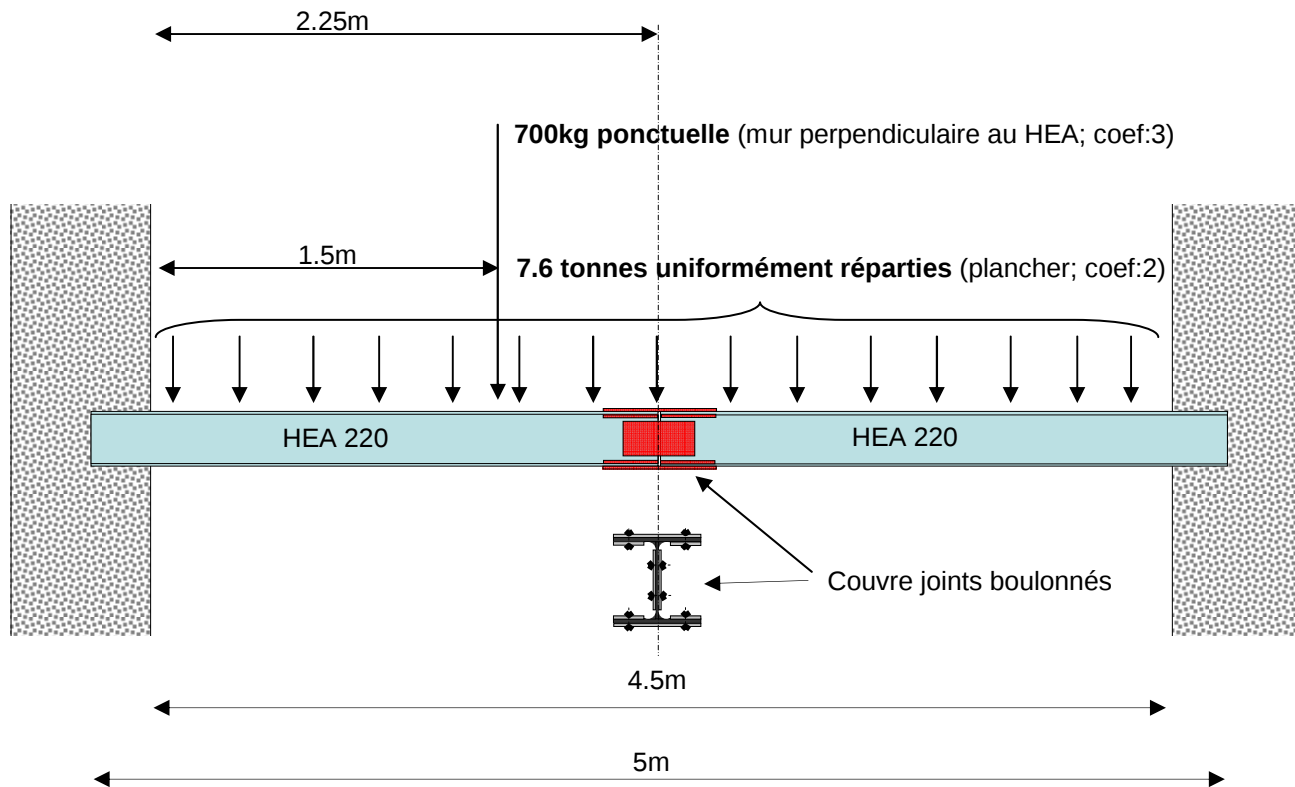


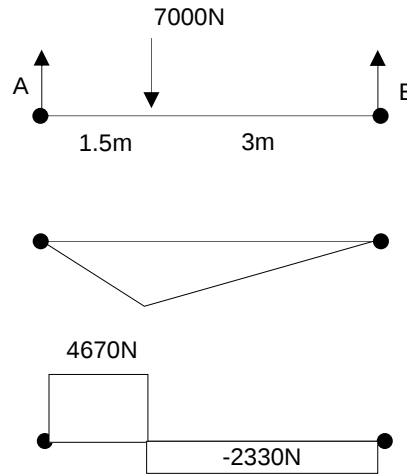
mon projet.



Le Projet: Abouter deux HEA (afin de pouvoir les manipuler en espace exigu) de telle sorte que l'ensemble supporte les charges ci-dessus

mon projet
extrapolé.

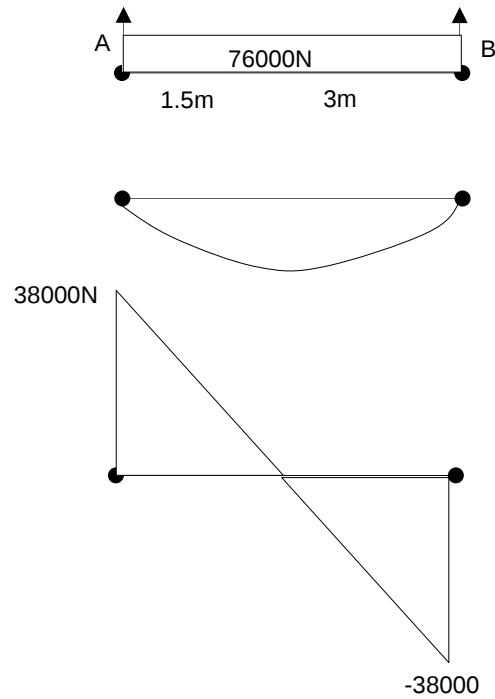
cloison



$$\begin{aligned} \text{Moment(max)} &= 1.5 \times 7000 = 10.50 \text{ kNm} \\ B \times 4.5 &= 7000 \times 1.5 \rightarrow B = 7000 \times 1.5 / 4.5 = 2330 \text{ N} \\ A &= 7000 - 2330 = 4670 \text{ N} \end{aligned}$$

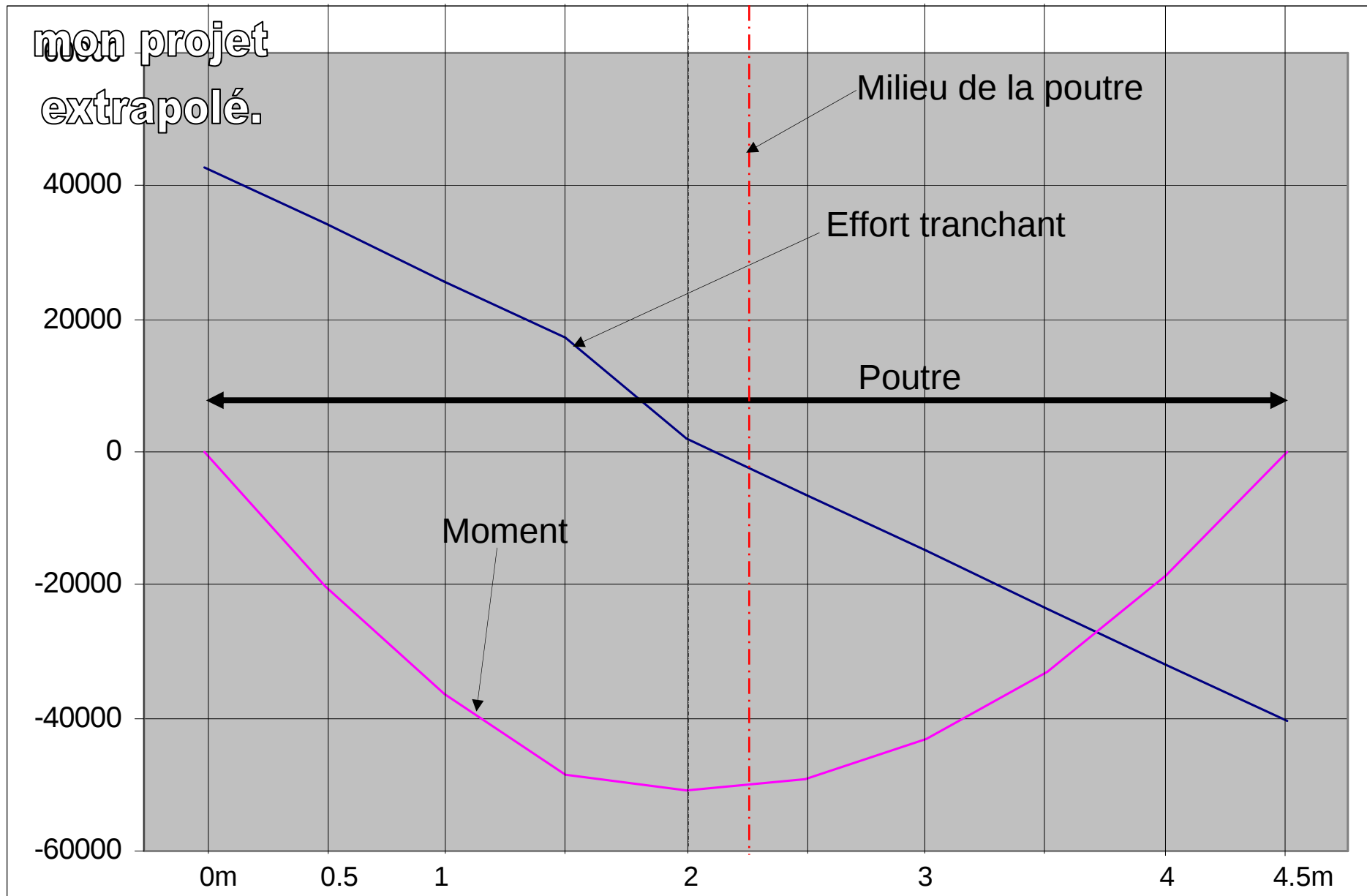
Effort Tranchant

plancher



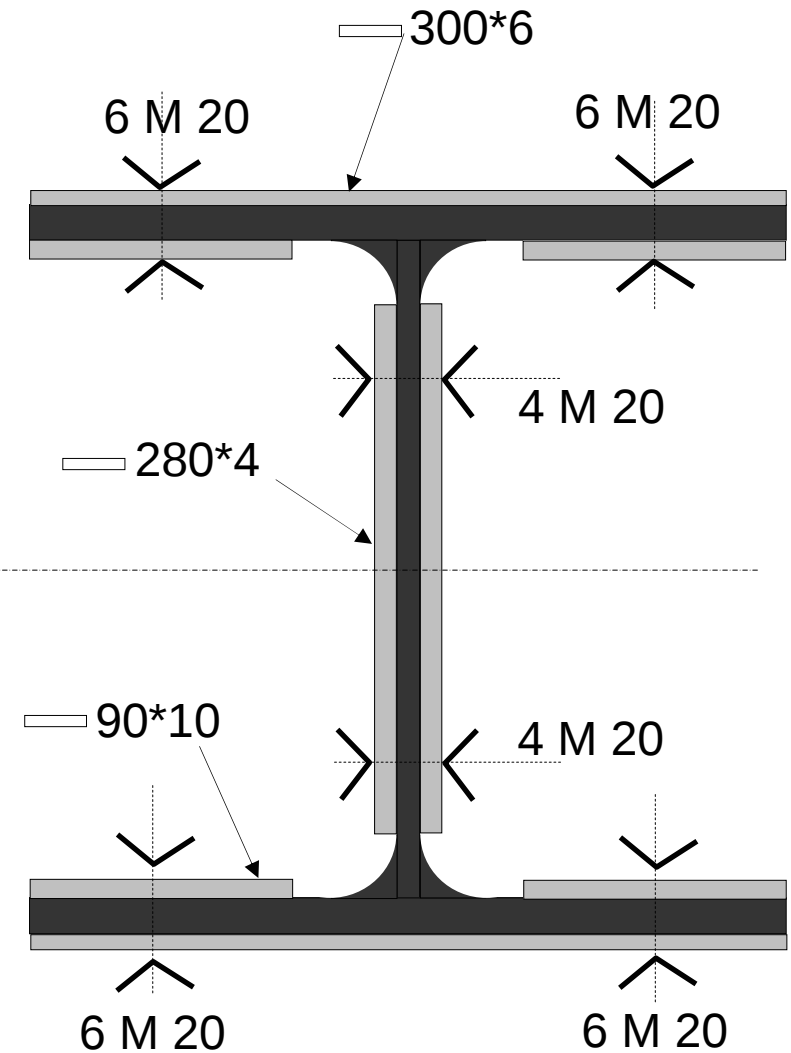
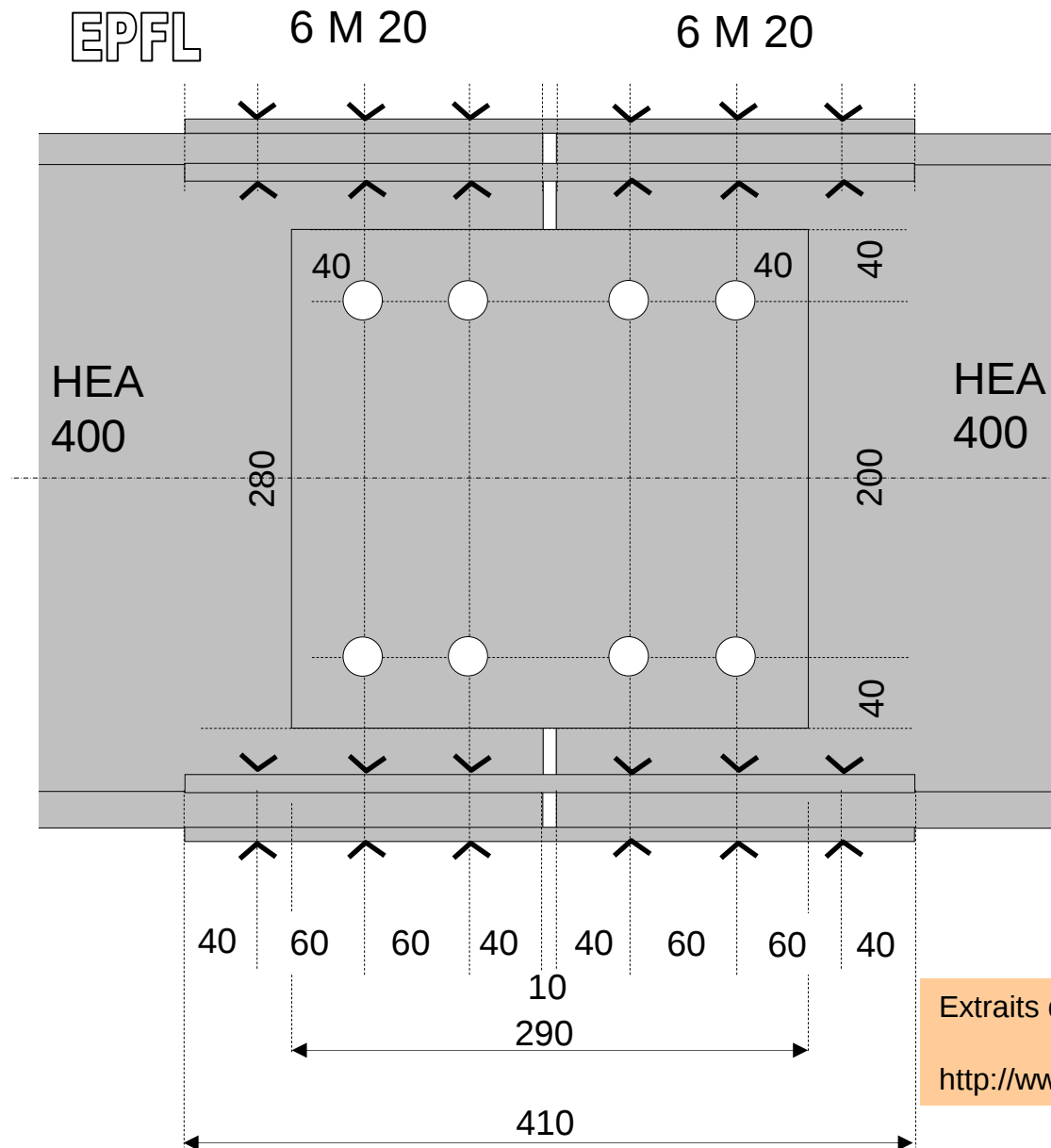
$$\text{Moment(max)} = 76000 \times 4.5 / 8 = 42.75 \text{ kNm}$$

Effort Tranchant



example

$M_d=250\text{kNm}$, $V_d=200\text{kN}$

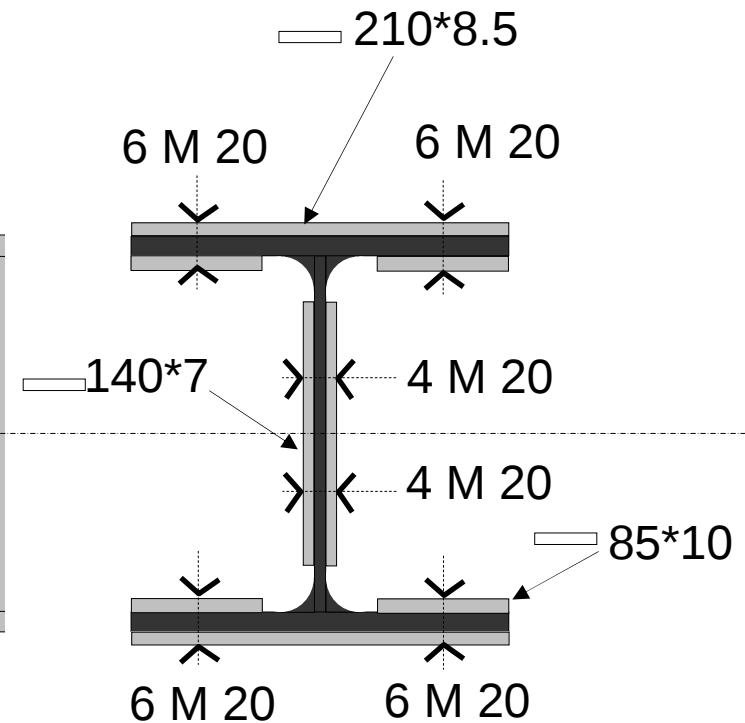
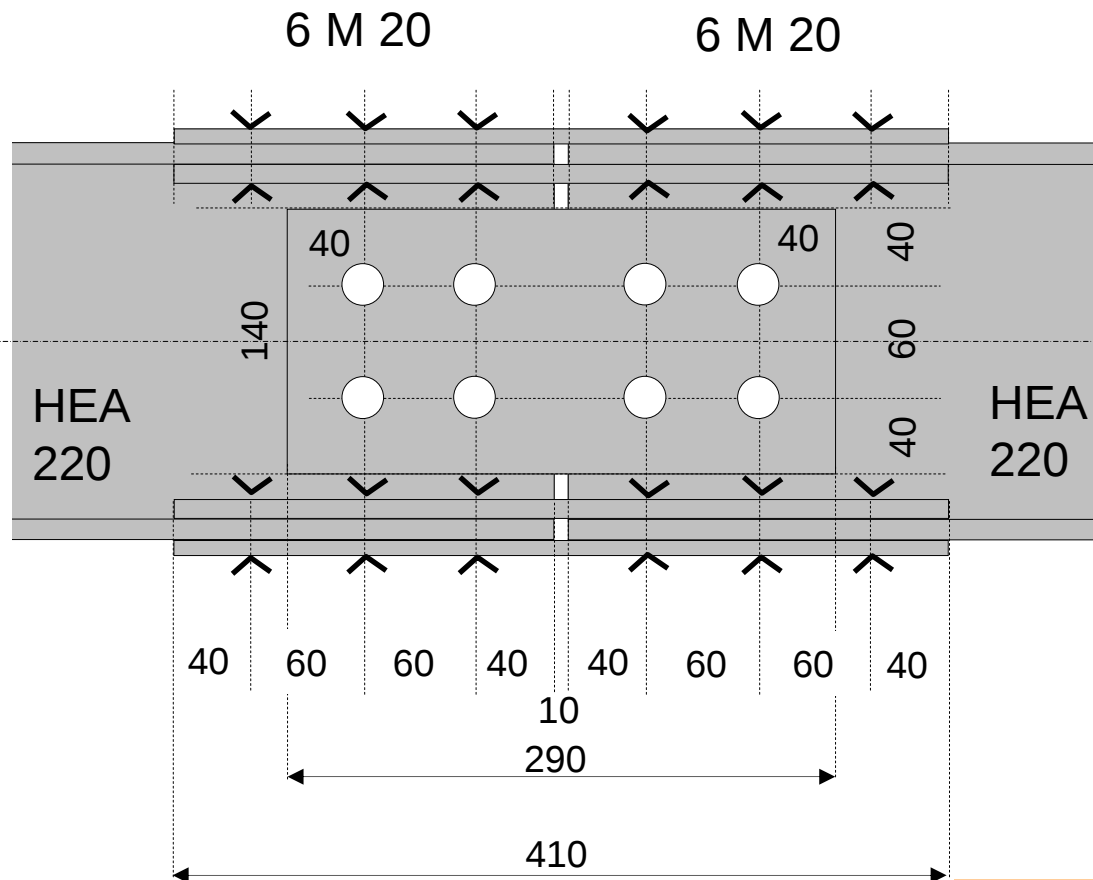


Extraits de Constructions Metalliques (§9.3 page 364)

<http://www.fichier-pdf.fr/2014/05/22/construction-mEtallique-old1/>

Hypothèses du projet: $M_d=51\text{kNm}$, $V_d=2\text{kN}$

mon projet
extrapolé.



Projet extrapolé de l'exemple 9.3 de «Constructions métalliques»

- Vérification à la pression latérale :

La pince à prendre en compte correspond à la pince maximale (§ 8.5.1), à savoir $e_1 = 3d = 60$ mm. Avec la valeur de la pression latérale L_R sur l'aile de la colonne d'épaisseur 12.5 mm obtenue avec les valeurs maximales du tableau 8.32, on peut vérifier que la résistance à la pression latérale est également satisfaite :

$$L_R = 17.3 \text{ kN/mm} \cdot 12.5 \text{ mm} = 216 \text{ kN}$$

$$V_d = 260 \text{ kN} \leq \frac{2 L_R}{\gamma_R} = \frac{2 \cdot 216 \text{ kN}}{1.1} = 393 \text{ kN}$$

Plaque frontale

Les boulons sont arrangés de telle sorte que les valeurs usuelles des pincés (tab. 8.10) sont respectées.

La vérification de la plaque frontale peut se faire avec le modèle illustré à la figure 9.15, où l'on admet que la partie débordante de la plaque frontale est encastree au niveau de la face extérieure de l'aile supérieure de la poutre (les tables SZS C9.1 [9.2] utilisent un même modèle mais avec une position de l'encastrement légèrement différente).

Si l'on désire exclure la ruine de l'assemblage par flexion de la plaque frontale, celle-ci doit pouvoir être sollicitée, par chaque boulon, par une force correspondant à sa résistance à la traction T_R . En comparant la sollicitation de la plaque frontale à sa résistance à la flexion, on doit vérifier la relation suivante :

$$2 T_R \cdot 42 \text{ mm} - H \cdot 82 \text{ mm} \leq M_R$$

Si l'on admet (§ 9.4.3) que la force de levier $H = 0.30 \cdot 2 T_R$, la sollicitation de la plaque frontale vaut :

$$2 T_R \cdot 42 \text{ mm} - H \cdot 82 \text{ mm} = 2 \cdot 196 \text{ kN} \cdot 0.042 \text{ m} - 0.3 \cdot 2 \cdot 196 \text{ kN} \cdot 0.082 \text{ m} = 6.82 \text{ kNm}$$

tandis que son moment plastique vaut, avec une épaisseur $t_1 = 30$ mm et une largeur $2c = 160$ mm :

$$M_R = \frac{2c t_1^2}{4} f_y = \frac{160 \text{ mm} \cdot (30 \text{ mm})^2}{4} \cdot 235 \text{ N/mm}^2 = 8.46 \cdot 10^6 \text{ Nmm} = 8.46 \text{ kNm}$$

Remarquons que les tables SZS C9.1 [9.2] déterminent cette résistance à la flexion avec une contrainte égale à $0.8f_u$ au lieu de f_y .

La comparaison entre la sollicitation de la plaque frontale et sa résistance à la flexion montre que son épaisseur de 30 mm est suffisante :

$$6.82 \text{ kNm} \leq M_R = 8.46 \text{ kNm}$$

On remarque que le facteur de résistance γ_R n'a pas besoin d'être pris en compte dans cette vérification. Cela provient du fait que ce qui est appelé ici sollicitation (la partie gauche de la vérification) n'est pas dû à une action, mais dépend d'une résistance (en l'occurrence la résistance à la traction T_R des boulons).

Exemple 9.3 Joint de poutre avec couvre-joints

Soit le joint de poutre boulonné en acier Fe E 235 réalisé à l'aide de couvre-joints d'âme et d'ailes (boulons M 20 en acier 4.6) défini à la figure 9.16. Il doit transmettre entre les deux poutres HEA 400 un moment de flexion M_d et un effort tranchant V_d .

Vérifier cet assemblage afin de garantir la transmission de ces efforts dont les valeurs de dimensionnement valent respectivement $M_d = 250$ kNm et $V_d = 200$ kN.

Transmission des efforts

On effectuera un calcul plastique de l'assemblage en admettant que le moment de flexion est entièrement transmis dans les ailes du profilé. La valeur de dimensionnement de la force F due à la décomposition du moment de flexion est donnée par :

$$F_d = \frac{M_d}{b} = \frac{250 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{371 \text{ mm}} = 674 \cdot 10^3 \text{ N} = 674 \text{ kN}$$

On admettra que l'effort tranchant est repris quant à lui uniquement par l'âme du profilé.

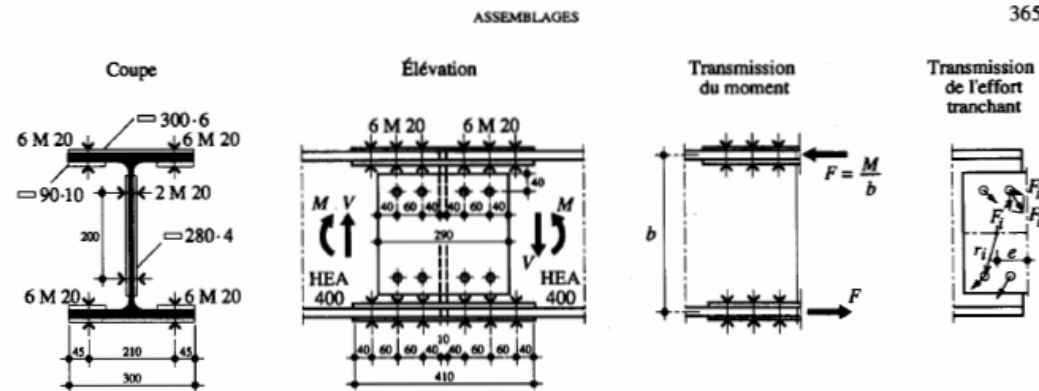


Fig. 9.16 Joint de poutre avec couvre-joints.

On vérifiera tout d'abord que ce modèle de calcul est réaliste en contrôlant si l'assemblage des ailes est suffisant (boulons et couvre-joints, ces derniers étant déterminants par rapport aux ailes de la poutre). On vérifiera ensuite les couvre-joints et les boulons d'âme.

Boulons d'aile

L'effort dans chaque aile étant transmis par trois couvre-joints (un à l'extérieur du profilé, deux à l'intérieur), chaque boulon est cisailé dans deux sections. Étant donné que le couvre-joint extérieur a une surface égale à celle des deux couvre-joints intérieurs, les deux sections cisillées de chaque boulon sont sollicitées de la même manière. Au cas où cette égalité de surface ne serait pas satisfaite, une modélisation adéquate devrait alors être faite.

Sachant que la résistance d'une section cisillée d'un boulon M 20 en acier 4.6 vaut $V_R = 63 \text{ kN}$ (tab. 8.32), on peut vérifier que les boulons d'aile sont suffisants (en raisonnant par rapport aux 12 sections cisillées) :

$$\frac{F_d}{12} = \frac{674 \text{ kN}}{12} = 56.2 \text{ kN} \leq \frac{V_R}{\gamma_R} = \frac{63 \text{ kN}}{1.1} = 57.3 \text{ kN}$$

Couvre-joint d'aile

- Dispositions de construction :

La largeur des couvre-joints est limitée par les dimensions du profilé, soit $2c = 300 \text{ mm}$ pour le couvre-joint extérieur. Quant à la largeur des couvre-joints intérieurs, elle est limitée par l'épaisseur de l'âme et par les congés de raccordement, d'où une largeur maximale de 117 mm ; une largeur de 90 mm est donc possible.

Étant donné que les pinces et écartements des boulons correspondent aux valeurs usuelles (tab. 8.10), les dispositions de construction sont respectées.

- Vérification de la pression latérale :

La résistance à la pression latérale L_R déterminante se rapporte aux couvre-joints extérieurs d'aile (de plus faible épaisseur que les couvre-joints intérieurs) et vaut, par boulon et par surface de contact, en utilisant les valeurs usuelles du tableau 8.33 :

$$L_R = 11.6 \text{ kN/mm} \cdot 6 \text{ mm} = 69.6 \text{ kN}$$

La vérification de la résistance à la pression latérale des couvre-joints extérieurs d'aile permet donc de s'assurer que l'épaisseur des couvre-joints est suffisante :

$$\frac{F_d}{12} = \frac{674 \text{ kN}}{12} = 56.2 \text{ kN} \leq \frac{L_R}{\gamma_R} = \frac{69.6 \text{ kN}}{1.1} = 63.3 \text{ kN}$$

Avec deux sections cisailées par boulons, la vérification de la résistance des boulons montre qu'ils sont suffisants :

$$\frac{\max(F_{dt})}{2} = \frac{69.2 \text{ kN}}{2} = 34.6 \text{ kN} \leq \frac{V_R}{\gamma_R} = \frac{63 \text{ kN}}{1.1} = 57.3 \text{ kN}$$

Couvre-joints d'âme

Etant donné que l'épaisseur de l'âme de la poutre est supérieure à l'épaisseur cumulée des deux couvre-joints, c'est la résistance de ces derniers qui est déterminante. Il faut donc les vérifier au cisaillement (section brute) et à la pression latérale.

- Cisaillement d'un couvre-joint :

Avec la contrainte limite élastique de cisaillement $\tau_y = f_y / \sqrt{3} = 135 \text{ N/mm}^2$ et l'aire d'un couvre-joint $A = 280 \text{ mm} \cdot 4 \text{ mm} = 1120 \text{ mm}^2$, on a :

$$\frac{V_d}{2} = \frac{200 \text{ kN}}{2} = 100 \text{ kN} \leq \frac{V_R}{\gamma_R} = \frac{\tau_y A}{\gamma_R} = \frac{135 \text{ N/mm}^2 \cdot 1120 \text{ mm}^2}{1.1} = 137 \cdot 10^3 \text{ N} = 137 \text{ kN}$$

- Pression latérale :

Avec la résistance ultime à la pression latérale L_R obtenue avec les valeurs usuelles du tableau 8.33, on peut vérifier que l'épaisseur de 4 mm des couvre-joints d'âme est suffisante :

$$L_R = 11.6 \text{ kN/mm} \cdot 4 \text{ mm} = 46.4 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{dl}}{2} = \frac{69.4 \text{ kN}}{2} = 34.7 \text{ kN} \leq \frac{L_R}{\gamma_R} = \frac{46.4 \cdot 10^3 \text{ N}}{1.1} = 42.2 \cdot 10^3 \text{ N} = 42.2 \text{ kN}$$

Les dimensions des couvre-joints d'âme indiquées à la figure 9.16 satisfont ainsi les exigences liées aux dispositions de construction et à la résistance.

Références

- [9.1] PICARD, A., BEAULIEU, D., *Calcul des charpentes en acier*, Institut canadien de la construction en acier, Willowdale, 1991.
- [9.2] SZS C9.1, *La construction métallique*, SZS Centre suisse de la construction métallique, Zurich, 1983.

- Vérification de la section brute :

La section brute ainsi que la résistance correspondante des couvre-joints extérieurs d'ailes valent respectivement (8.11 a) (calculs identiques pour les couvre-joints intérieurs d'ailes) :

$$A = 300 \text{ mm} \cdot 6 \text{ mm} = 1800 \text{ mm}^2$$

$$F_R = f_y A = 235 \text{ N/mm}^2 \cdot 1800 \text{ mm}^2 = 423 \cdot 10^3 \text{ N} = 423 \text{ kN}$$

On constate que la section brute des couvre-joints d'ailes est suffisante :

$$F_d = \frac{674 \text{ kN}}{2} = 337 \text{ kN} \leq \frac{F_R}{\gamma_R} = \frac{423 \text{ kN}}{1.1} = 385 \text{ kN}$$

- Vérification de la section nette (déterminante pour les couvre-joints intérieurs d'ailes) :

Une démarche semblable permet de s'assurer que la section nette des couvre-joints extérieurs d'ailes est également suffisante (8.11 b) :

$$A_n = 1800 \text{ mm}^2 - 2 \cdot 22 \text{ mm} \cdot 10 \text{ mm} = 1360 \text{ mm}^2$$

$$F_{Rn} = 0.8 f_u A_n = 0.8 \cdot 360 \text{ N/mm}^2 \cdot 1360 \text{ mm}^2 = 391.7 \cdot 10^3 \text{ N} = 392 \text{ kN}$$

$$F_d = \frac{674 \text{ kN}}{2} = 337 \text{ kN} \leq \frac{F_{Rn}}{\gamma_R} = \frac{392 \text{ kN}}{1.1} = 356 \text{ kN}$$

Les dimensions des couvre-joints d'ailes indiquées à la figure 9.16 satisfont ainsi les exigences liées aux dispositions de construction et à la résistance.

Boulons d'âme

- Dispositions de construction :

La géométrie de l'assemblage est donnée par des considérations pratiques sur les dimensions de la poutre et la disposition des boulons. Pour des raisons d'uniformité, ces boulons sont identiques à ceux qui sont utilisés pour l'assemblage des ailes. Ils sont également cisailés en deux sections. Comme auparavant, il est nécessaire de s'assurer que les dispositions de construction sont respectées.

La hauteur maximale des couvre-joints d'âme est donnée par la hauteur de l'âme entre les congés de raccordement, soit $h_1 = 298 \text{ mm}$. Une hauteur de couvre-joints $h = 280 \text{ mm}$ satisfait donc ce critère.

La largeur du couvre-joint correspond aux valeurs usuelles des pinces et des écartements des boulons. Dans le cas présent elle vaut en effet : $2 (40 \text{ mm} + 60 \text{ mm} + 40 \text{ mm}) + 10 \text{ mm} = 290 \text{ mm}$.

- Détermination du moment d'excentricité :

L'excentricité de V_d par rapport au centre de gravité du groupe de boulons crée un moment d'excentricité M_e dont la valeur de dimensionnement vaut :

$$M_{de} = V_d e, \text{ avec } e = (60 \text{ mm} / 2) + 40 \text{ mm} + (10 \text{ mm} / 2) = 75 \text{ mm}$$

$$M_{de} = 200 \cdot 10^3 \text{ N} \cdot 75 \text{ mm} = 15 \cdot 10^6 \text{ Nmm} = 15 \text{ kNm}$$

- Sollicitations des boulons :

Chaque boulon est sollicité par les forces F_i' (due à l'effort tranchant V) et F_i'' (due au moment d'excentricité M_e) définies par (9.1) et (9.2). Leurs valeurs de dimensionnement valent respectivement :

$$F_{di}' = \frac{V_d}{4} = \frac{200 \text{ kN}}{4} = 50.0 \text{ kN}$$

$$F_{di}'' = \frac{M_{de} r_i}{\sum r_i^2}$$

La géométrie de l'assemblage donne pour chaque boulon $r_i = \sqrt{100^2 + 30^2} = 104 \text{ mm}$, d'où :

$$F_{di}'' = \frac{15 \cdot 10^6 \text{ Nmm} \cdot 104 \text{ mm}}{4 \cdot (104 \text{ mm})^2} = 35.4 \cdot 10^3 \text{ N} = 35.4 \text{ kN}$$

La somme vectorielle permet d'obtenir l'effort résultant pour le boulon le plus sollicité, ce qui donne numériquement :

$$\max(F_{di}) = 69.2 \text{ kN}$$

mon projet
extrapolé.

* Vérification à la pression latérale :

La pince à prendre en compte correspond à la pince maximale (§ 8.5.1), à savoir $e_1 = 3d = 60$ mm. Avec la valeur de la pression latérale L_R sur l'aile de la colonne d'épaisseur 12.5 mm obtenue avec les valeurs maximales du tableau 8.32, on peut vérifier que la résistance à la pression latérale est également satisfaite :

$$L_R = 17.3 \text{ kN/mm} \cdot 12.5 \text{ mm} = 216 \text{ kN}$$

$$V_d = 280 \text{ kN} \leq \frac{2 L_R}{\gamma_R} = \frac{2 \cdot 216 \text{ kN}}{1.1} = 393 \text{ kN}$$

Plaque frontale

Les boulons sont arrangés de telle sorte que les valeurs usuelles des pincées (tab. 8.10) sont respectées.

La vérification de la plaque frontale peut se faire avec le modèle illustré à la figure 9.15, où l'on admet que la partie débordante de la plaque frontale est encastree au niveau de la face extérieure de l'aile supérieure de la poutre (les tables SZS C9.1 [9.2] utilisent un même modèle mais avec une position de l'encastrement légèrement différente).

Si l'on désire exclure la ruine de l'assemblage par flexion de la plaque frontale, celle-ci doit pouvoir être sollicitée, par chaque boulon, par une force correspondant à sa résistance à la traction T_R . En comparant la sollicitation de la plaque frontale à sa résistance à la flexion, on doit vérifier la relation suivante :

$$2 T_R \cdot 42 \text{ mm} - H \cdot 82 \text{ mm} \leq M_R$$

Si l'on admet (§ 9.4.3) que la force de levier $H = 0.30 \cdot 2 T_R$, la sollicitation de la plaque frontale vaut :

$$2 T_R \cdot 42 \text{ mm} - H \cdot 82 \text{ mm} = 2 \cdot 196 \text{ kN} \cdot 0.042 \text{ m} - 0.3 \cdot 2 \cdot 196 \text{ kN} \cdot 0.082 \text{ m} = 6.82 \text{ kNm}$$

tandis que son moment plastique vaut, avec une épaisseur $t_1 = 30$ mm et une largeur $2c = 160$ mm :

$$M_R = \frac{2c t_1^2}{4} f_y = \frac{160 \text{ mm} \cdot (30 \text{ mm})^2}{4} \cdot 235 \text{ N/mm}^2 = 8.46 \cdot 10^6 \text{ Nmm} = 8.46 \text{ kNm}$$

Remarquons que les tables SZS C9.1 [9.2] déterminent cette résistance à la flexion avec une contrainte égale à $0.8 f_u$ au lieu de f_y .

La comparaison entre la sollicitation de la plaque frontale et sa résistance à la flexion montre que son épaisseur de 30 mm est suffisante :

$$6.82 \text{ kNm} \leq M_R = 8.46 \text{ kNm}$$

On remarque que le facteur de résistance γ_R n'a pas besoin d'être pris en compte dans cette vérification. Cela provient du fait que ce qui est appelé ici sollicitation (la partie gauche de la vérification) n'est pas dû à une action, mais dépend d'une résistance (en l'occurrence la résistance à la traction T_R des boulons).

Exemple 9.3 Joint de poutre avec couvre-joints

Soit le joint de poutre boulonné en acier Fe E 235 réalisé à l'aide de couvre-joints d'âme et d'ailes (boulons M 20 en acier 4.6) défini à la figure 9.16. Il doit transmettre entre les deux poutres HEA220 un moment de flexion M et un effort tranchant V .

Vérifier cet assemblage afin de garantir la transmission de ces efforts dont les valeurs de dimensionnement valent respectivement $M_d = 51 \text{ kNm}$ et $V_d = 2 \text{ kN}$. (Voir courbes graphiques page 3/13)

Transmission des efforts

On effectuera un calcul plastique de l'assemblage en admettant que le moment de flexion est entièrement transmis dans les ailes du profilé. La valeur de dimensionnement de la force F due à la décomposition du moment de flexion est donnée par :

$$F_d = \frac{M_d}{b} = \frac{51 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{209 \text{ mm}} = 244 \cdot 10^3 \text{ N} = 244 \text{ kN}$$

On admettra que l'effort tranchant est repris quant à lui uniquement par l'âme du profilé.

mon projet
extrapolé.

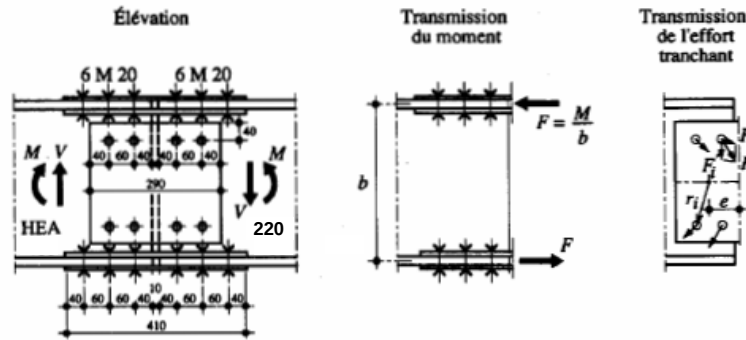
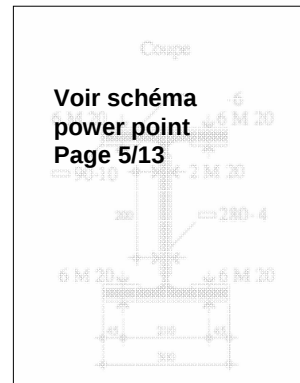


Fig. 9.16 Joint de poutre avec couvre-joints.

On vérifiera tout d'abord que ce modèle de calcul est réaliste en contrôlant si l'assemblage des ailes est suffisant (boulons et couvre-joints, ces derniers étant déterminants par rapport aux ailes de la poutre). On vérifiera ensuite les couvre-joints et les boulons d'âme.

Boulons d'aile

L'effort dans chaque aile étant transmis par trois couvre-joints (un à l'extérieur du profilé, deux à l'intérieur), chaque boulon est cisailé dans deux sections. Étant donné que le couvre-joint extérieur a une surface égale à celle des deux couvre-joints intérieurs, les deux sections cisillées de chaque boulon sont sollicitées de la même manière. Au cas où cette égalité de surface ne serait pas satisfaite, une modélisation adéquate devrait alors être faite.

Sachant que la résistance d'une section cisillée d'un boulon M 20 en acier 4.6 vaut $V_R = 63 \text{ kN}$ (tab. 8.32), on peut vérifier que les boulons d'aile sont suffisants (en raisonnant par rapport aux 12 sections cisillées) :

$$\frac{F_d}{12} = \frac{244 \text{ kN}}{12} = 20.33 \text{ kN} \leq \frac{V_R}{\gamma_R} = \frac{63 \text{ kN}}{1.1} = 57.3 \text{ kN}$$

Couvre-joint d'aile

- Dispositions de construction :

La largeur des couvre-joints est limitée par les dimensions du profilé, soit $2c = 200 \text{ mm}$ pour le couvre-joint extérieur. Quant à la largeur des couvre-joints intérieurs, elle est limitée par l'épaisseur de l'âme et par les congés de raccordement, d'où une largeur maximale de 88.5 mm ; une largeur de 85 mm est donc possible.

Étant donné que les pinces et écartements des boulons correspondent aux valeurs usuelles (tab. 8.10), les dispositions de construction sont respectées.

- Vérification de la pression latérale :

La résistance à la pression latérale L_R déterminante se rapporte aux couvre-joints extérieurs d'aile (de plus faible épaisseur que les couvre-joints intérieurs) et vaut, par boulon et par surface de contact, en utilisant les valeurs usuelles du tableau 8.33 :

$$L_R = 11.6 \text{ kN/mm} \cdot 8 \text{ mm} = 92.8 \text{ kN}$$

La vérification de la résistance à la pression latérale des couvre-joints extérieurs d'aile permet donc de s'assurer que l'épaisseur des couvre-joints est suffisante :

$$\frac{F_d}{12} = \frac{244 \text{ kN}}{12} = 20.33 \text{ kN} \leq \frac{L_R}{\gamma_R} = \frac{92.8 \text{ kN}}{1.1} = 84.36 \text{ kN}$$

mon projet
extrapolé.

- Vérification de la section brute :

La section brute ainsi que la résistance correspondante des couvre-joints extérieurs d'ailes valent respectivement (8.11 a) (calculs identiques pour les couvre-joints intérieurs d'ailes) :

$$A = 220 \text{ mm} \cdot 8 \text{ mm} = 1760 \text{ mm}^2$$

$$F_R = f_y A = 235 \text{ N/mm}^2 \cdot 1760 \text{ mm}^2 = 413 \cdot 10^3 \text{ N} = 413 \text{ kN}$$

On constate que la section brute des couvre-joints d'ailes est suffisante :

$$F_d = \frac{244 \text{ kN}}{2} = 122 \text{ kN} \leq \frac{F_R}{\gamma_R} = \frac{413 \text{ kN}}{1.1} = 375 \text{ kN}$$

- Vérification de la section nette (déterminante pour les couvre-joints intérieurs d'ailes) :

Une démarche semblable permet de s'assurer que la section nette des couvre-joints extérieurs d'ailes est également suffisante (8.11 b) :

$$A_n = 1760 \text{ mm}^2 - 2 \cdot 22 \text{ mm} \cdot 10 \text{ mm} = 1320 \text{ mm}^2$$

$$F_{Rn} = 0.8 f_u A_n = 0.8 \cdot 360 \text{ N/mm}^2 \cdot 1320 \text{ mm}^2 = 380.16 \cdot 10^3 \text{ N} = 380.16 \text{ kN}$$

$$F_d = \frac{244 \text{ kN}}{2} = 122 \text{ kN} \leq \frac{F_{Rn}}{\gamma_R} = \frac{380.16 \text{ kN}}{1.1} = 345.6 \text{ kN}$$

Les dimensions des couvre-joints d'ailes indiquées à la figure 9.16 satisfont ainsi les exigences liées aux dispositions de construction et à la résistance.

Boulons d'âme

- Dispositions de construction :

La géométrie de l'assemblage est donnée par des considérations pratiques sur les dimensions de la poutre et la disposition des boulons. Pour des raisons d'uniformité, ces boulons sont identiques à ceux qui sont utilisés pour l'assemblage des ailes. Ils sont également cisailés en deux sections. Comme auparavant, il est nécessaire de s'assurer que les dispositions de construction sont respectées.

La hauteur maximale des couvre-joints d'âme est donnée par la hauteur de l'âme entre les congés de raccordement, soit $h_1 = 152 \text{ mm}$. Une hauteur de couvre-joints $h = 140 \text{ mm}$ satisfait donc ce critère.

La largeur du couvre-joint correspond aux valeurs usuelles des pinces et des écartements des boulons. Dans le cas présent elle vaut en effet : $2 (40 \text{ mm} + 60 \text{ mm} + 40 \text{ mm}) + 10 \text{ mm} = 290 \text{ mm}$.

- Détermination du moment d'excentricité :

L'excentricité de V_d par rapport au centre de gravité du groupe de boulons crée un moment d'excentricité M_e dont la valeur de dimensionnement vaut :

$$M_{de} = V_d e, \text{ avec } e = (60 \text{ mm} / 2) + 40 \text{ mm} + (10 \text{ mm} / 2) = 75 \text{ mm}$$

$$M_{de} = 2 \cdot 10^3 \text{ N} \cdot 75 \text{ mm} = 0.15 \cdot 10^6 \text{ Nmm} = 0.15 \text{ kNm}$$

- Sollicitations des boulons :

Chaque boulon est sollicité par les forces F_i' (due à l'effort tranchant V) et F_i'' (due au moment d'excentricité M_e) définies par (9.1) et (9.2). Leurs valeurs de dimensionnement valent respectivement :

$$F_{di}' = \frac{V_d}{4} = \frac{2 \text{ kN}}{4} = 0.5 \text{ kN}$$

$$F_{di}'' = \frac{M_{de} r_i}{\sum r_i^2}$$

La géométrie de l'assemblage donne pour chaque boulon $r_i = \sqrt{30^2 + 30^2} = 42 \text{ mm}$, d'où :

$$F_{di}'' = \frac{150000 \text{ Nmm} \cdot 42 \text{ mm}}{4 \cdot (42 \text{ mm})^2} = 0.88 \cdot 10^3 \text{ N} = 0.88 \text{ kN}$$

La somme vectorielle permet d'obtenir l'effort résultant pour le boulon le plus sollicité, ce qui donne numériquement :

$$\max(F_{di}) = 1.29 \text{ kN}$$

mon projet
extrapolé.

Avec deux sections cisailées par boulons, la vérification de la résistance des boulons montre qu'ils sont suffisants :

$$\frac{\max(F_{di})}{2} = \frac{1.29 \text{ kN}}{2} = 0.645 \text{ kN} \leq \frac{V_R}{\gamma_R} = \frac{63 \text{ kN}}{1.1} = 57.3 \text{ kN}$$

Couvre-joints d'âme

Etant donné que l'épaisseur de l'âme de la poutre est supérieure à l'épaisseur cumulée des deux couvre-joints, c'est la résistance de ces derniers qui est déterminante. Il faut donc les vérifier au cisaillement (section brute) et à la pression latérale.

- Cisaillement d'un couvre-joint :

Avec la contrainte limite élastique de cisaillement $\tau_y = f_y / \sqrt{3} = 135 \text{ N/mm}^2$ et l'aire d'un couvre-joint $A = 150 \text{ mm} \cdot 7 \text{ mm} = 1050 \text{ mm}^2$, on a :

$$\frac{V_d}{2} = \frac{2 \text{ kN}}{2} = 1 \text{ kN} \leq \frac{V_R}{\gamma_R} = \frac{\tau_y A}{\gamma_R} = \frac{135 \text{ N/mm}^2 \cdot 1050 \text{ mm}^2}{1.1} = 129 \cdot 10^3 \text{ N} = 129 \text{ kN}$$

- Pression latérale :

Avec la résistance ultime à la pression latérale L_R obtenue avec les valeurs usuelles du tableau 8.33, on peut vérifier que l'épaisseur de 4 mm des couvre-joints d'âme est suffisante :

$$L_R = 11.6 \text{ kN/mm} \cdot 7 \text{ mm} = 81.2 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{dl}}{2} = \frac{1.29 \text{ kN}}{2} = 0.645 \text{ kN} \leq \frac{L_R}{\gamma_R} = \frac{81.2 \cdot 10^3 \text{ N}}{1.1} = 73.81 \cdot 10^3 \text{ N} = 73.81 \text{ kN}$$

Les dimensions des couvre-joints d'âme indiquées à la figure 9.16 satisfont ainsi les exigences liées aux dispositions de construction et à la résistance.

Références

- [9.1] PICARD, A., BEAULIEU, D., *Calcul des charpentes en acier*, Institut canadien de la construction en acier, Willowdale, 1991.
- [9.2] SZS C9.1, *La construction métallique*, SZS Centre suisse de la construction métallique, Zurich, 1983.