Zeitschrift: Ingénieurs et architectes suisses
Band: 123 (1997)
Heft: 11

Artikel: Dimensionnement des assemblages mixtes semi-rigides (I)
Autor: Crisinel, Michel
DOI: https://doi.org/10.5169/seals-79116

Nutzungsbedingungen
Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Mehr erfahren

Conditions d'utilisation
L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. En savoir plus

Terms of use
The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. Find out more

Download PDF: 01.07.2025

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, https://www.e-periodica.ch

Dimensionnement des assemblages mixtes semi-rigides (I)

Par Michel Crisinel, ing. civil dipl. EPFL/SIA, chef de section, ICOM, EPFL, 1015 Lausanne

1. Introduction

Dans la pratique courante de la conception et du dimensionnement des ossatures métalliques, il est très fréquent de considérer les assemblages entre les traverses et les poteaux soit comme articulés, soit comme rigides. On parle alors d'ossature articulée, qui doit par conséquent être contreventée, ou d'ossature en cadres rigides, ne nécessitant en général pas de contreventement. Il est donc très important qu'au moment du choix des dispositions pratiques des assemblages poutre-poteau, leur comportement corresponde aux hypothèses admises lors du calcul (nœuds articulés ou nœuds rigides). Dans le cas contraire, le système statique réel n'obéit plus à ces hypothèses et divers problèmes sont à craindre tant au niveau de la sécurité structurale qu'à celui de l'aptitude au service. Il faut alors modifier dans les calculs le système statique pour pouvoir y incorporer la réponse structurale des assemblages. Dans la réalité, le comportement réel des nœuds se situe souvent entre les deux hypothèses extrêmes et c'est pourquoi, depuis quelques années, le concept de nœuds « semi-rigides » a été introduit et fait l'objet de nombreux travaux de recherche. La présente contribution a pour but de présenter l'état de la pratique du dimensionnement des nœuds d'ossature métallique et de le compléter par les nouvelles connaissances relatives à la semi-rigidité et en particulier à l'influence de la dalle en béton sur le comportement d'un nœud métallique poutre-poteau.

2. Modélisation et classification des nœuds

Le comportement réel d'un nœud se traduit par une courbe caractéristique moment-rotation relative. La figure 1 présente le comportement des trois types de nœuds courants mentionnés ci-dessous:

- le nœud articulé,
- le nœud rigide,
- le nœud semi-rigide.

Les essais montrent que ces courbes sont notoirement non linéaires et présentent souvent un domaine d'écrouissage très étendu. Il est évident qu'en pratique, on ne peut raisonnablement envisager d'utiliser de telles courbes à des fins de calcul statique. Il est donc impératif de les modéliser en leur substituant une courbe de calcul idéalisée de la réponse structurale du nœud. A cet égard, les possibilités sont multiples, allant de la modélisation de type bilinéaire à la modélisation non linéaire.

La modélisation bilinéaire, qui allie simplicité de l'utilisation et réalisme de la représentation, est définie par trois paramètres (fig. 2):

- le moment résistant de dimensionnement M_{Rd} qui est égal à la valeur maximale du moment de la courbe de dimensionnement idéalisée;
- la rigidité flexionnelle S_j qui représente la pente de la partie pseudo-élastique de la courbe idéalisée; cette rigidité flexionnelle S_j est considérée comme étant égale à une certaine fraction de la rigidité initiale $S_{j,ini}$ qui peut être aisément calculée;
- la capacité de rotation de dimensionnement ϕ_{Cd} qui est définie comme étant la rotation maximale pouvant être atteinte sous le moment résistant de dimensionnement M_{Rd} du nœud; cette caractéristique n'a d'utilité que si l'on envisage de procéder à une analyse globale plastique permettant la redistribution des efforts intérieurs.

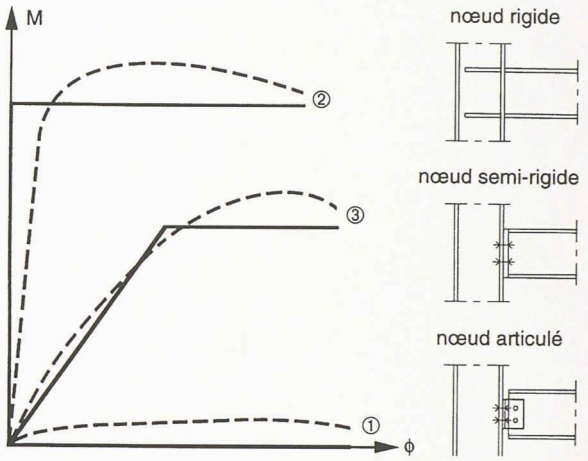


Fig. 1. – Comportement des trois types de nœuds: ① nœud articulé; ② nœud rigide; ③ nœud semi-rigide

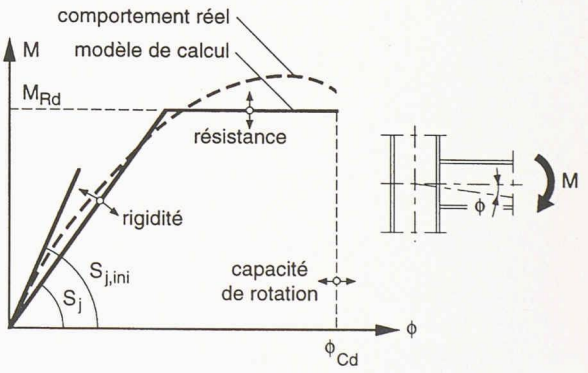


Fig. 2. – Paramètres de l'approximation bilinéaire de dimensionnement

On notera l'analogie complète existant entre la réponse structurale en flexion d'une poutre et celle du nœud. Toutes deux présentent une zone élastique suivie d'une zone à rotation croissante sous moment constant, la rotation étant toutefois limitée à ce que l'on appelle la capacité de rotation. Tenir compte du comportement structural des nœuds au niveau de l'analyse revient donc à placer le nœud sur le même pied que d'autres éléments structuraux, à savoir le poteau et la poutre. En d'autres termes, un nœud est, en dépit de sa très faible longueur, considéré comme un élément structural à part entière. Il en résulte que, tout comme une poutre ou un poteau, il sera carac-

térisé par une rigidité flexionnelle et une résistance. Il est dès lors possible de classer les nœuds par analogie à la classification des sections.

Selon l'*Eurocode 3* [1][1], la classification est basée sur les deux critères ci-dessus, de la façon suivante (fig. 3):

Selon le critère de rigidité:
- les nœuds articulés ($M \cong 0$),
- les nœuds semi-rigides ($M = f(\phi)$),
- les nœuds rigides ($\phi \cong 0$).

Selon le critère de résistance:
- les nœuds à résistance totale, dont la résistance de dimensionnement est au moins égale à celle des éléments assemblés,
- les nœuds à résistance partielle, dans le cas contraire,
- les nœuds articulés.

Les limites entre les différentes classes des assemblages sont fournies en coordonnées non-dimensionnelles $\overline{m} - \overline{\phi}$ en fonction de leur rigidité par rapport à la poutre attachée et selon que la structure est contreventée ou non:

$$\overline{m} = \frac{M}{M_{pl.Rd}} \qquad (1)$$

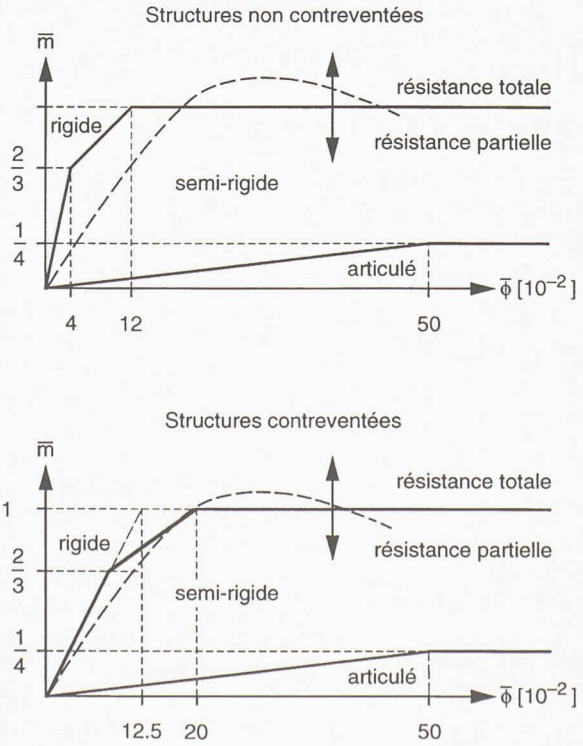


Fig. 3. – Classification des nœuds

[1] Les chiffres entre crochets renvoient aux références en fin d'article (à paraître ultérieurement)

$$\overline{\phi} = \frac{\phi}{L_t \, M_{pl.Rd} / E \, I_t} \qquad (2)$$

$M_{pl.Rd}$ valeur de dimensionnement du moment plastique de la poutre
E module d'élasticité de l'acier de la poutre
I_t moment d'inertie flexionnelle de la poutre
L_t longueur de la poutre

3. Les nœuds articulés

3.1 Principes

Les nœuds poutre-poteau de type articulé ne transmettent en principe qu'un effort tranchant, plus rarement un effort normal. Par conséquent, les nœuds les plus courants utilisent l'âme des poutres comme liaison avec le poteau, l'assemblage de la poutre sur le poteau s'effectuant de l'une des manières ci-après:
- double cornière boulonnée sur le poteau puis boulonnée à la poutre (fig. 4a),
- plaque frontale simplement boulonnée sur l'âme ou l'aile du poteau (fig. 4b),
- plaque frontale partielle simplement boulonnée sur l'aile du poteau (fig. 4c).

La figure 4 présente les nœuds articulés usuels. Soulignons au passage que le nœud de la figure 4a, lorsqu'il comporte de multiples boulons, ainsi que celui de la figure 4b peuvent parfois constituer plus qu'une articulation et avoir un comportement proche de la semi-rigidité.

3.2 Dimensionnement d'une attache boulonnée par double cornière

La liaison poutre-poteau par double cornière d'âme est un cas typique de nœud articulé. Examinons à titre d'exemple le dimensionnement de l'assemblage de la figure 5, où la force V doit être transmise de la poutre au poteau. En admettant que l'articulation se trouve au droit de la face extérieure de l'aile du poteau, il existe une excentricité e de la force V par rapport au centre de gravité des boulons de l'âme de la poutre, créant un moment $M_e = V \cdot e$. Ces boulons sont donc sollicités à la fois par les forces F_i' dues à l'effort tranchant V et par les forces F_i'' dues au moment M_e.

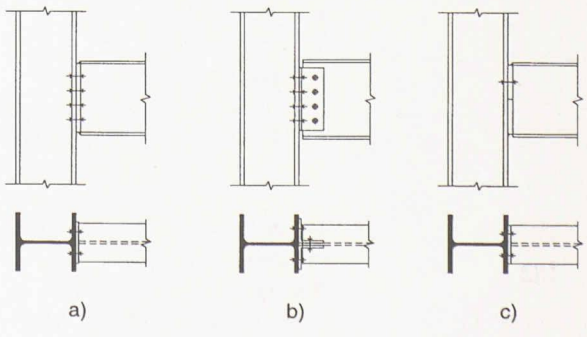
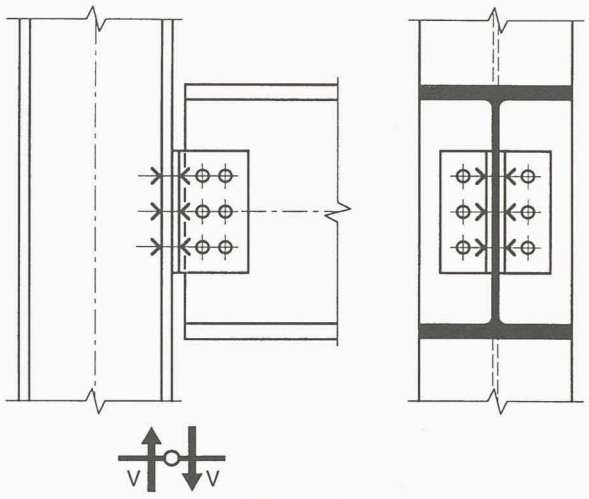
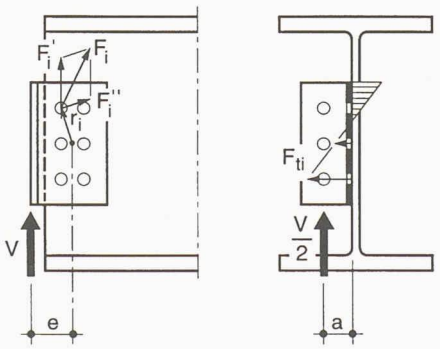


Fig. 4. – Nœuds usuels admis articulés



a) Conception



b) Assemblage de la poutre

Fig. 5. – Assemblage poutre-poteau par double cornière boulonnée

$$F_i' = \frac{V}{n} \qquad (3)$$

$$F_i'' = \frac{M_e\, r_i}{\sum_{i=1}^{n} r_i^2} \qquad (4)$$

n nombre de boulons
M_e moment d'excentricité ($M_e = V \cdot e$)
r_i distance entre le centre de gravité du groupe de boulons et le $i^{ème}$ boulon

L'effort transmis par chaque boulon est alors égal à l'addition vectorielle des deux forces F_i' et F_i''.

$$\vec{F_i} = \vec{F_i'} + \vec{F_i''} \qquad (5)$$

La vérification de l'assemblage porte sur les trois conditions suivantes.

- Cisaillement des boulons: il est nécessaire de connaître l'effort de cisaillement repris par une section du boulon le plus sollicité. Sa valeur de dimensionnement V_{dB} vaut (deux sections cisaillées par boulon, correspondant aux deux cornières):

$$V_{dB} = \frac{1}{2}\, max(F_{di}) \qquad (6)$$

F_{di} valeur de dimensionnement de l'effort repris par le boulon le plus sollicité ($F_{di} = |F_{di}|$)

Cela permet de faire la vérification du cisaillement des boulons avec la relation suivante:

$$V_{dB} \leq \frac{V_R}{\gamma_R} \qquad (7)$$

V_R résistance au cisaillement d'une section de boulon
γ_R facteur de résistance ($\gamma_R = 1{,}1$)

- Pression latérale dans les cornières et dans l'âme de la poutre:

$$F_{di} \leq \frac{L_R}{\gamma_R} \qquad (8)$$

L_R résistance à la pression latérale dans les cornières ou dans l'âme de la poutre

- Effort tranchant dans les cornières:

$$V_d \leq \frac{V_R}{\gamma_R} = \frac{\tau_y A}{\gamma_R} \qquad (9)$$

τ_y contrainte limite élastique de cisaillement

$$\left(\tau_y = f_y/\sqrt{3}\right)$$

A section brute verticale des cornières

Le calcul de l'effort de cisaillement dans les boulons, présenté ci-dessus, est basé sur une analyse élastique. Cette dernière repose sur plusieurs hypothèses simplificatrices, en particulier en ce qui concerne le centre de rotation de l'assemblage que l'on admet confondu avec le centre de gravité du groupe de boulons; cela entraîne une incompatibilité entre les forces et les déformations des boulons en cisaillement. Une telle analyse élastique offre toutefois l'avantage d'être simple à utiliser et d'être située du côté de la sécurité.

Il convient de remarquer qu'il faut encore tenir compte du moment d'excentricité $V \cdot a/2$ dû à la position excentrée des boulons assemblant les cornières sur le poteau: si cela crée un effort de compression par contact dont il n'est pas besoin de tenir compte, cela produit également une force de traction F_t sur certains boulons. Le bras de levier p de cette force F_t due à l'excentricité a est égal à l'entraxe vertical des boulons extrêmes:

$$F_t = \frac{1}{2} \cdot \frac{V_d \cdot a}{p} \qquad (10)$$

La vérification d'un boulon sollicité par une interaction d'efforts est donnée par:

$$\left(\frac{T_{dB}}{T_R/\gamma_R}\right)^2 + \left(\frac{V_{dB}}{V_R/\gamma_R}\right)^2 \leq 1.0 \qquad (11)$$

T_{dB} valeur de dimensionnement de l'effort de traction transmis par le boulon
T_R résistance ultime à la traction du boulon
V_{dB} valeur de dimensionnement de l'effort de cisaillement transmis par une section du boulon
V_R résistance ultime d'une section cisaillée du boulon

Les boulons situés sur l'aile du poteau ne reprennent quant à eux que la force de cisaillement V, dans la mesure où ils sont situés au droit de l'articulation de l'assemblage.
L'*Eurocode 3* (paragraphe 6.5.4) propose plusieurs méthodes de calcul possibles pour le dimensionnement d'un tel assemblage. Dans les cas où l'assemblage résiste au glissement, ou si la résistance de calcul au cisaillement $F_{v.Rd}$ d'un élément d'attache est inférieure à sa résistance de calcul à la pression diamétrale $F_{b.Rd}$, la répartition des efforts internes entre les éléments d'attache doit être proportionnelle à la distance au centre de rotation. Dans les autres cas, toute répartition raisonnable des efforts peut être envisagée, à condition qu'elle satisfasse les conditions adoptées dans le calcul des efforts intérieurs.
Mentionnons que les tables *SZS C 9.1* [2] contiennent de nombreux tableaux donnant les dimensions et la résistance de liaisons poutre-poteau par double cornière, conçues de façon à ce que la résistance des cornières (cisaillement, flexion, pression latérale) ne soit pas déterminante.
Dans le cas d'un assemblage avec gousset soudé sur le poteau et boulonné sur la poutre, la position de l'articulation est différente. Comme elle se situe au droit des boulons, il n'y a pas d'excentricité e pour les boulons, mais la soudure du gousset sur la colonne doit être vérifiée pour reprendre l'effort tranchant ainsi que le moment d'excentricité créé par celui-ci.

4. Les nœuds rigides

4.1 Principes
Les nœuds poutre-poteau servant à transmettre des moments (en vue d'assurer la continuité des poutres ou de réaliser des angles rigides et pratiquement indéformables) sont plus complexes à réaliser. Parmi les nombreuses variantes possibles, nous retenons :
- *poteau continu et poutre interrompue* : la liaison se fait par plaque frontale boulonnée (fig. 6a) ou par soudage (fig. 6b). Des raidisseurs sont nécessaires si les moments à transmettre par le nœud sont importants. Dans le cas de soudure sur chantier, un boulonnage provisoire est à prévoir pour la mise en place ;
- *poutre continue et poteau interrompu* : La poutre comporte alors des raidisseurs verticaux qui assurent la transmission correcte de l'effort normal dans le poteau (fig. 6c).

4.2 Dimensionnement d'une attache boulonnée par plaque frontale débordante
La liaison par plaque frontale entre une poutre et un

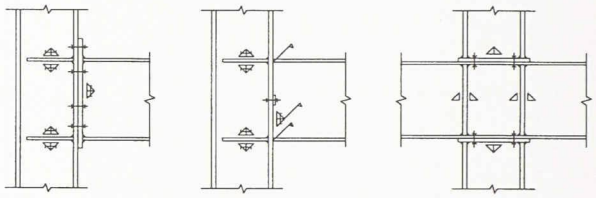


Fig. 6. – Nœuds usuels admis rigides

poteau est caractéristique de ce qui est considéré comme un nœud rigide. Examinons à titre d'exemple le dimensionnement de l'assemblage de la figure 7, où le moment M et l'effort tranchant V doivent être transmis par boulonnage de la plaque frontale de la poutre sur l'aile du poteau.
On modélise cet assemblage en admettant que le moment de flexion est décomposé en un couple de forces agissant dans les ailes de la poutre (pas de participation flexionnelle de l'âme de la poutre). L'effort de traction F_t est transmis à la plaque frontale par la soudure de l'aile supérieure de la poutre, puis dans le poteau par les quatre boulons supérieurs de l'assemblage. L'effort de compression F_c est quant à lui transmis directement par contact au niveau de l'aile inférieure de la poutre.
L'effort tranchant V passe dans la plaque frontale par la soudure de l'âme de la poutre. On admet ensuite qu'il est repris par les deux boulons inférieurs de l'assemblage qui doivent être, pour des raisons pratiques, de même type que les boulons supérieurs. Les vérifications à effectuer lors du dimensionnement d'un tel nœud concernent successivement :
- la liaison par soudure entre la poutre et la plaque frontale,
- les boulons en traction au niveau de l'aile supérieure,
- les boulons cisaillés,
- la plaque frontale,
- l'aile du poteau ou les raidisseurs pour l'introduction des forces,
- le panneau d'âme du poteau avec les renforts éventuels.

Soudures de la plaque frontale de la poutre :
- soudure sur l'aile tendue : il est recommandé d'exécuter une soudure en V complètement pénétrée, du fait des importants efforts de traction au niveau de l'aile tendue ;
- soudure sur l'aile comprimée : comme l'effort de compression est transmis par contact, une épaisseur minimale du cordon d'angle est suffisante ;
- soudure sur l'âme : les dispositions pratiques de construction imposent également un cordon d'angle d'épaisseur minimale en fonction de l'épaisseur de la plaque frontale.

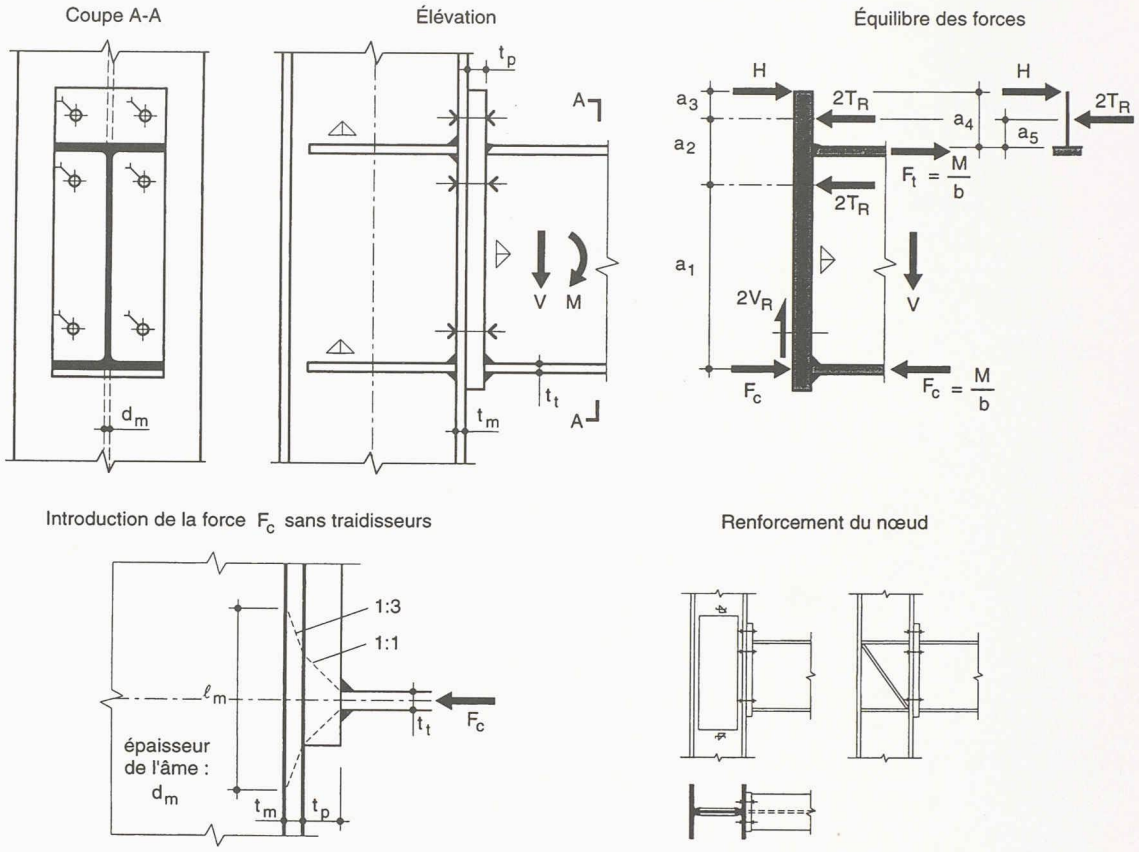


Fig. 7. – Assemblage poutre-poteau par plaque frontale débordante

Boulons sollicités en traction

En admettant la présence d'une force de levier H, la résistance des boulons est suffisante si l'inégalité suivante est satisfaite (équilibre par rapport à l'axe de l'aile comprimée):

$$M_d \leq [2T_R a_1 + 2T_R(a_1+a_2) - H(a_1+a_2+a_3)] \frac{1}{\gamma_R} \quad (12)$$

$2T_R$ résultante de traction dans les boulons, donnée par la résistance ultime à la traction T_R des deux boulons

H force de levier agissant à l'état de ruine à l'extrémité supérieure de la plaque, provenant de la déformation de la plaque et admise ici égale à $H = 0{,}30 \cdot 2\ T_R$.

Boulons sollicités en cisaillement

- Vérification au cisaillement:

$$V_d \leq \frac{n\ V_R}{\gamma_R} \quad (13)$$

n nombre de boulons cisaillés

V_R résistance ultime au cisaillement d'un boulon

- Vérification à la pression latérale:

$$V_d \leq \frac{n\ L_R}{\gamma_R} \quad (14)$$

L_R pression latérale sur l'aile du poteau, calculée avec la pince maximale $e_1 = 3\ d$

Plaque frontale

Les boulons doivent être arrangés de sorte que les valeurs usuelles des pinces soient respectées. La vérification de la plaque frontale peut se faire avec le modèle illustré à la figure 7, où l'on admet que la partie débordante de la plaque frontale est encastrée au niveau de la face extérieure de l'aile supérieure de la poutre (les tables *SZS C 9.1* [2] utilisent un même modèle mais avec une position de l'encastrement légèrement différente). Pour 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 la 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:

$$n\ T_R\ a_5 - H\ a_4 \leq M_R \quad (15)$$

$$M_R = M_{pl} = \frac{2\ c\ t^2}{4} f_y \quad (16)$$

$2c$ largeur de la plaque frontale

t épaisseur de la plaque frontale

f_y limite d'élasticité de l'acier de la plaque

Remarquons que les tables *SZS C 9.1* déterminent cette résistance à la flexion avec une contrainte égale à $0{,}8\ f_u$ au lieu de f_y.

On remarque aussi 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 formule de vérification) n'est pas due à une action, mais dépend d'une résistance (en l'occurrence la résistance à la traction T_R des boulons).

Introduction de l'effort de compression

- Introduction sans raidisseur

Par simplification, on admet que si l'on peut introduire l'effort de compression F_c au niveau de l'aile inférieure

de la partie sans raidisseur, un raidisseur n'est pas nécessaire non plus au niveau de l'effort de traction F_t.

La vérification consiste à satisfaire :

$$N_d = F_c = \frac{M_d}{b} \leq \frac{F_R}{\gamma_R} \qquad (17)$$

$$F_R = f_y \, \ell_m \, d_m \qquad (18)$$

$$\ell_m = t_t + 2\,t_p + 6\,t_m \qquad (19)$$

• Raidisseurs

Si la vérification (17) n'est pas satisfaite, il faut disposer des raidisseurs pour introduire les efforts de traction F_t et de compression F_c.

La section des raidisseurs doit être suffisante pour reprendre le déficit entre la force $F_t = F_c$ et la capacité du poteau F_R/γ_R. Il en va de même pour les soudures liant les raidisseurs à l'aile (zone tendue) et à l'âme (zones tendue et comprimée).

Cisaillement du panneau d'âme du poteau

Le panneau d'âme du poteau situé dans la hauteur b de la poutre est soumis au cisaillement dû à la transmission du moment de la poutre dans le poteau. La résistance ultime au cisaillement, qui ne dépend pas des raidisseurs pour l'introduction des forces, est donnée par :

$$V_R = \left(0{,}7 + 1{,}3\,\frac{a_m}{b}\right) V_j \geq V_j \qquad (20)$$

$$a_m = \left(t_m + 2r_m\right)\left(\frac{A_m}{A_{wm}} - 1\right) \qquad (21)$$

$$V_j = \frac{f_y}{\sqrt{3}} \cdot A_{wm} \qquad (22)$$

A_m aire de la section du poteau

A_{wm} aire de la section de l'âme du poteau

r_m rayon des congés du poteau (r_m = 0 si profil composé-soudé)

La vérification est alors la suivante :

$$V_d = F_c = F_t \leq \frac{V_R}{\gamma_R} \qquad (23)$$

Si cette inégalité n'est pas satisfaite, le nœud doit être renforcé par une tôle de renfort d'âme ou un raidisseur diagonal.

Remarque importante

L'attache par plaque frontale dimensionnée ci-dessus est conçue de telle façon que sa résistance ultime à la flexion soit donnée par la résistance à la traction des boulons supérieurs (équation (12)). La sécurité des autres éléments de l'assemblage est garantie soit par le calcul, soit par des dispositions pratiques adéquates. Il faut dès lors être très prudent en cas d'utilisation des tables *SZS C 9.1*, car elles donnent effectivement sous le terme « résistance ultime de l'attache M_a » une valeur qui ne tient pas compte de la résistance du poteau. Les vérifications données par les équations (15), (17) et (23) sont donc indispensables pour satisfaire l'hypothèse du nœud rigide.

5. Les nœuds semi-rigides

5.1 Principes

Dans ce qui précède, il a été admis que le nœud entre poutre et poteau constituait soit une articulation, soit une liaison rigide. Seule cette pratique a été d'usage jusqu'à présent et l'analyse globale de la structure basée sur l'une ou l'autre hypothèse est alors relativement simple. En effet, dans le premier cas, nous savons a priori que le moment de flexion est nul à la liaison de la poutre et du poteau ; dans le second cas, les axes des poutre et poteau tournent d'un même angle de telle sorte que la rotation relative est nulle.

Cependant, si nous nous référons à la figure 1, nous nous rendons compte que le comportement réel des nœuds diffère des modèles utilisés.

En raison des dispositions pratiques adoptées, un nœud admis articulé (fig. 1 ①) a toujours une rigidité faible mais non nulle et est donc capable de reprendre un certain moment de flexion. De même, un nœud admis rigide (fig. 1 ②) n'a jamais une rigidité infinie et nécessite une faible rotation pour atteindre son moment résistant (voir aussi photo de la couverture). Cela peut inciter soit à vouloir tirer parti de la relative rigidité du nœud dit articulé, soit à devoir tenir compte d'une certaine souplesse du nœud dit rigide.

Par ailleurs, il ne faut pas perdre de vue que le coût de réalisation des nœuds intervient pour une part importante dans le coût total du projet en raison de la contribution prépondérante de la main d'œuvre. Dès lors, le souci d'économie de la construction et de simplification des détails des nœuds peut commander d'éviter, autant que faire se peut, les raidisseurs et renforts de tous types, une démarche qui contribue évidemment à réduire la rigidité de nœuds considérés comme rigides. Si cette réduction est trop importante, l'assemblage est dit semi-rigide (fig. 1 ③) et son comportement peut affecter, de manière sensible, la distribution des efforts intérieurs. A l'opposé, on peut envisager de modifier quelque peu les détails de construction d'un nœud articulé pour lui conférer une rigidité minimale, même faible, et tenir compte de celle-ci lors du calcul statique.

Il existe donc deux attitudes possibles vis-à-vis des nœuds :

- soit l'on désire réaliser un nœud rigide ou un nœud articulé et il faut vérifier que sa conception et son dimensionnement correspondent aux exigences ;
- ou l'on conçoit un nœud en fonction de raisons pratiques d'exécution, de montage et d'économie, on détermine ses caractéristiques et on effectue le calcul et les vérifications d'usage à l'aide d'une méthode de dimensionnement appropriée.

Cette deuxième démarche est nouvelle et n'a pas encore été largement pratiquée. Cependant la diffusion d'outils de calcul relatifs à la détermination des caractéristiques des nœuds et à l'analyse globale avec

prise en compte du comportement semi-rigide permettra dorénavant sa mise en pratique auprès des adeptes d'une utilisation optimale de l'acier.

5.2 Caractéristiques des nœuds semi-rigides

Comme on l'a vu ci-dessus (fig. 2), la courbe moment-rotation d'un nœud est non linéaire. En général, elle est modélisée par une loi de comportement bilinéaire dont les caractéristiques sont :

- le moment résistant M_{Rd}
- la rigidité sécante S_j
- la capacité de rotation ϕ_{cd}.

L'*Eurocode 3* fournit dans son *Annexe J* les relations utiles pour calculer le moment résistant de dimensionnement et la rigidité flexionnelle. Il donne également les conditions à satisfaire afin que la capacité de rotation du nœud puisse être satisfaisante pour permettre la redistribution des moments.

La rigidité et la résistance d'un nœud peuvent être caractérisées grâce à la méthode des composants, dans laquelle on admet que le nœud est formé des composants individuels suivants :

- zone comprimée
  - âme du poteau en compression
  - aile inférieure de la poutre en compression
- zone tendue
  - âme du poteau en traction
  - aile du poteau en flexion
  - boulons en traction
  - plaque frontale en flexion
  - âme de la poutre en traction
- zone cisaillée
  - âme du poteau en cisaillement.

Chacun de ces composants possède son propre niveau de résistance individuel $F_{Rd.i}$ et son propre coefficient de rigidité k_i en traction, compression ou cisaillement.

Les étapes de la méthode sont les suivantes :

- établissement de la liste des composants du nœud étudié
- calcul de la rigidité k_i et de la résistance $F_{Rd.i}$ de chaque composant
- assemblage des composants afin de calculer les caractéristiques S_j et M_{Rd} de l'ensemble du nœud.

Ces caractéristiques se définissent comme suit (voir fig. 2) :

Rigidité initiale

$$S_{j,ini} = \frac{E\,h^2}{\sum_{i=1}^{n} \frac{1}{k_i}} \qquad (24)$$

h bras de levier entre les résultantes de traction et de compression

n nombre de composants dans le nœud

Rigidité sécante

$$S_j = \frac{S_{j,ini}}{2} \qquad (25)$$

Moment résistant

$$M_{Rd} = h\,F_{Rd} \qquad (26)$$

F_{Rd} valeur minimum des $F_{Rd.i}$

En cas de calcul élastique, on utilise les caractéristiques $S_{j,ini}$ et $M_{él} = 2/3\ M_{Rd}$.

5.3 Méthodes de dimensionnement

5.3.1 Méthode élastique

Pour déterminer l'influence des nœuds semi-rigides sur le comportement d'une poutre dans le domaine élastique, examinons le cas d'une poutre soumise à une charge linéique constante q (fig. 8). Si la poutre est articulée sur les poteaux à ses extrémités, le système statique est une poutre sur deux appuis simples d'extrémité (cas 1). Si, au contraire, elle est rigidement assemblée sur deux poteaux de très forte inertie, elle se comporte comme une poutre encastrée à ses extrémités (cas 2).

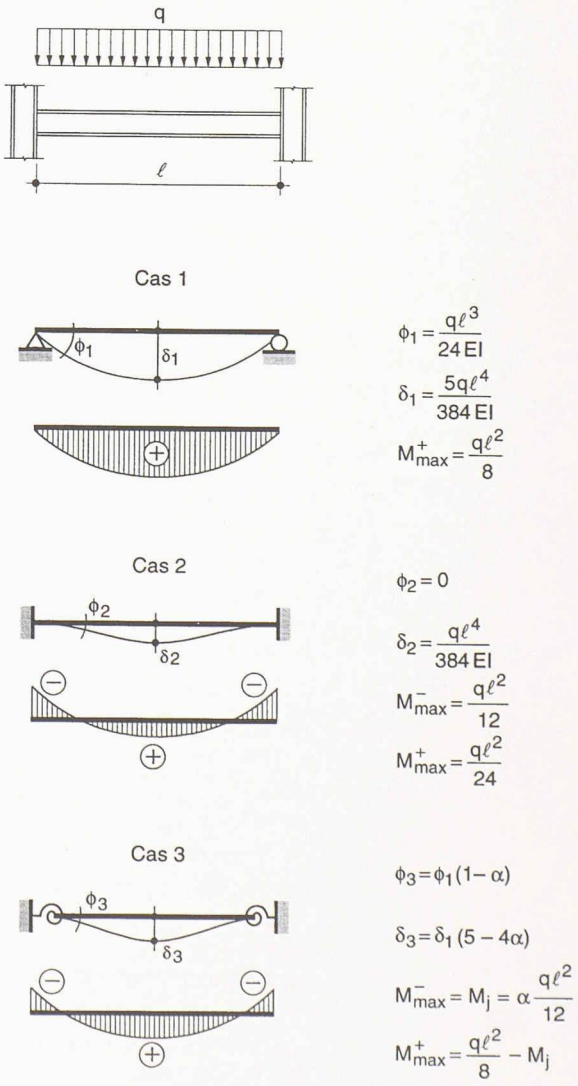


Fig. 8. – Analyse élastique d'une poutre avec assemblages d'extrémité semi-rigides

Si nous considérons maintenant l'effet d'un encastrement partiel entre la poutre et le poteau, nous obtenons une répartition des moments située entre les deux cas extrêmes traités ci-dessus (cas 3). Pour visualiser l'influence du comportement du nœud, nous utilisons la méthode dite « beam-line » en reportant dans un diagramme les rotations sur appuis en abscisses et les moments sur appuis en ordonnées (fig. 9). Les cas « articulé » et « encastré » fournissent deux bornes, situées respectivement sur les axes du diagramme. Comme nous supposons que le matériau a un comportement élastique linéaire, la droite qui relie ces bornes représente l'ensemble des équilibres possibles de la poutre.

Si, sur ce même diagramme, nous reportons la droite représentative du comportement élastique du nœud, son intersection avec la droite précitée fournit l'état d'équilibre de la poutre munie de deux liaisons de ce type à ses extrémités, soit le moment de flexion et la rotation sur appui. La figure 9 montre clairement l'influence du comportement du nœud sur l'état d'équilibre du système en reportant les courbes caractéristiques de deux nœuds différents.

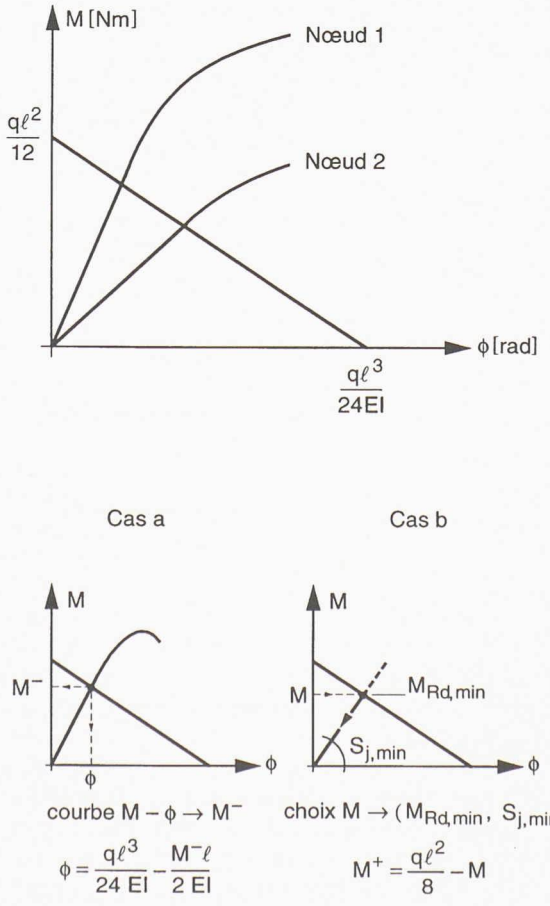


Fig. 9. – Méthode dite « beam-line »

A l'aide de cette méthode, il est possible :
- soit de déterminer la répartition des moments (M^+, M^-) dans la poutre à partir de la droite de comportement élastique du nœud (cas a),
- soit de déterminer la rigidité minimale nécessaire S_j du nœud à partir d'une section de poutre donnée (cas b).

La prise en compte de la semi-rigidité d'un nœud conduit ainsi à :
- une connaissance plus réaliste du comportement global de la structure,
- une répartition plus favorable entre moment de flexion positif en travée et moment de flexion négatif sur appui, permettant ainsi une meilleure utilisation du matériau (sécurité structurale).

Elle présente en outre les avantages suivants, comparée au nœud articulé :
- une diminution des flèches en travée et rotations sur appuis (aptitude au service),
- une longueur de flambage réduite des poteaux, et, comparativement au nœud rigide :
- la possibilité de simplifier les détails d'exécution et de diminuer ainsi très significativement le coût de réalisation des nœuds.

5.3.2 Méthode rigide-plastique

Si on utilise une méthode rigide-plastique pour l'analyse d'une poutre à l'état limite ultime (sécurité structurale), c'est le moment résistant du nœud qui influence le comportement de la poutre plutôt que sa rigidité. La figure 10 montre comment le moment plastique requis de la poutre, $M_{pl.Rd}$, diminue lorsque le moment résistant des assemblages d'extrémité, M_{Rd}, augmente.

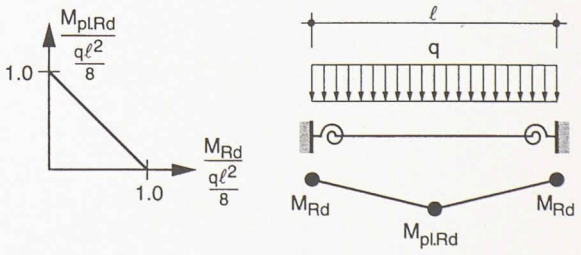


Fig. 10. – Analyse plastique d'une poutre avec assemblages d'extrémité semi-rigides

Cette approche est particulièrement recommandée lorsque la valeur du moment résistant M_{Rd} des assemblages est donnée par des tables ou à l'aide d'une formule simplifiée et que l'aptitude au service n'est pas le critère déterminant.

La description détaillée du calcul des caractéristiques des nœuds semi-rigides, de l'analyse des cadres à nœuds semi-rigides et des exemples de dimensionnement sont donnés dans des publications récentes de la Convention européenne de la construction métallique (CECM/ECCS) [3], [4].

(à suivre)