

Un problème de stabilité inhabituel provoque un sinistre

Lors de la conception des connexions bidimensionnelles boulonnées d'éléments de compression en forme de caisson dans des treillis, il est évident que la boulonnabilité doit être observée. Mais si l'on oublie le principe de construction classique, à savoir que les nœuds de raccordement doivent être aussi compacts que possible, cela peut avoir de graves conséquences, comme l'a montré l'effondrement récent d'une poutre en treillis. Le phénomène inhabituel de stabilité d'une barre de compression qui s'est produit à cette occasion est présenté ici au public spécialisé afin d'éviter des accidents similaires à l'avenir. Les Eigenmodes et les valeurs propres déterminées à l'aide d'une analyse de stabilité par éléments finis linéaire sont discutées. Des analyses FEM non linéaires complémentaires avec des imperfections géométriques de substitution (appelées analyses GMNIA) montrent, en comparaison avec la charge existante, que l'effondrement était inévitable.

Quelques leçons et recommandations sont présentées pour éviter la défaillance inhabituelle de la stabilité. Enfin, l'article est replacé dans le contexte plus général de l'ingénierie forensique en tant que moyen d'améliorer la sécurité des structures.

An uncommon stability problem causes failure. Los. An uncommon stability problem causes failure. When bolted two plane connections of box shaped compression members in trusses are designed, it is obvious that the boltability must be observed. If, however, in doing so, the classic design principle of constructing truss nodes as compact as possible is falling into oblivion this may have serious consequences, as a recently occurred failure of a truss girder shows. The uncommon stability phenomenon that caused this failure is here presented to the structural engineering community in order to help avoiding similar failures in the future. The eigenmodes and eigenvalues obtained from a linear FEM stability analysis are discussed. Supplementary nonlinear FEM analyses (so called GMNIA analyses) show when compared to the acting loading that the failure was inevitable.

Some lessons and recommendations how to avoid the uncommon stability failure are presented. As a concluding remark, the paper is seen within the greater context of "forensic engineering" as an instrument to improve the safety of our structures.

1 Introduction

Les poutres en treillis avec des assemblages de goussets vissés (autrefois : rivetés) à deux parois font partie depuis toujours du répertoire de base de la conception de structures porteuses en acier. Le principe de construction

consistant à rendre les nœuds de treillis aussi compacts que possible lors du raccordement de barres de compression est tout aussi ancien. *G. Schaper* écrit dans son ouvrage de référence sur les ponts en acier du début du 20^e siècle

[1] dans le chapitre sur les poutres principales en treillis : "Les entretoises de compression doivent être rapprochées le plus possible de la membrure et du poteau éventuellement présent, afin que les goussets ne se déforment pas." et plus loin sur la taille des goussets : "... leurs dimensions ne doivent pas être plus grandes que nécessaire. Les rivets des raccords de barres qui déterminent la taille des goussets doivent donc être placés aussi près que possible".

Le principe de construction des "nœuds de treillis compacts", dont l'objectif est d'éviter le flambage local des goussets, fait donc partie des connaissances de base classiques de la construction métallique. Les "entretoises de compression" étaient à l'époque soit des profilés laminés en une pièce (en général des profilés I), soit des barres de cadre ou de treillis en plusieurs pièces. Pour les treillis à deux parois, il fallait obligatoirement les passer entre les goussets pour pouvoir les fixer avec des rivets (plus tard avec des vis). Les deux goussets étaient également renforcés de manière quasi automatique l'un par rapport à l'autre, de manière à exclure tout flambage local.

Lorsque, dans les années 1950/1960, les profilés creux soudés ont remplacé les barres de compression articulées de la technique de rivetage, il est resté comme

principe de construction indispensable dans la construction de ponts métalliques que - outre les goussets qui doivent être aussi courts que possible - les deux parois du profilé en caisson qui ne sont pas en contact doivent également être guidées entre les goussets (ou que les deux goussets doivent être renforcés l'un contre l'autre d'une autre manière appropriée). Cela signifie que l'on était conscient que le principe de construction des "nœuds de charpente compacts" se composait de deux critères : premièrement, les goussets doivent être aussi petits ou courts que possible, et deuxièmement, ils doivent être renforcés l'un contre l'autre.

Le respect du deuxième critère est notoirement plus difficile dans le cas des profilés creux soudés, car il faut veiller à ce que les monteurs de la construction métallique puissent introduire les vis à l'intérieur du caisson creux dans les trous de vis préparés et les maintenir lors du serrage de l'écrou. Les mesures constructives habituelles sont des trous pour les mains ou des évidements en forme de U. Les vis ne sont pas toujours bien serrées.

Dans la construction métallique industrielle lourde de ces dernières décennies, le principe de construction des "nœuds de treillis compacts" semble être partiellement tombé dans l'oubli,

comme l'a montré récemment l'effondrement d'un échafaudage de montage. Lors de cet accident de construction, une défaillance de la stabilité de la barre de compression s'est produite à la suite d'une construction insuffisamment compacte des nœuds du treillis, défaillance dont la complexité est difficilement reconnaissable même pour les ingénieurs en construction métallique expérimentés. Afin de contribuer à éviter des dommages similaires, ce problème de stabilité inhabituel est présenté ci-après au public spécialisé. Pour comprendre le problème, il est nécessaire de se pencher sur la construction en treillis endommagée.

2 La poutre en treillis concernée

La figure 1 montre le système de la poutre en treillis concernée par le sinistre. Elle servait de construction auxiliaire de montage pour soutenir une construction métallique d'un poids total d'environ 450 t qui se trouvait au-dessus. Elle est représentée ici de manière simplifiée, comme si seules les deux poutres étaient en place.

"Quelques autres poteaux au-dessus de la partie centrale de la poutre, qui ne sont que faiblement chargés, ont été omis car ils ne sont pas pertinents pour les explications données ici. La poutre en treillis était suffisamment sécurisée au niveau de son système, de sorte que seul le comportement de base au niveau de son système est pertinent. Comme on peut facilement le calculer, sous la charge totale, la force normale dans les deux diagonales extérieures (entretoises de compression) est de $N = -3700$ kN.

La figure 2 montre la construction de ces entretoises de compression et de leurs raccords aux deux membrures de la charpente. La membrure supérieure était un profilé en I horizontal soudé avec une hauteur d'âme de 2100 mm et une épaisseur de tôle d'âme de 12 mm, qui faisait partie de la construction à monter ; il n'est pas nécessaire de présenter la construction détaillée dans la suite de ce document. La membrure inférieure était un profilé laminé horizontal HEB 700 en acier de construction S355. Elle faisait partie de la construction auxiliaire qui devait être démontée ultérieurement. Les entretoises de compression étaient des

Profilés creux 355×350 mm en tôles de 30 mm avec trois cloisons transversales au total, également en acier de construction S355 et fait également partie de la construction auxiliaire qui sera démontée ultérieurement.

Les deux nœuds de treillis étaient constitués de deux parois avec des tôles de nœud de 20 mm, auxquelles étaient fixées les entretoises de compression avec leurs tôles de paroi adjacentes prolongées.

30×350 (appelés ci-après "languettes de raccordement") avec

Les deux panneaux étaient reliés par des vis M27 précontraintes. Les deux autres parois de caisson 30×295 s'arrêtaient avant le début des goussets, elles étaient donc pas entre les goussets. Les distances entre les extrémités des pattes de fixation et le point correspondant du système de la poutre en treillis d'une part, et entre les vis entre elles d'autre part, ont été choisies généreusement, comme on peut le voir en observant attentivement la figure 2, probablement pour faciliter le montage.

Il faut constater a posteriori que le principe de construction classique des "nœuds de treillis compacts" décrit dans l'introduction n'a pas été respecté avec la conception représentée dans la figure 2, ni en ce qui concerne le critère "goussets aussi courts que possible", ni en ce qui concerne le critère "raidir les goussets les uns contre les autres". Comme nous l'avons déjà mentionné, le principe était manifestement tombé dans l'oubli, car la poutre en treillis était par ailleurs très soigneusement construite.

3 Le problème de stabilité des entretoises de compression

3.1 Formes propres et valeurs propres

La construction représentée à la figure 2, y compris les deux nœuds, a été convertie en un modèle d'éléments finis dans le cadre de l'analyse des dommages. Le logiciel RFEM [2] a été utilisé avec des éléments de surface à huit nœuds ayant chacun six degrés de liberté et des fonctions d'approche quadratiques. Le degré de discrétisation a été optimisé par des études de convergence préalables de telle sorte que l'on puisse s'attendre à des résultats suffisamment précis. Deux variantes de modélisation ont été utilisées pour les assemblages vissés entre les goussets et les plaques de connexion des entretoises de compression : D'une part, les deux parties boulonnées "gousset" et "éclisse" ont été couplées de manière rigide aux points de boulonnage respectifs pour les six degrés de liberté ; d'autre part, les boulons ont été considérés comme des éléments de fixation.

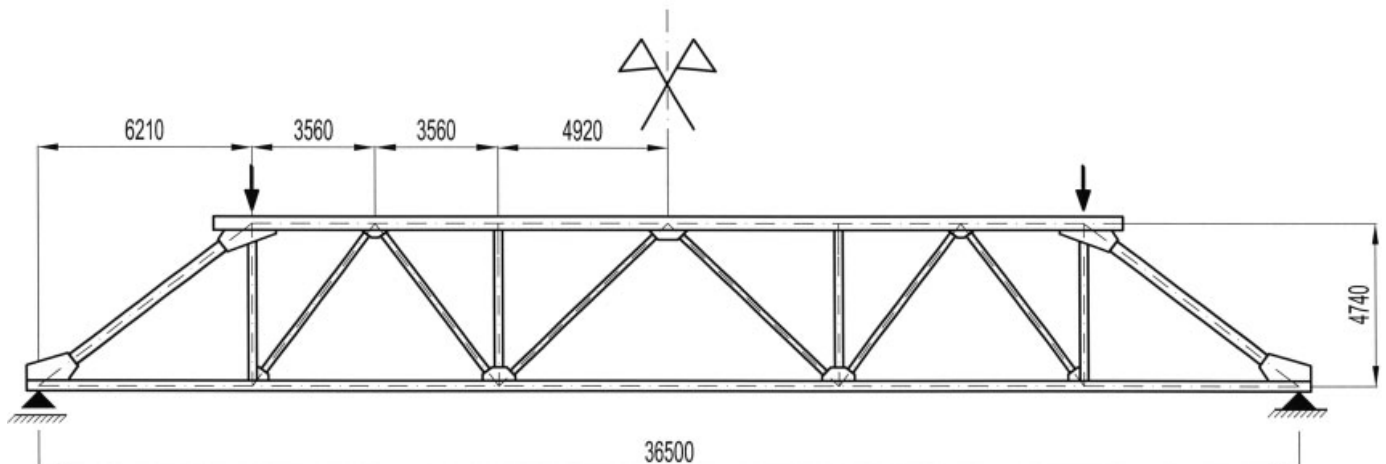


Fig. 1. Système de poutre à treillis qui s'est effondré Fig. 1. System of failed truss girder

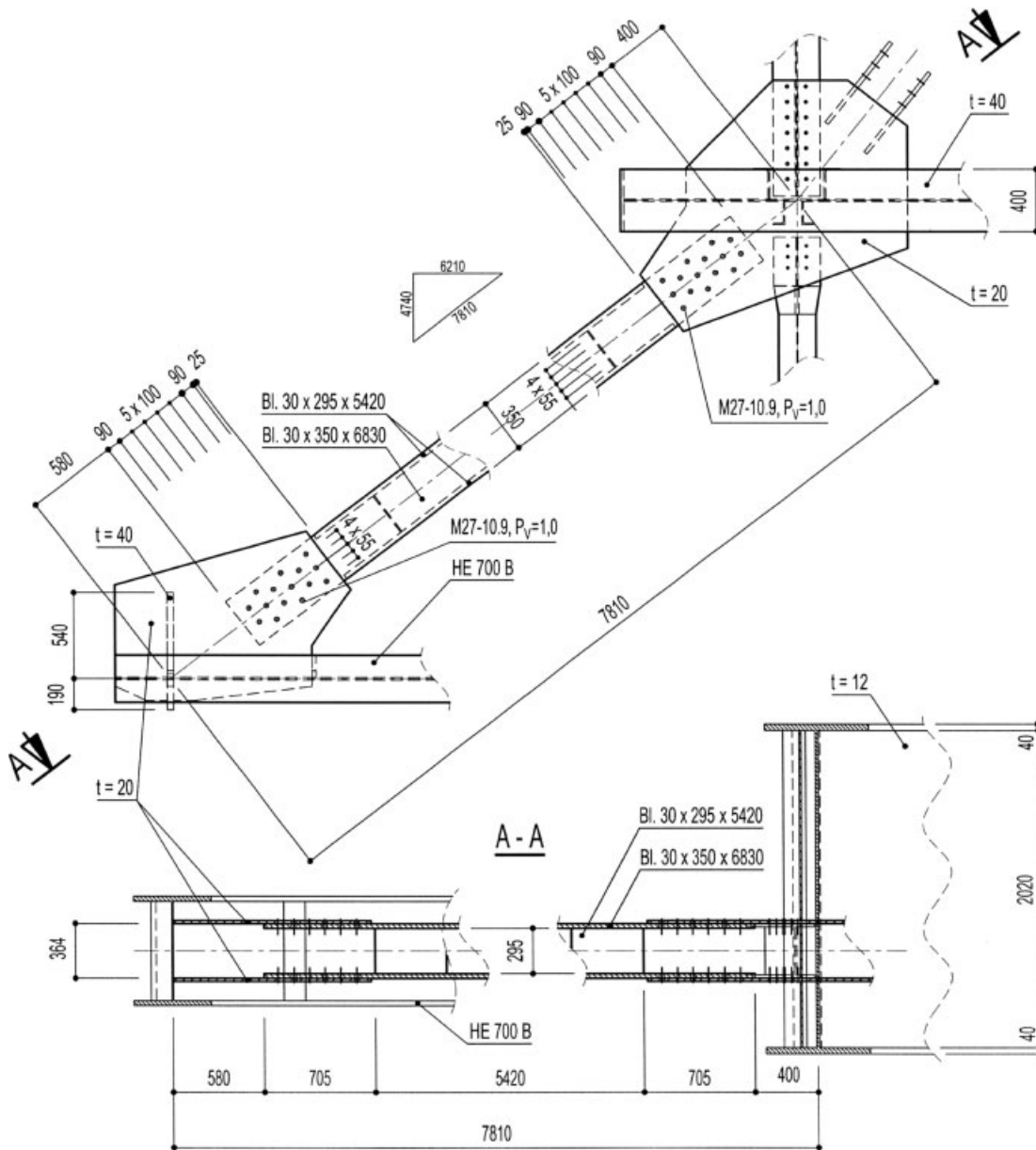


Figure 2 : Conception des entretoises de compression et de leurs raccords.

Fig. 2 : Conception des éléments de compression et de leurs raccords

des poutres courtes reliées aux goussets de manière rigide à la flexion sont modélisées. La réalité devrait se situer entre ces deux variantes de limites.

Au niveau du nœud de la membrure supérieure, le modèle EF est appuyé linéairement sur tous les tronçons de barres (choisis suffisamment longs) dans la direction des barres et peut être déplacé transversalement à la direction des barres dans le plan du treillis. Au niveau du nœud de la membrure inférieure, le modèle est monté verticalement sur la nervure d'appui et est sollicité axialement en traction à l'extrémité du tronçon de la membrure inférieure, ce qui permet de générer la force normale de compression N souhaitée dans la diagonale. Pour des raisons cinématiques, tous les moignons de barres et les deux nœuds sont maintenus en forme de points perpendiculaires au plan du treillis.

Une analyse de stabilité linéaire de ce modèle EF (analyse des valeurs propres) fournit comme premières deux formes propres les figures de déformation représentées dans les figures 3a et 3b. Les valeurs propres correspondantes sont les suivantes

$$N_{\text{eig1}} = \text{env. } 4750 \text{ kN}$$

$$N_{\text{eig2}} = \text{env. } 6300 \text{ kN.}$$

Le signe "environ" est placé devant les valeurs numériques pour indiquer clairement que selon la variante de modélisation et le degré de discrétisation, on obtient une certaine fourchette de résultats de calcul différents ; elle se situe par exemple entre 4500 et 4900 kN pour la première valeur propre. Conformément à son objectif, le présent article se concentre essentiellement sur l'ordre de grandeur.

Si l'on poursuit l'analyse de la stabilité, il en résulte, après un certain nombre d'années, une augmentation de la valeur de la résistance.

En raison des formes propres locales de la tôle de l'âme à paroi mince de la membrure supérieure, qui ne nous

intéressent pas ici, la figure de déformation représentée sur la figure 3c avec la valeur propre correspondante est la troisième forme propre pertinente pour l'étai de compression.

$N_{\text{eig}3}$ = environ 16000 kN.

Si l'on considère ces trois modes propres pour l'étai de compression, il est évident qu'ils n'ont rien à voir avec le flambement de la barre ("flambement d'Euler") utilisé de manière routinière lors du dimensionnement d'une barre de compression dans une poutre en treillis. L'effort de flambage classique des barres de compression

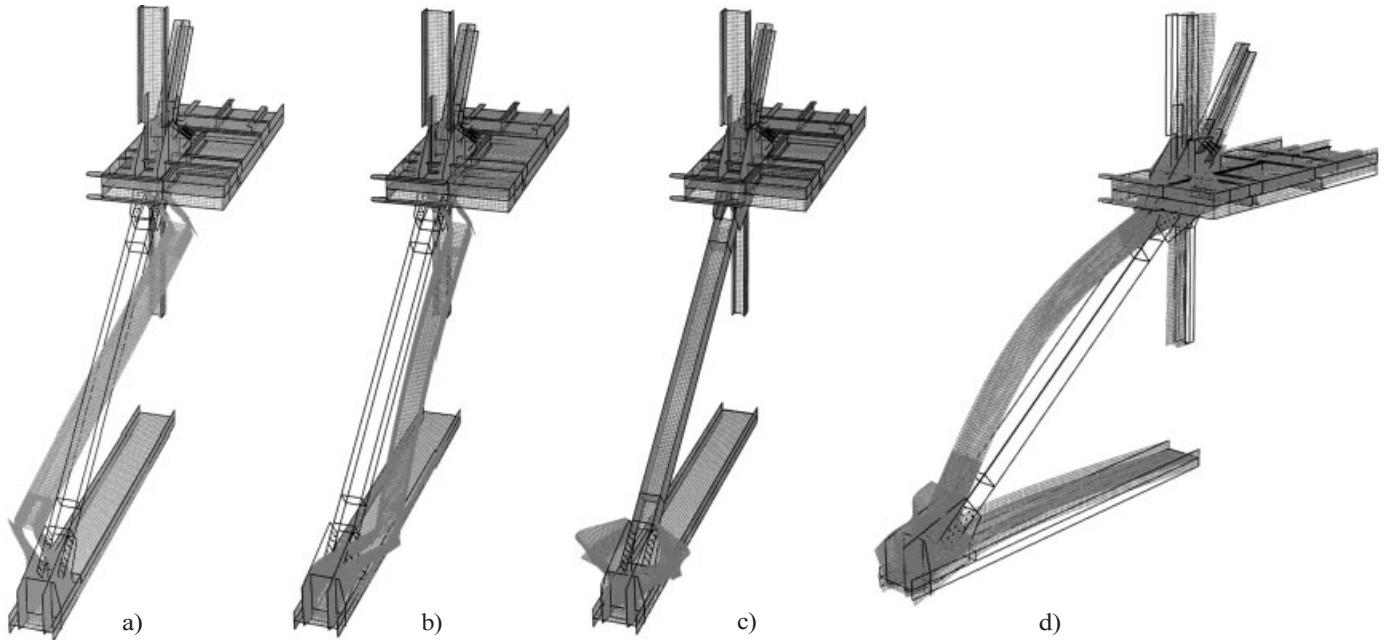


Figure 3. résultats de l'analyse de stabilité linéaire du modèle FE : a) 1ère forme propre, b) 2ème forme propre, c) 3ème forme propre, d) 50e forme propre

Fig. 3. Résultats de l'analyse de stabilité linéaire du modèle FE : a) 1er mode propre, b) 2ème mode propre, c) 3ème mode propre, d) 50ème mode propre

(cas d'Euler II, articulé aux points du système), comme on peut facilement le vérifier,

$$NK_{i,Euler} = 22500 \text{ kN},$$

soit près de cinq fois la valeur propre la plus basse calculée ici. Si l'on poursuit l'analyse de stabilité susmentionnée en direction de modes propres plus élevés, ce n'est qu'en tant que cinquantième (!) mode propre que l'on obtient une déformation globale par flambement de la barre de compression dans le plan du treillis (figure 3d) avec

$$Inclinaison_{barre} = \text{env. } 50000 \text{ kN}.$$

Le fait que cette valeur soit si largement supérieure à la force de flambement d'Euler classique est lié à l'effet de serrage statique des barres fourni par les deux nœuds, qui est en outre surestimé par les moignons de barres du modèle FE. Cela n'a pas d'importance pour l'objectif du présent article.

Revenons aux trois premières formes propres : Toutes trois décrivent manifestement des phénomènes de flambage localisés des goussets, à chaque fois avec la patte de raccordement vissée, à partir du plan de la charpente. Alors que la troisième forme propre est vraiment "locale" et correspond tout à fait à l'idée que s'en font les ingénieurs en construction métallique expérimentés lorsqu'ils pensent au "flambage des goussets", les deux premières formes propres impliquent les deux paires de goussets et le profilé de caisson lui-même dans la figure de déformation instable. La déformation locale des paquets de goussets et de pattes de fixation à partir du plan du treillis se fait de manière antisymétrique par rapport à l'axe de la barre, contrairement à la troisième forme propre, où elle se fait de manière symétrique par rapport à l'axe de la barre. Le profilé en caisson suit la déformation de bombage à partir du plan du treillis en tant que corps rigide, c'est-à-dire sans que sa résistance à la flexion soit sollicitée. Dans

le cas de la 2e forme propre, il se déplace pratiquement parallèlement ; dans le cas de la 1re forme propre, il se place en revanche en biais et génère ainsi

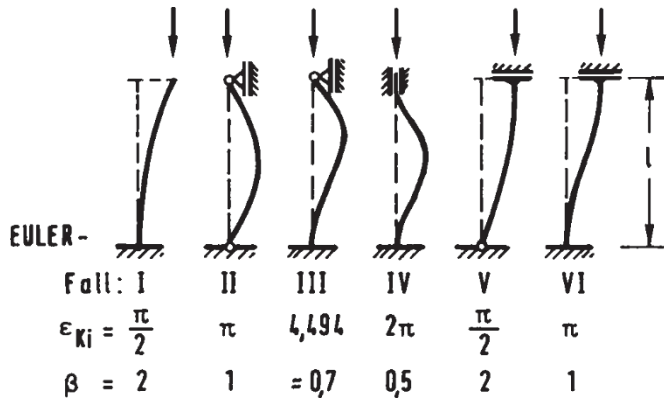


Fig. 4. cas d'Euler d'une barre de flambement (tiré de [3])
 Fig. 4. cas d'Euler d'une colonne de flambement (tiré de [3])

une force de poussée supplémentaire sur les goussets, raison pour laquelle la 1ère valeur propre est encore plus petite que la deuxième.

Si l'on veut comprendre les deux premières valeurs propres, qui sont terriblement basses, il faut se représenter chaque paquet gousset/lame de raccordement comme une barre de flambage locale tendue des deux côtés (voir coupe longitudinale AA à travers la barre de compression dans la figure 2). Alors que la 3e forme propre ressemble au cas d'Euler IV, la 2e forme propre correspond au cas d'Euler VI avec une articulation transversale au début du profil de caisson, analogue à la tige d'un cadre mobile (figure 4). Si l'on considère que les forces de compression critiques pour la ramification des deux cas d'Euler IV et VI diffèrent d'un facteur 4, le grand saut de la 2e à la 3e valeur propre devient plausible. En raison de la similitude avec le flambement - nous y reviendrons plus tard - les auteurs désignent le flambement local des paquets gousset/bavette de raccordement décrit par les deux premières formes propres par le terme de "flambement anti-métrique" des zones nodales. La plus petite force normale de bifurcation correspondante $N_{eig1} = 4750 \text{ kN}$ est calculée sur la base de l

Normes de construction métallique (DIN 18800, EN 1993-1-1) appelées "force de flambage idéale N_{KBi} ".

3.2 Force réelle (caractéristique) de flambage

Pour capturer la réalité de la structure réelle dans un système sollicité en compression (par opposition à la structure idéalement parfaite de l'analyse des valeurs propres), il est bien connu que les imperfections inévitables doivent être prises en compte dans le calcul. L'objectif d'un tel calcul est, pour le présent problème de stabilité, l'effort de flambement réel ou "caractéristique $N_{KB,Rk}$ ". Elle est déterminée ci-après en s'appuyant sur la norme DIN 18800.

3.2.1 Détermination avec facteur de réduction de la stabilité

Les formes propres décrites ci-dessus suggèrent que le

"Flambement" des zones nodales à traiter de manière similaire au flambement semblable à une barre de flambement selon la norme DIN 18800-3. Le calcul se présente alors comme suit :

$$N_{KBi} = 4750 \text{ kN}$$

$$N_{pl} = 2 - 35,0 - 3,0 - 35,5 = 7455 \text{ kN}$$

(deux pattes de raccordement)

$$\lambda_{KB} = 7,4 - 55 / 4 - 75 - 0 = 1,25$$

$$\chi_{KB} = 0,45 \text{ (ligne de contrainte de flambement (b) selon DIN 18800-2)} \quad N_{KB,Rk} = 0,45 \cdot 7455 = 3350 \text{ kN.}$$

3.2.2 Détermination à l'aide d'imperfections géométriques de substitution

La valeur de 3350 kN doit être considérée comme la valeur limite inférieure pour l'effort réel de flambage des entretoises de compression, car les facteurs de réduction de la stabilité normatifs sont volontairement conservateurs. Dans le cadre de l'analyse d'endommagement, des calculs non linéaires supplémentaires ont donc été effectués avec des imperfections géométriques de remplacement selon la norme DIN 18800-2.

Le logiciel ANSYS a été utilisé à cet effet.

10.0 [4]¹⁾. Il a permis de générer un modèle EF simplifié par rapport au modèle structurel décrit ci-dessus. La simplification concernait le nœud de treillis supérieur, dans lequel les deux goussets se terminaient approximativement au niveau du cordon de soudure horizontal et du montant de la poutre en treillis ou y étaient alignés (cf. figure 2). Les types d'éléments "shell181" pour tous les éléments de construction plans et "beam188" pour les boulons ont été utilisés. Avec ce modèle, une analyse de stabilité linéaire a d'abord été effectuée à des fins de validation. Elle fournit une première forme propre et une valeur propre correspondante ($N_{eig1} = 4680 \text{ kN}$) qui correspondent presque parfaitement aux résultats RFEM correspondants.

Selon la norme DIN 18800-2, "les imperfections géométriques équivalentes doivent être appliquées de manière à ce qu'elles s'adaptent le mieux possible à la figure de déformation correspondant à la valeur propre de flambage la plus basse". Dans ce sens, la première forme propre représentée sur la figure 3a a été choisie comme forme d'imperfection. Elle décrit les écarts par rapport à la forme théorique à angle droit.

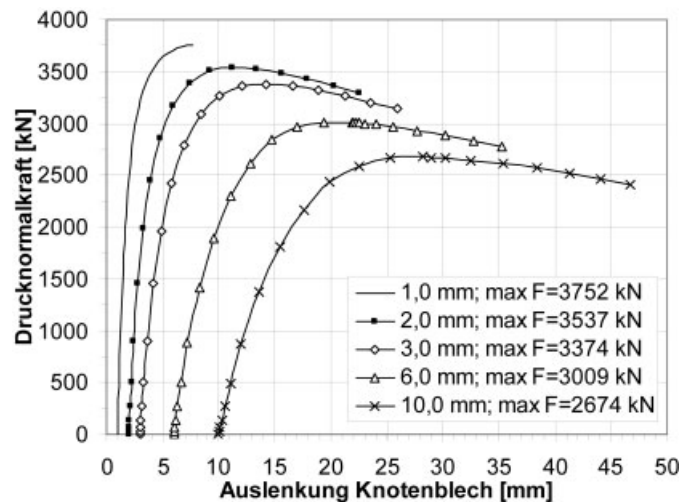


Figure 5 : Courbes de déformation sous charge des entretoises de compression imparfaites : Effort normal N (dans le diagramme "F") en fonction de la déviation latérale w à l'extrémité du gousset pour différentes déviations initiales w_0

Fig. 5. courbes de déformation de charge des éléments de compression équivalents imparfaits : force axiale N (dans le diagramme

"F") versus déplacement transversal w à l'extrémité de la plaque coulée pour différents pré-déplacements w_0

¹⁾ Les calculs avec ANSYS présentés ici ont été effectués à l'Institut pour la construction métallique et légère de l'Université de Duisburg-Essen (direction : Mme N. Stranghöner, Prof.

La plus grande valeur w_0 se situe au niveau des goussets, mais sans pré-courbure dans la barre elle-même. Cette figure de pré-déformation ne devrait pas être iréaliste

pour la présente construction de nœuds vissée, en raison de la fabrication et du montage.

Des calculs géométriques et matériellement non linéaires (analyses GMNIA selon la terminologie Eurocode [5]) ont été effectués avec des amplitudes d'imperfection de différentes tailles w_0 . La figure 5 montre les résultats. Le système s'avère assez sensible aux imperfections ; même avec une déviation initiale de 2 mm, la force de flambement réelle d'environ 3500 kN est inférieure à la force de compression maximale disponible dans les entretoises de compression (cf. chapitre 2). Le sinistre était donc inévitable.

866 Stahlbau 77 (2008), cahier 12

3.3 Comparaison avec le constat de dommage

Par souci d'exhaustivité, il convient de noter que les déformations permanentes des quatre zones de nœuds concernées, trouvées dans les décombres de la poutre en treillis détruite, correspondent sans contradiction à la première forme propre de la figure 3a. La figure 6 montre par exemple les deux nœuds d'appui.

Figure 6. nœud d'appui de la poutre en treillis après le sinistre

Fig. 6. nœuds de support de l'armature après une défaillance



après le démontage. On reconnaît les goussets pliés hors du plan de la charpente avec les pattes de raccordement vissées ainsi que des parties des profils de caisson des entretoises de pression restés droits.

compacte : modèle "élément à quatre bras" avec mode d'instabilité "flexion locale anti-symétrique de la colonne/plaque et rotation ou déplacement global du corps rigide de l'élément".

4 Gabarits et recommandations pour les nœuds de raccordement des barres de compression en forme de caisson dans les constructions de treillis à double paroi

4.1 Pour la formation constructive

Dans l'introduction, nous avons rappelé le principe de construction classique des "nœuds de treillis compacts" pour les barres de compression. Ce principe devrait être présent à l'esprit de tout concepteur qui réalise des dessins d'exécution pour des structures en treillis et de tout ingénieur qui supervise de tels travaux de construction. La figure 7 illustre encore une fois ce principe à l'aide d'une barre de compression à double paroi, similaire aux entretoises de compression traitées ci-dessus.

L'ingénieur de conception part du principe que la barre est à deux articulations. Son logiciel de statique des barres, hautement automatisé, peut certes détecter des pré-courbures et des inclinaisons dans toutes les directions et, le cas échéant, des déformations.

également des contraintes sur les pièces C_J et des problèmes de bosses sur les parois minces.

Les membres de l'état-major doivent prendre en compte les parties de l'état-major, mais pas les stations locales.

de la qualité dans la zone du nœud. Le concepteur des plans d'atelier et l'ingénieur chargé de la vérification des détails doivent être conscients de ce fait, afin d'éviter la formation d'une "barre à quatre articulations", comme le montre la figure 7b.

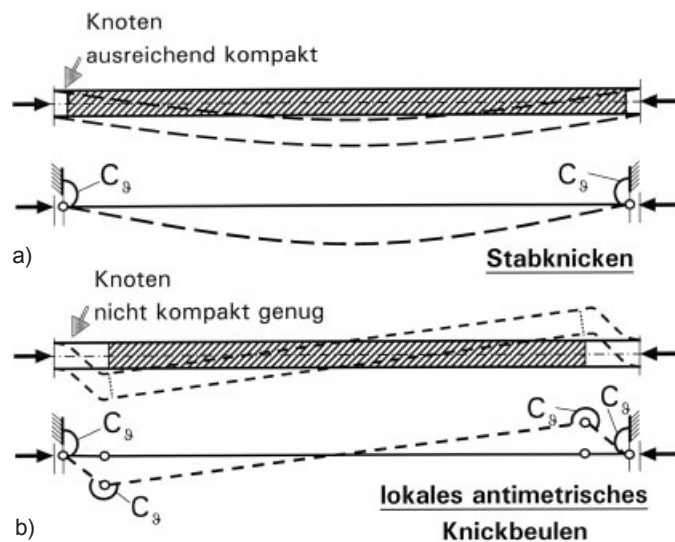


Figure 7. Modèles statiques pour une barre de compression devenant instable à partir du plan du treillis : a) construction nodale suffisamment compacte : modèle "barre à deux articulations" avec mode d'instabilité "flambement de la barre", b) construction nodale insuffisamment compacte : modèle "barre à quatre articulations" avec mode d'instabilité "flambement antisymétrique local plus torsion ou déplacement global du corps rigide de la barre" Fig. 7. Modèles structurels pour un élément de compression instable perpendiculairement au plan de la base : a) construction du nœud suffisamment compacte : modèle "élément à deux bras" avec mode d'instabilité "flexion de la colonne", b) construction du nœud pas suffisamment

Les auteurs ne sont pas d'avis que chaque noeud de treillis doit faire l'objet d'une vérification explicite de la résistance à la flexion, et encore moins d'une vérification par éléments finis (voir plus loin). En règle générale, il suffit, lors de la réalisation des dessins d'exécution, de construire de manière qualitative "aussi compacte que possible". Il faut cependant tenir compte des deux critères de compacité déjà mentionnés, à savoir

- Former des goussets aussi courts que possible
- Rigidifier les goussets les uns par rapport aux autres.

Pour pouvoir évaluer la compacité en termes d'instabilité à partir du plan de la charpente, il est recommandé de représenter les nœuds non seulement en vue, mais aussi en coupes parallèles à l'axe de la barre. On considère

z. Figure 2 : la minceur dangereuse de la construction du nœud n'est vraiment visible que dans la coupe AA.

Pour les nœuds de l'étau de compression de la figure 2, les auteurs ont construit des variantes "compactes" à titre d'exemple. Dans ces cas, les tôles de paroi de caisson non contiguës sont

30×295 entre les goussets (avec U-

Les tôles murales en caisson 30×350 adjacentes sont amenées aussi près que possible des points du système (avec des sections d'angle pour le montage des vis), les tôles murales en caisson 30×350 adjacentes sont amenées aussi près que possible des points du système (avec des sections d'angle pour le montage des vis).

) et des distances minimales ont été choisies pour les images des trous de boulons. Pour un modèle FE identique, une analyse de stabilité analogue à celle de la section 3.1 fournit une forme propre locale de gousset anti-métrique seulement à $N_{\text{eig}} = \text{env. } 43000 \text{ kN}$, pratiquement en même temps que la première forme propre globale de flambement de la barre. Cela signifie qu'avec cette formation de nœuds, une mesure de routine

du flambement statique de l'étau de compression selon la norme DIN 18800-2, c'est-à-dire soit selon la méthode de la barre de remplacement avec $s_K = 0,99$ dans le plan du treillis et $s_K = 1,09$ hors du plan du treillis, soit avec une pré-courbure sinusoïdale dans les deux directions, serait clairement sûre.

4.2 Pour la vérification par calcul de la résistance à la déformation

Si, en cas de doute, on n'est pas sûr que la conception choisie soit "suffisamment compacte", il faut évidemment vérifier par le calcul la résistance au flambement des goussets. Le plus important n'est pas de calculer le plus précisément possible, mais plutôt d'avoir sous les yeux la figure anti-métrique de flambement local, telle qu'elle est représentée sur les figures 3a et 3b. Si, par exemple, on tenait compte de la symétrie par rapport au plan du système de treillis lors de la construction d'un modèle structural par éléments finis, on risquerait d'exclure d'emblée la figure de flambement antimétrique. On obtiendrait alors, pour la construction nodale de la figure 2, le flambement symétrique local selon la figure 3c comme forme propre la plus basse et on ne reconnaîtrait pas le risque de flambement proprement dit.

Selon les auteurs, les modèles d'ingénierie simplifiés et conservateurs sont suffisants dans la plupart des cas pour vérifier la sécurité antimétrique du flambement. Il est évident que la similitude avec le flambement doit être saisie directement à l'aide d'un modèle de barre de flambement local. La figure 8 illustre une telle approche à l'exemple du nœud de treillis inférieur de la figure 2. Au-delà de la ligne de jonction entre les extrémités des deux nervures (désignée sur la figure 8 comme "bord avant de la plaque d'angle"), le gousset agit, avec la plaque d'angle adjacente, comme une plaque de renfort.

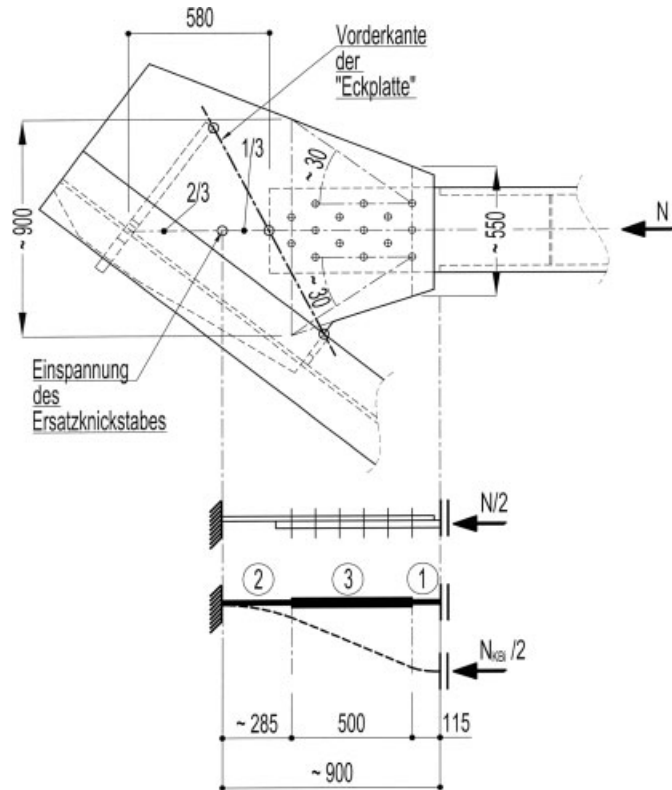


Figure 8 : Modèle local de barre de flambement de remplacement pour le flambement antisymétrique des goussets, à l'exemple du nœud inférieur du treillis de la figure 2.

Fig. 8. Modèle de colonne équivalente locale pour le bombage anti-symétrique de la colonne/plaque des plaques de coulée, illustré par le nœud de support de la Fig. 2.

La barre de compression est une plaque tendue uniaxiale qui peut être considérée comme une barre de flambage. Cette barre de flambage locale de remplacement doit être placée dans la zone de la barre de flambage biaxiale proprement dite.

"plaque d'angle du gousset". On suppose ici qu'elle est serrée approximativement au point 1/3-2/3 de la distance jusqu'au point du système de treillis. Il en résulte la "barre de flambement locale de remplacement" d'une longueur d'environ 900 mm, extraite de la figure 8 ci-dessous. Par analogie au cas d'Euler VI, elle reçoit une articulation transversale au début du profil de caisson du corps rigide (voir 3.1 et figure 4).

La barre de flambement locale de remplacement a trois zones de rigidité (cf. figure 8) : (1) l'éclisse de raccordement 30 × 350 mm ; (2) le gousset $t = 20$ mm avec une largeur portante

b_{m2} ; (3) le paquet vissé de la patte de raccordement et du gousset avec une largeur portante b_{m3} . La largeur portante du gousset pour la force de compression est obtenue approximativement par une répartition de 30° à partir de la première rangée de vis. Elle n'est cependant pas automatiquement identique à la largeur portante pour la rigidité à la flexion, dont on a besoin pour déterminer la force de pression de ramification de la barre de flambement de remplacement. Les moments d'inertie des trois domaines de rigidité se calculent approximativement comme suit, avec les dimensions indiquées dans la figure 8 :

$$J_1 = 3,0^3 - 35,0/12 = 78,8 \text{ cm}^4$$

$$J_2 = 2,0^3 - 90,0/12 = 60,0 \text{ cm}^4$$

Les deux valeurs limites indiquées pour J_3 décrivent d'une part une interaction purement additive des tôles de 20 et 30 mm, d'autre part une interaction complète au sens d'une tôle de 50 mm. La réalité de l'assemblage vissé se situe entre les deux. Une analyse des valeurs propres de la barre de flambement locale de remplacement ainsi définie (par ex. avec RSTAB) fournit comme valeur propre la plus faible

$$2039 \text{ kN} \leq (N/2)_{\text{eig1}} \leq 2502 \text{ kN},$$

soit comme valeur approximative de la force idéale de flambage de l'étau de compression

$$N_{\text{KBi}} \cong 2 - 0,5 - (2039 + 2502) \cong 4500 \text{ kN}.$$

$$J_3 \geq 78,8 + 2,0^3 - 0,5 - (55,0 + 90,0)/12 \cong 130 \text{ cm}^4$$

$$J_3 \leq 5,0^3 - 35,0/12 + 2,0^3 - [0,5 - (55,0 + 90,0) - 35,0]/12 \cong 390 \text{ cm}^4.$$

En comparaison avec les résultats FEM de la section 3.1, on constate qu'un modèle local de barre de flambement

par substitution aussi simple permet d'estimer de manière fiable le danger que représente le flambement antimétrique local pour les zones nodales. La valeur estimée est même inférieure à la première forme propre avec $N_{\text{eig}1} = \text{env. } 4750 \text{ kN}$, bien que la barre de flambement complémentaire avec articulation transversale corresponde plutôt à la deuxième forme propre avec $N_{\text{eig}2} = \text{env. } 6300 \text{ kN}$. Apparemment, l'hypothèse du point de serrage de la barre articulée de remplacement à 1/3-2/3 à l'intérieur de la plaque d'angle compense le fait que l'articulation transversale simple sur le profilé en caisson ne permet pas de saisir la force de poussée supplémentaire du profilé en caisson qui se met en position inclinée. Il est donc recommandé de surdimensionner la longueur de la barre de flambement locale lors de ce type de contrôle de la résistance au flambement.

5 Conclusion

L'histoire de l'ingénierie est marquée par les essais et les échecs. L'"invention" de nouvelles constructions et le risque de faire des progrès dans la connaissance ont toujours été liés au risque d'échec sous forme de défaillance de composants et d'accidents graves. Les

temps modernes, avec leurs méthodes de calcul modernes et leurs essais systématiques en laboratoire pour déterminer le comportement de matériaux et de composants non testés ou nouveaux, ont réduit ces effets secondaires tragiques du progrès de l'art de l'ingénieur à un minimum moderne.

L'ingénierie forensique [6] est d'autant plus nécessaire pour les accidents de construction dont la survenue est d'autant plus surprenante pour toutes les personnes concernées que toutes les mesures de sécurité imaginables ainsi qu'une planification minutieuse et une documentation très précise avaient été prises. L'objectif de l'ingénierie forensique est ici d'identifier les causes de la défaillance dans ses mécanismes technico-physiques et de donner ainsi des indications sur l'amélioration des règles techniques ou des principes de construction (figure 9).

Les leçons à tirer de l'accident de construction décrit avec son mécanisme inhabituel de défaillance de la stabilité sont évidentes : il est urgent de revenir aux principes de construction traditionnels pour la conception des nœuds de raccordement dans les treillis et autres structures en barres. Outre le postulat général de la compatibilité, il est également nécessaire de développer dans un avenir proche des outils pour la pratique de la construction qui rendent les conceptions sûres faciles à mettre en œuvre.



Figure 9 : Processus d'apprentissage avec prise en compte des cas de dommages (tiré de [6]).

Fig. 9. processus cognitif en incluant les cas d'échec (tiré de [6])

Comme la séparation entre "statique du système" et "statique du détail", malheureusement très répandue aujourd'hui, ne peut pas être éliminée immédiatement et rapidement, les déficits de connaissances décrits devraient être éclaircis durablement par une étude systématique des constructions de raccordement usuelles. Selon les estimations de la

Il n'est certainement pas souhaitable que les auteurs visent une densification de la normalisation ou d'autres codifications. Il s'agit plutôt de présenter à nouveau des exemples et des suggestions pour des nœuds praticables et fonctionnels à tous égards, dans l'esprit des manuels connus.

Littérature

- [1] Schaper, G. : Feste stählerne Brücken, 6e édition. Berlin : Verlag Ernst & Sohn 1934 (d'abord paru en 1908 sous le titre "Eiserne Brücken").
- [2] RFEM 3 - Programme d'éléments finis, manuel. Tiefenbach : Ing.-Software Dlubal GmbH 2008.
- [3] Petersen, Ch. : Stahlbau - Grundlagen der Berechnung und baulichen Ausbildung von Stahlbauten. Braunschweig : Friedr. Vieweg & Sohn 1988.
- [4] ANSYS 10.0 - Programme d'éléments finis, Theory and Elements Manual. Canonsburg/USA : ANSYS Inc. 2006.
- [5] DIN EN 1993-1-6 : Eurocode 3 - Calcul et construction des structures en acier - Partie 1-6 : Résistance et stabilité des coques (éd. : NABau im DIN). Berlin : Beuth-Verlag 2007.
- [6] Wood, J. : Spreading the word : How can we learn from failure. Bridge Design & Engineering 2008, Issue 52, p. 42-43.

Auteurs de cet article :

Ing. Herbert Schmidt, Ing. Peter Swadlo, Ingenieurbüro Prof. Schmidt & Partner, Kruppstraße 98, 45145 Essen Ing. Michael Fastabend, Ing. Hans-Gerd Lommen, Ingenieurbüro DOMKE Nachf, Mannesmannstraße 161, 47259 Duisburg