

CALCUL ET CONCEPTION ÉCONOMIQUE DES ASSEMBLAGES DE PROFILÉS RECONSTITUÉS SOUDÉS

par M. Braham, F. Cerfontaine et J.-P. Jaspert

RÉSUMÉ

Depuis plusieurs années, l'Université de Liège, en collaboration avec un partenaire industriel, a entrepris d'étendre les règles de l'Annexe J de l'Eurocode 3 au calcul des assemblages entre profilés reconstitués soudés à parois élancées et soumis à une combinaison de moments de flexion et d'efforts axiaux importants. Ces assemblages se rencontrent dans les portiques retroussés de bâtiments industriels.

Après avoir rappelé les principes de la méthode des composantes sur laquelle s'appuie l'annexe J, les difficultés liées au problème traité sont examinées et des solutions appropriées sont suggérées. Ces difficultés consistent dans la prise en compte de l'effort axial significatif dans l'assemblage et la détermination de la réponse des composantes dont le comportement est influencé par l'élancement des parois des profilés reconstitués soudés. Le logiciel ASCon est ensuite décrit. Il intègre les solutions proposées et permet une évaluation précise de la courbe moment-rotation des assemblages étudiés.

Enfin, des exemples de calcul d'assemblages sont présentés. Ils démontrent l'intérêt des études réalisées en vue d'une conception plus rationnelle et économique des assemblages.

SUMMARY

Since few years, the University of Liège, in collaboration with an industrial partner, has undertaken researches aimed at extending the design rules of Eurocode 3 Annex J to the calculation of connections between built-up slender profiles subjected to a combination of bending moments and axial forces. These connections belong to pitched-roof portal frames in industrial buildings.

First the principles of the component method on which the Annex J is based are recalled. Then the difficulties to overcome are examined and appropriate solutions are suggested. These difficulties are linked to the presence of a significant axial force in the connections and to the evaluation of the response of the components, the behaviour of which is influenced by the slenderness of the built-up profiles. Then the software ASCon is described. It integrates the proposed solutions and enables a precise evaluation of the moment-rotation curve of the studied connections.

Lastly design examples are presented. They demonstrate the interest of the investigations carried out which lead to a more rational and economical design of the connections.

M. Braham – Commercial Intertech S.A., ASTRON Building Systems,
Luxembourg
F. Cerfontaine, J.-P. Jaspert – Université de Liège (Belgique),
Département MSM

1. - INTRODUCTION

L'Eurocode 3 [1] n'est pas encore aujourd'hui d'application obligatoire; il existe cependant à l'état de prénorme expérimentale. Son Annexe J, qui concerne le calcul des assemblages sous chargement statique, constitue d'ailleurs un cas particulier puisque, depuis la publication de la prénorme citée, de multiples versions révisées et améliorées de cette Annexe J ont vu le jour; ces révisions ne constituaient cependant, jusqu'il y a peu, que des documents de travail de la commission chargée d'élaborer le contenu de son texte. Très récemment toutefois, l'Annexe J ainsi revue et corrigée [2] a été publiée par le Comité Européen de Normalisation (CEN), ce qui en fait, à présent, un document auquel chaque pays européen peut se référer.

L'Annexe J est loin cependant encore de résoudre tous les problèmes soulevés par le calcul des assemblages. Ainsi, l'influence d'un effort axial, pourtant souvent présent dans les assemblages, n'est pas à proprement parlé pris en compte, puisque la règle énoncée consiste à négliger cet effort axial s'il est inférieur au dixième de la résistance de la section de la poutre dans le cas d'un assemblage poutre-poteau, ou de la plus faible des sections de poutre dans le cas d'un assemblage de poutres bout à bout. L'empirisme de la règle en question ne peut échapper à personne.

S'agissant des profilés reconstitués par soudage (P.R.S.), l'utilisation de tôles minces notamment, et ce aussi bien pour les semelles que pour l'âme du profilé, fait apparaître de nouvelles questions, sans réponse à l'heure actuelle dans cette Annexe J.

Les profilés reconstitués par soudage sont cependant chose courante, si ce n'est traditionnelle, aujourd'hui. Leur fabrication, et a fortiori la fabrication de leurs assemblages, présente d'ailleurs un aspect économique tout à fait particulier. En effet, ces profilés se caractérisent le plus souvent par une section de grande hauteur, et, outre qu'ils ont ainsi pour but d'atteindre des modules de flexion très élevés, nettement supérieurs à ceux des profilés laminés à chaud, ils se veulent résolument économiques; c'est la minceur importante de leurs plaques constitutives, et le poids réduit qui s'ensuit, qui rend cela possible.

Cependant l'habitude, plus qu'aucune rigueur scientifique d'ailleurs, a consacré l'utilisation de multiples raidisseurs, finalement très coûteux, pour la réalisation des assemblages entre profilés reconstitués soudés. L'économie escomptée risque donc de se voir très vite annihilée par les opérations supplémentaires de soudage de ces raidisseurs.

Il peut être intéressant de noter que ces raidisseurs portent, en langue allemande, le surnom de «Angststiefen», ce qui signifie «raidisseurs de la crainte» (crainte de la méconnaissance de leur opportunité évidemment).

Il apparaît donc nécessaire de pouvoir décrire très précisément le comportement des assemblages de profilés reconstitués soudés, en prenant en compte toutes leurs caractéristiques, pour étudier l'influence exacte, au niveau de la résistance de l'assemblage mais aussi de sa flexibilité, de chacun de ses éléments constitutifs - platine, boulons, raidisseurs divers, etc. Une telle étude, accompagnée d'un calcul précis des coûts de fabrication, permet effectivement une approche économique de la conception des assemblages, comme cela est montré dans ce qui suit.

2. - L'ANNEXE J DE L'EUROCODE 3 ET LE CONCEPT

DES COMPOSANTES

2,1. - Les composantes d'un assemblage

Dans l'esprit de l'Annexe J [2] de l'Eurocode 3, tout assemblage doit être regardé comme un ensemble d'éléments, appe-

lés les «composantes», qui tous contribuent, dans une mesure plus ou moins importante, à la résistance et à la rigidité de cet assemblage. La «composante» qui vient immédiatement à l'esprit dans le cas d'un assemblage boulonné est évidemment le boulon, ou plutôt chacun des boulons de l'assemblage.

Pour caractériser un assemblage, fût-il boulonné ou soudé, qu'il assemble entre eux une poutre et un poteau ou deux poutres, il est essentiel de pouvoir procéder au dénombrement et à l'identification exhaustive de ses composantes. Ainsi, dans le cas de l'assemblage de la figure 1, qui correspond à un assemblage traditionnel d'une poutre d'une ossature métallique à un poteau, il faudra considérer l'existence simultanée des composantes suivantes (les numéros correspondent aux numéros indiqués à la figure) :

1. l'âme du poteau dans la zone où elle est soumise à un effort de compression;
2. la partie comprimée de la poutre, la semelle comprimée et une partie de l'âme de la poutre constituant d'ailleurs, selon l'Eurocode, une seule composante;
3. l'âme du poteau dans la zone où elle est tendue;
4. la semelle du poteau où elle est soumise à flexion du fait de la traction dans les boulons;
5. les boulons soumis à des efforts de traction;
6. la platine soumise à flexion du fait de l'effort de traction existant dans les boulons;
7. l'âme de la poutre dans la zone où elle est soumise à un effort de traction;
8. le panneau d'âme du poteau soumis à un effort de cisaillement.

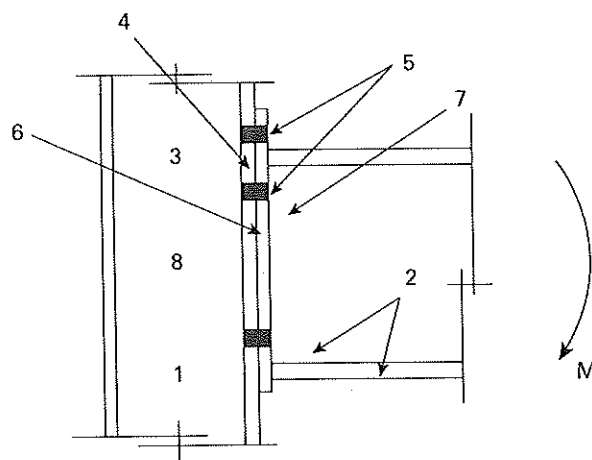


Fig. 1 - Les composantes d'un assemblage poutre-poteau « traditionnel »

Par souci de concision de langage, ces composantes seront éventuellement nommées, dans la suite, au moyen d'un code expliqué ci-dessous. Ces codes sont en fait des abréviations des dénominations anglaises des modes de ruine des composantes.

1. CWC Column Web in Compression
âme du poteau en compression;
2. BFC Beam Flange and web in Compression
semelle et âme de la poutre en compression;
3. CWT Column Web in Tension
âme du poteau en traction;
4. CFB Column Flange in Bending
semelle du poteau en flexion;
5. BT Bolts in Tension
boulons en traction;

6. EPB End Plate in Bending
platine en flexion ;
7. BWT Beam Web in Tension
âme de la poutre en traction ;
8. CWS Column Web in Shear
âme du poteau en cisaillement.

Les soudures d'un assemblage ne constituent pas une composante à part entière ; en effet, leur déformabilité est extrêmement faible par rapport aux composantes précitées et les dimensions des soudures doivent être telles que leur résistance ne conditionne jamais celle de l'assemblage. A cette fin, des critères spécifiques de vérification de résistance sont précisés dans l'Annexe J, les règles générales de dimensionnement des soudures étant, quant à elles, explicitées au chapitre 6 et dans l'Annexe M de l'Eurocode 3

2.2. - Caractérisation des composantes d'un assemblage

Chacune des composantes de tout assemblage possède sa propre résistance en traction, en compression, et/ou en cisaillement, selon la manière dont elle est sollicitée dans l'assemblage.

En général d'ailleurs, la résistance d'une composante vis-à-vis d'une certaine sollicitation ne dépend que de la valeur de cette sollicitation : c'est tout à fait vrai notamment pour les

boulons, dont la résistance ne dépend que de l'effort de traction auxquels ils sont soumis.

Dans le cas de l'âme du poteau cependant, caractérisée par les trois composantes, apparemment différentes, 1, 3 et 8 explicitées plus haut, il en va différemment. L'âme du poteau est soumise à des contraintes à la fois de compression, de traction, et de cisaillement. Cette coexistence est accompagnée d'interactions, et leurs effets sont pris en compte soit de manière forfaitaire, soit de manière explicite, dans l'expression des résistances individuelles des composantes de base 1, 3 et 8. A titre d'exemple, la résistance de la composante 8, âme du poteau en cisaillement, est formulée dans l'Annexe J de l'Eurocode d'une manière telle qu'elle prend en compte implicitement et forfaitairement la présence de contraintes de compression et/ou de traction dans l'âme.

Il faut encore considérer que la résistance de certaines composantes peut être conditionnée par un phénomène dit « de groupe » : dans un tel phénomène, il est considéré que plusieurs rangées successives de boulons entraînent ensemble, et non de manière individuelle, la ruine d'une composante. Par exemple, si deux rangées successives de boulons sont très proches l'une de l'autre (fig. 2a), il est possible qu'elles entraînent la ruine de la semelle du poteau selon un mécanisme les incluant toutes deux simultanément ; la composante « semelle du poteau » est donc dans ce cas affectée d'un phénomène de groupe. Si par contre ces deux rangées sont suffisamment éloignées l'une de l'autre, elles auront des comportements propres (fig. 2b) et des résistances distinctes, sans relation l'une avec l'autre.

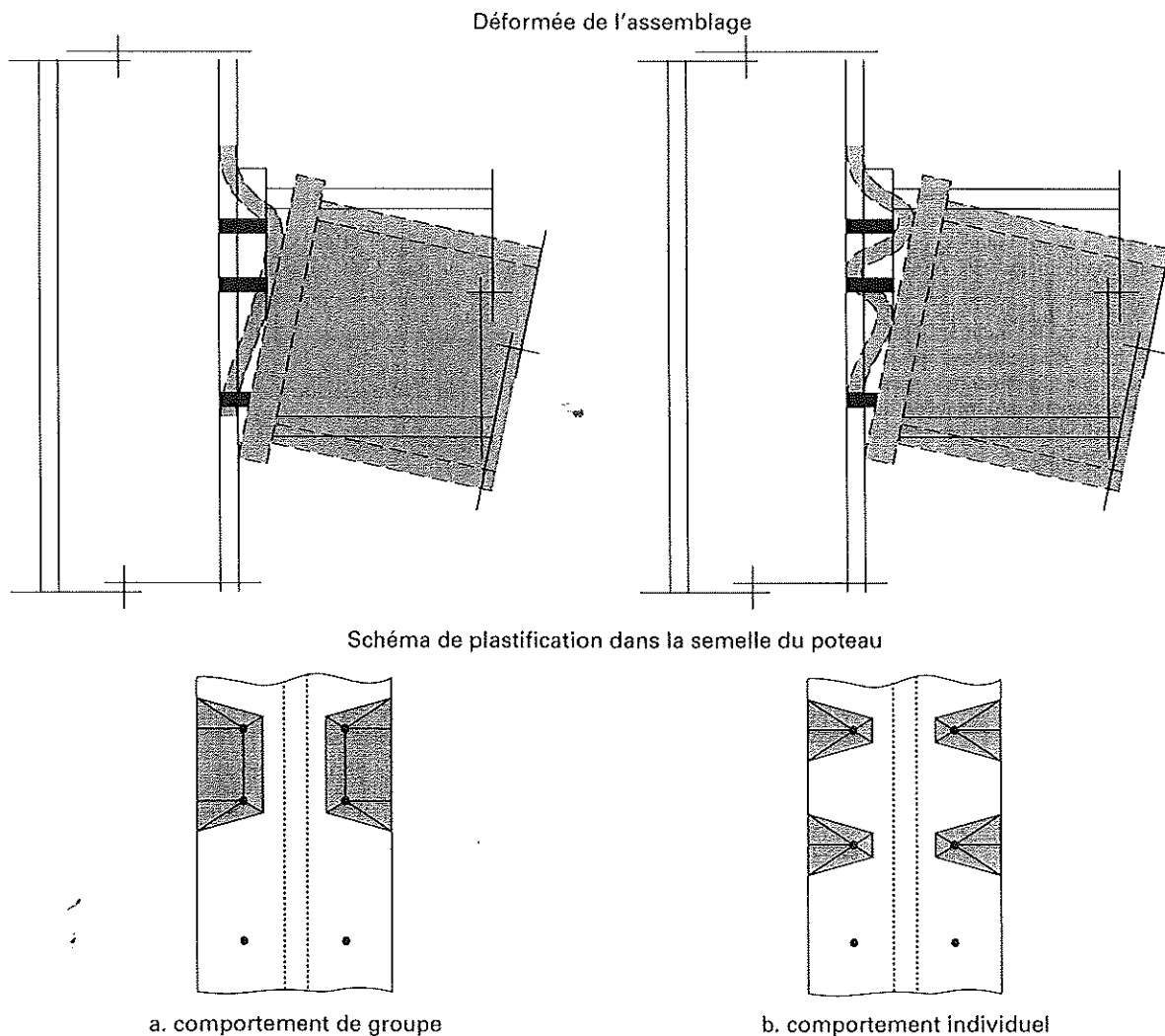


Fig. 2 - Comportement de groupe ou individuel des rangées de boulons

2,3. – Opération d'assemblage des composantes

Une fois les composantes d'un assemblage identifiées, et leur résistance propre calculée, la résistance en flexion de l'assemblage peut être calculée au moyen d'une opération dont le nom peut entraîner une confusion, puisqu'il s'agit de « l'assemblage » des composantes. Une procédure « d'assemblage » des composantes existe aussi pour caractériser la raideur ; elle n'est pas explicitée ici.

Le calcul de la résistance de l'assemblage consiste donc essentiellement à définir tout d'abord les résistances disponibles au niveau de chacune des rangées de boulons, compte tenu des résistances de toutes les composantes qui y sont localisées. Ainsi, au niveau de la rangée de boulons située sous la semelle supérieure de la poutre de la figure 1, on aura soin de considérer les éventuelles limitations de la résistance des boulons dues soit à la résistance de l'âme de la poutre, sollicitée en traction dans cette zone, soit à la résistance de l'âme du poteau, sollicitée en traction, soit encore à la résistance en flexion du plat d'about ou à celle de la semelle du poteau.

Il faut également accorder une attention particulière à la résistance de la partie comprimée de la poutre (BFC), ainsi qu'à la résistance de l'âme du poteau en compression (CWC) puisque celles-ci sont susceptibles de limiter l'effort total de traction que l'on peut mettre en œuvre au niveau des rangées de boulons. En d'autres termes, la somme des résistances en traction des diverses rangées de boulons ne peut dépasser, en l'absence d'effort axial, la résistance de la partie comprimée de l'assemblage. De même, dans le cas d'un assemblage poutre-poteau la somme des résistances en traction des diverses rangées de boulons ne peut dépasser la résistance en cisaillement du panneau d'âme. Ces principes ne font qu'exprimer l'équilibre des efforts intérieurs dans l'assemblage.

Enfin, il faut s'assurer que la ductilité disponible au niveau de chaque rangée de boulons est suffisante pour pouvoir procéder à des redistributions plastiques des efforts intérieurs à l'assemblage. Cette règle consiste simplement à limiter à une distribution linéaire les efforts intérieurs de traction dans les rangées de boulons situées en dessous d'une rangée dont l'effort résistant atteint 95% de la pleine résistance des boulons et ce, pour une des ruines suivantes : CFB, EPB et BT. On pourra consulter Jaspert [3] pour de plus amples informations.

L'opération d'assemblage proprement dite consiste alors simplement à additionner les produits des résistances disponibles dans les diverses rangées de boulons par leur bras de levier respectif ; le résultat de cette arithmétique fournit la résistance en flexion M_{Rd} de l'assemblage. Il reste à préciser que le bras de levier d'une rangée de boulons est la distance entre celle-ci et le centre de compression de l'assemblage (fig. 3), situé à la mi-épaisseur de la semelle comprimée de la poutre si l'assemblage ne présente à cet endroit ni raidisseur extérieur, ni épaulement.

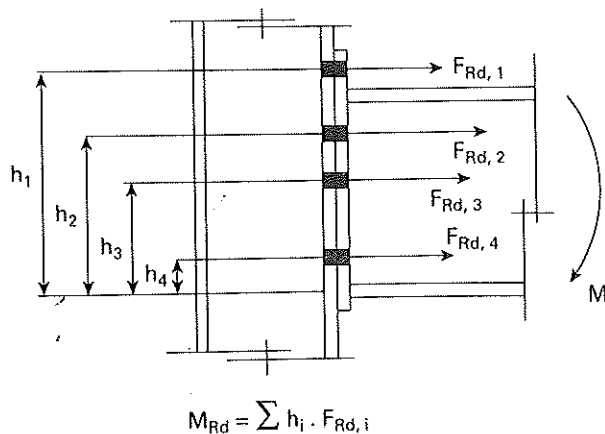


Fig. 3 – Bras de levier des résistances en traction

En réalité, le caractère sécuritaire de cette opération d'assemblage est justifié par ce que l'on a coutume d'appeler, dans la théorie de l'analyse limite, le « théorème statique ». Les principes de ce théorème sont rappelés au paragraphe 6.1.4 de l'Eurocode 3 [1]. On pourra aussi consulter Massonnet [4]. On peut résumer les conditions d'application dudit théorème statique comme suit :

- les efforts intérieurs à l'assemblage doivent être en équilibre avec les efforts extérieurs (condition 1) ;
- les efforts intérieurs doivent rester inférieurs aux résistances des composantes correspondantes (condition 2) ;
- les déformations qui résultent de la distribution des efforts intérieurs doivent rester inférieures aux capacités de déformation des composantes correspondantes (condition 3).

Ceci permet, en toute généralité, de poser une distribution arbitraire des efforts intérieurs à l'assemblage (efforts intérieurs dans les diverses rangées de boulons), tout en essayant de placer au niveau de chaque rangée de boulons un effort égal à la résistance calculée à ce niveau – ce qui entraîne le respect de la condition 2 –, de vérifier ensuite que la condition 3 énoncée ci-dessus est respectée, et de calculer enfin la résistance flexionnelle comme on l'a indiqué plus haut, la condition 1 étant ainsi implicitement respectée.

Ce procédé fournit nécessairement une solution sécuritaire, c'est-à-dire une valeur par défaut de la résistance de l'assemblage.

Tout ceci est finalement assez simple lorsque l'assemblage est sollicité par un moment de flexion seulement, à l'exclusion de tout effort axial. La clause de l'Annexe J, selon laquelle on peut négliger l'effort axial à condition qu'il ne dépasse pas le dixième de la résistance de la section de la (des) poutre(s) assemblée(s), ne constitue évidemment qu'une manière détournée de reconnaître que les principes de calcul ne couvrent pas la présence de cet effort axial.

En présence d'un effort axial important, les choses ne sont plus aussi simples. Cette situation est cependant assez rare dans les ossatures à mailles rectangulaires – c'est-à-dire composées de poteaux verticaux et de poutres horizontales – qui sont l'objet essentiel de l'Eurocode 3 ; l'Annexe J n'avait donc pas de raison de s'y intéresser particulièrement. La suite de l'article y accorde par contre une attention toute particulière.

3. – CADRE DE L'ÉTUDE

3,1. – Prise en compte de l'effort axial

La question de l'effort axial, soulevée ci-dessus, est particulièrement cruciale dans le cas des portiques retroussés utilisés pour la construction de bâtiments industriels, lorsque ces portiques sont autostables dans leur plan (voir photo 1). Ce type de portique a d'ailleurs assez fréquemment recours, pour la fabrication de ses éléments, aux profilés reconstitués soudés, ceux-ci permettant notamment la réalisation de grandes portées libres.

Dans de tels portiques, des efforts axiaux importants peuvent exister aussi bien dans les arbalétriers que dans les poteaux, et a fortiori dans leurs assemblages respectifs. En fonction du cas de charge considéré, ces efforts axiaux peuvent d'ailleurs aussi bien être des efforts de traction que des efforts de compression.

La recherche de la résistance d'un assemblage sous l'effet simultané d'un effort flexionnel et d'un effort axial se pose en général de l'une des deux manières suivantes : soit on recherche le moment de flexion maximal que l'on peut appliquer en pré-

sence d'un effort axial donné (ou le contraire), soit on recherche le moment de flexion et l'effort axial maximaux que l'on peut appliquer connaissant leur rapport (chargement radial).

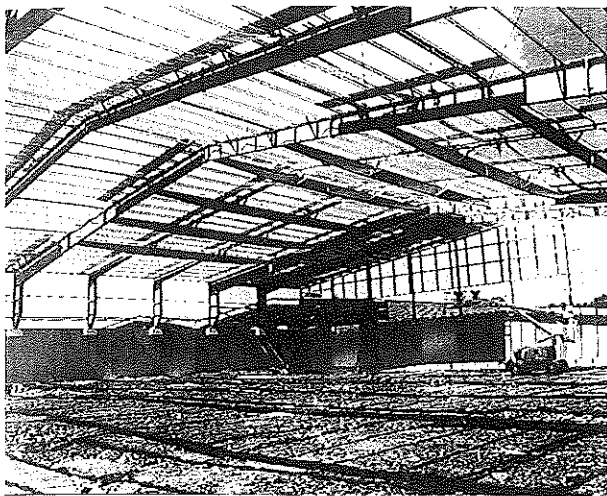


Photo 1 - Portiques retroussés d'un bâtiment industriel

La présence d'un effort axial ne fait remettre en question ni le concept des composantes, ni les règles à respecter dans le cadre de l'application du théorème statique. Il est donc loisible de tenter de définir une distribution des efforts intérieurs qui soit en équilibre avec les efforts extérieurs, mais cet exercice se heurte à deux difficultés au moins :

- suivant le signe et la valeur de l'effort axial, il peut très bien exister un ou deux centres de compression dans l'assemblage, voire même pas du tout. L'exercice ne peut donc être réalisé qu'au prix de tâtonnements ;
- même si une solution statiquement admissible peut être déterminée, il est pratiquement impossible de garantir que les conditions de ductilité soient respectées. Pour assurer cela, il faut pratiquement connaître l'«histoire» du chargement ; on peut alors contrôler la cinématique (les déformations) de l'assemblage et vérifier que la ductilité d'aucune composante n'est épuisée. Lorsque c'est le cas, le chargement s'arrête, la résistance conventionnelle de l'assemblage est ainsi atteinte.

C'est principalement ce dernier aspect du problème qui a conduit à l'élaboration du logiciel ASCon décrit ci-après.

3.2. - Particularités des assemblages de profilés reconstitués soudés

Les profilés reconstitués soudés présentent des caractéristiques essentiellement différentes de celles des profilés laminés à chaud. Comme cela a déjà été dit, leur âme et leurs semelles sont fréquemment «minces» selon les termes de l'Eurocode 3 ; par ailleurs, la hauteur de leur section est souvent très nettement supérieure à la largeur de leurs semelles.

Il est certain que ces caractéristiques ont des conséquences sur la conception des assemblages entre de tels profilés, et conséquemment sur leur calcul. En fait, il n'y a pas lieu de définir de nouvelle composante, mais il faut, pour certaines des composantes de l'Annexe J, élargir leur champ d'application et définir leur loi de comportement et leur résistance dans un domaine nouveau.

Ces composantes, dont le comportement doit être revu pour satisfaire aux particularités des assemblages de profilés reconstitués soudés, sont essentiellement le panneau d'âme du poteau,

soumis à cisaillement, et la partie de la poutre soumise à compression ; leur étude fait l'objet du paragraphe 6 ci-après.

D'autres composantes de l'Annexe J doivent être aménagées pour tenir compte des particularités constructives des assemblages de profilés reconstitués soudés, la présence de raidisseurs entre des rangées de boulons par exemple (fig. 4).

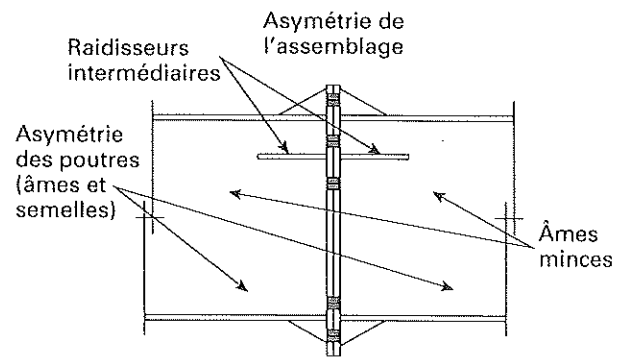


Fig. 4 - Particularités des assemblages de profilés reconstitués soudés

4. - BASES DE L'ÉTUDE

Hoffmann a réalisé en 1993 une première approche du problème de l'interaction [5]. Il a également abordé la question de l'aménagement des règles de l'Annexe J en vue de l'étude des assemblages de profilés reconstitués soudés. La principale conclusion de ce travail fut que l'opération d'«assemblage», tout à fait réalisable manuellement dans le cas de l'action de la flexion seule, devient beaucoup plus complexe si un effort axial agit en sus ; il a déjà été dit que c'est le respect des conditions de ductilité qui constitue la difficulté principale.

Fort de ces conclusions, Finet [6] a envisagé en 1994 la mise au point d'un modèle mécanique (et d'un programme de calcul) dans lequel toutes les composantes sont représentées par des ressorts, dont le comportement est par ailleurs non linéaire s'il le faut. Ce modèle mécanique a été validé à l'aide du logiciel FINELG [7]. Les résultats, bien que très limités quant au domaine des assemblages traités, étaient très prometteurs.

Cerfontaine s'est alors attaché à la résolution d'un problème plus ponctuel [8, 9] : la caractérisation de la composante dénommée «âme du poteau en cisaillement», dans le cas où sa minceur dépasse les limites définies par l'Annexe J. Cette étude est basée sur l'interprétation d'essais réalisés à Liège [10] et à Cottbus [11].

La mise au point du logiciel, dont le concept est basé sur le modèle mécanique à ressorts mentionné plus haut, a alors été continuée par Jaspert tout d'abord, et Cerfontaine ensuite ; le résultat en est le logiciel ASCon, brièvement décrit plus loin. Les travaux de Jaspert sont détaillés dans la référence [3].

Dès que ce logiciel fut disponible, d'autres travaux d'étudiants ont été provoqués, qui devaient tenter de dériver, de l'utilisation de ce logiciel sophistiqué, des principes, voire des méthodes de calcul manuelles, simples et rationnelles.

Hermann [12] a réalisé une étude intéressante, et proposé des règles qui permettent de tracer le diagramme complet d'interaction entre l'effort axial et le moment de flexion d'un assemblage. Ces règles simples sont issues d'une adaptation de la méthode SPRINT [13] à la prise en compte de l'effort axial.

Jodocy [14] a eu pour tâche d'élaborer un concept de «supercomposantes», qui devait se révéler très pratique dans le cadre de son utilisation par un fabricant d'un «système de

construction». Dans ce concept, une supercomposante s'identifie à une rangée de boulons considérée dans un environnement précis : diamètre des boulons, distance entre eux et vis-à-vis des bords, qualité des boulons et des aciers de l'assemblage, épaisseur et largeur de la platine, etc. peuvent prendre des valeurs précisées d'avance. Les résistances des supercomposantes sont calculées une fois pour toutes et présentées sous forme de tables aisément utilisables. Le calcul de la résistance en flexion d'un assemblage, même très complexe, est alors ramené à un problème arithmétique élémentaire.

Slivers [15] a mis au point un logiciel de calcul qui met à profit les tables de résistances de Jodocy et les principes de comportement mis en évidence par Hermann, pour tracer de manière automatique le diagramme d'interaction effort axial – moment de flexion d'un assemblage de poutres faites de profilés reconstitués soudés et mises bout à bout.

A l'heure actuelle, les auteurs disposent donc de divers outils qui répondent à des besoins différents. Le plus puissant de ceux-ci est évidemment le logiciel ASCON, véritable outil de simulation du comportement des assemblages. C'est ce logiciel qui fait l'objet de la suite du présent article.

5. – LE LOGICIEL ASCON

5.1. – Généralités

Comme cela a été dit plus haut, le logiciel ASCON est né d'une nécessité, ou plutôt d'une constatation : l'étude d'un assemblage soumis conjointement à un moment de flexion et un effort axial, qui consiste en fait à déterminer une distribution des efforts intérieurs à l'assemblage en équilibre avec les efforts extérieurs, se heurte à quelques difficultés dont celle correspondant à l'obligation de respecter les critères de ductilité des composantes. Les travaux de Hoffmann [5] et Steenhuis [16] ont mis en évidence la difficulté d'obtenir une solution analytique à ce problème.

Finet d'abord, puis Jaspert et Cerfontaine, se sont alors attachés à développer un modèle mécanique qui intègre toutes les composantes de l'assemblage, chacune avec sa loi propre de comportement, et qui, par une mise en charge pas à pas, permette de suivre le comportement de ces composantes, et donc de l'assemblage, jusqu'à sa ruine. Ce modèle mécanique (fig. 5), dans lequel chaque composante est, en principe, représentée par un ressort – on fera plus loin une nuance –, permet de satisfaire à la fois les conditions d'équilibre statique et de compatibilité cinématique des déformations, cette dernière caractéristique étant essentielle pour pouvoir satisfaire les critères de ductilité des composantes de manière précise.

5.2. – Lois de comportement des composantes

En principe, chaque composante d'un assemblage est caractérisée par une loi de comportement qui se traduit par une relation entre un effort appliqué F et un allongement Δ correspondant.

L'Annexe J ne définit pas de loi de comportement des «composantes»; tout au plus donne-t-elle, pour chaque composante, une formulation d'un «coefficient de rigidité» k , qui en est caractéristique ([2], § J.4.2) et qui sert au calcul de la rigidité d'un assemblage où elle est présente, ainsi bien sûr qu'une formulation de sa résistance propre. Il est cependant possible d'en déduire, pour chaque composante de base, une loi de comportement. Il suffit pour cela d'imaginer un assemblage qui serait constitué de cette seule composante, de considérer que le produit du module d'élasticité de l'acier E et de son coefficient k , donné par l'Annexe J, en représente la rigidité initiale K – ce dont on se convainc facilement – et de construire la loi de comportement de la composante en suivant les mêmes principes que ceux décrits pour la loi de comportement d'un assemblage ([2], § J.1.4), la résistance de l'assemblage s'identifiant ici, à un bras de levier près, à la résistance de la composante. Une telle opération, réalisée pour toutes les composantes de base, en fournira les lois de comportement.

La capacité de déformation de chaque composante doit également être établie, ce qui en réalité se limite à assez peu de chose à l'heure actuelle dans le logiciel ASCON : les composantes y ont un comportement soit indéfiniment ductile, soit fragile si l'atteinte de leur résistance, ou le dépassement d'un certain niveau de charge, n'autorise pas de redistribution plastique des efforts intérieurs.

On peut encore indiquer que la définition géométrique même de certaines composantes dépend du chargement. Pour illustrer cette question, on peut citer le cas du panneau d'âme : pour des raisons d'équilibre statique, la hauteur du panneau d'âme qui est soumise au cisaillement correspond (fig. 6) à la distance entre le centre de compression (point d'application de la résultante des efforts de compression, point qui n'est pas identique au centre de rotation) et le centre de traction (point d'application de la résultante des efforts de traction). Cependant, la répartition des efforts entre les rangées de boulons pouvant évoluer au cours du chargement, la position du centre de traction n'est pas fixe.

En effet, au début du chargement (fig. 6a) la rangée extérieure des boulons est fortement sollicitée. Le centre de traction (T) est donc placé assez haut et la hauteur cisailée est maximale. Lorsque la résistance est atteinte au niveau de cette rangée, les rangées inférieures se chargent plus à leur tour, et le centre de traction (T) descend (fig. 6b). L'effort de cisaillement V du panneau d'âme étant approximativement égal (dans le cas d'un assemblage entre une poutre et un poteau soumis à flexion pure) au rapport entre le moment de flexion M et la dis-

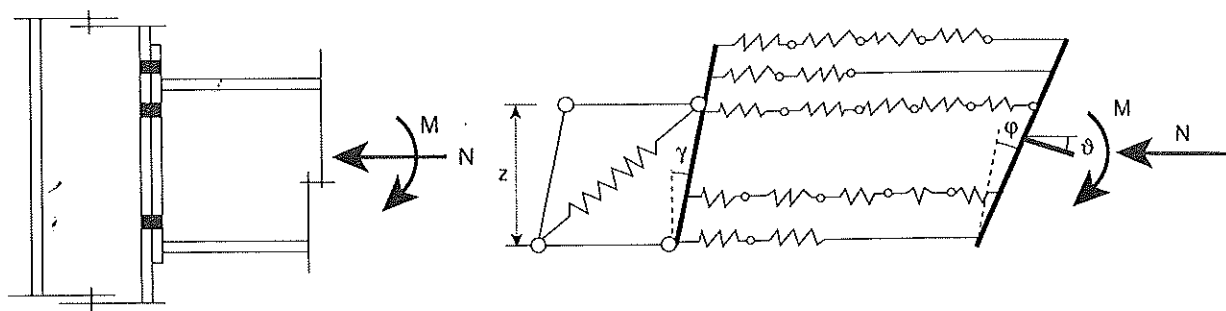


Fig. 5 – Assemblage poutre-poteau et son modèle mécanique

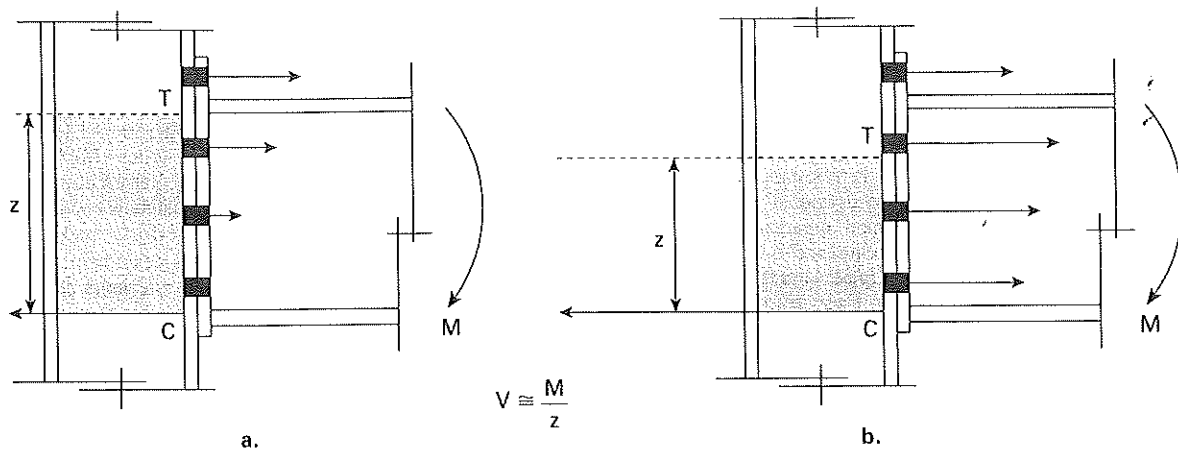


Fig. 6 - Variation de l'effort de cisaillement du panneau d'âme

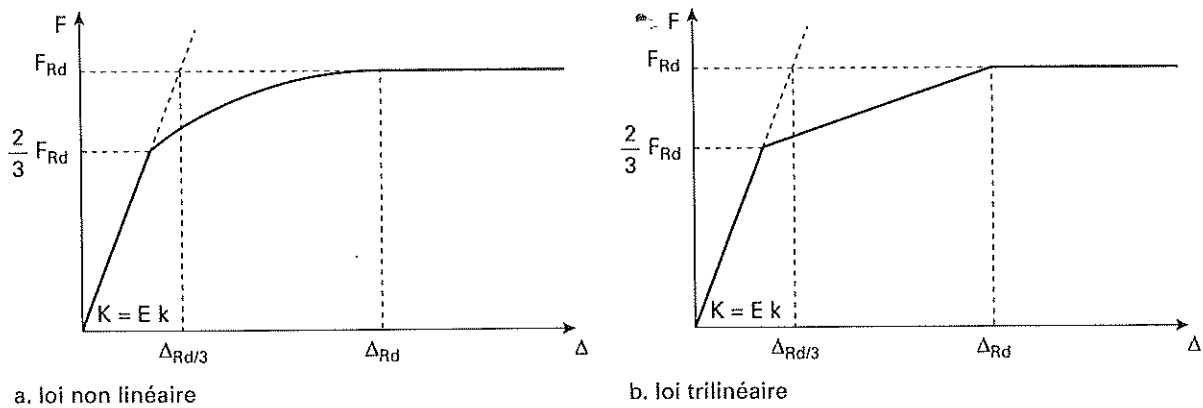


Fig. 7 - Les deux types de loi de comportement des composantes

tance z entre les centres de traction (T) et de compression (C), on voit que cet effort de cisaillement augmente plus que proportionnellement au moment de flexion.

Le logiciel ASCon permet actuellement la prise en compte, pour les composantes, de lois de comportement non linéaire [2] ou trilinéaire ([1], chap. 6). Ces deux types de loi sont représentés à la figure 7.

5,3. - Lois de comportement des rangées de boulons

La figure 5 montre plusieurs ressorts (composantes) au niveau d'une rangée de boulons ou d'une rangée comprimée. Ces ressorts étant en série, on peut aisément, à partir des lois de comportement de ceux-ci, décrire la loi de comportement de chaque rangée à l'aide d'un seul ressort (supercomposante). Cette situation est schématisée à la figure 8.

Les lois de comportement des composantes, et donc des supercomposantes, ne sont cependant pas nécessairement figées pour toute la mise en charge de l'assemblage; en d'autres termes, en raison des interactions précisées en 2.2, la résistance et la rigidité de certaines des composantes peuvent être liées au niveau du chargement. Il faut donc recalculer les lois de comportement de ces composantes au cours de la mise en charge.

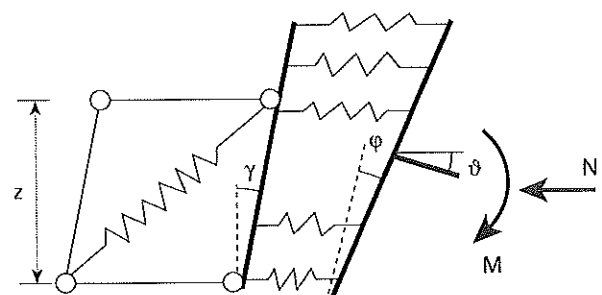


Fig. 8 - Assemblage et son modèle mécanique réduit

5,4. - Les phénomènes de groupe

Cette question a été évoquée au paragraphe 2.2 : la proximité de rangées de boulons peut entraîner, pour les composantes BWT, EPB, CFB et CWT, la formation d'un mécanisme de ruine commun à ces diverses rangées (fig. 2 a). Ceci se produit lorsque la résistance associée à ce mécanisme de groupe est inférieure à la somme des résistances associées aux mécanismes individuels des rangées de boulons.

La prise en compte de ce phénomène au niveau du logiciel ASCon s'est révélée très délicate, et fait d'ailleurs toujours l'objet de développements visant à la perfectionner. Dans le cadre du présent article, seules les grandes lignes de la prise en compte de l'apparition des phénomènes de groupe dans ASCon seront présentées.

L'Annexe J considère que seule la résistance individuelle d'une des composantes précitées, au niveau d'une rangée de boulons donnée, peut être affectée par l'apparition d'un mécanisme de groupe. Par conséquent, la courbe $F-\Delta$ caractéristique du comportement d'une composante, pour la rangée de boulons considérée, reste inchangée lors de l'apparition d'un mécanisme de groupe; seule change, le cas échéant, sa résistance.

A titre d'exemple, la figure 9 indique la réduction de la résistance individuelle $F_{Rd,i,i}^\alpha$ de la composante α à la rangée de boulons i à une valeur $F_{Rd,i,(m,n)}^\alpha$ en raison de l'apparition, dans la composante α , d'un mécanisme englobant les rangées m à n ($i \in [m,n]$).

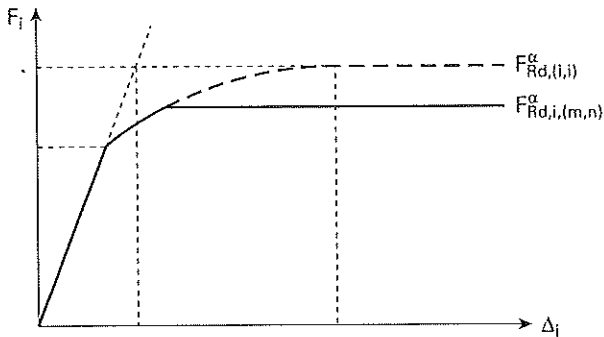


Fig. 9 - Prise en compte d'un phénomène de groupe au niveau d'une rangée de boulons i

En toute généralité, pour les N rangées de boulons successives (numérotées de 1 à N) d'un assemblage, le critère de résistance de la composante α (BWT, EPB, CFB ou EPB) peut s'écrire comme suit :

$$\sum_{i=m}^n F_i \leq F_{Rd,(m,n)}^\alpha \quad m = 1, 2 \dots N \quad \text{et} \quad n = m, m + 1, \dots N$$

où $F_{Rd,(m,n)}^\alpha$ désigne la résistance du groupe englobant les rangées de boulons m à n de la composante α . Lorsque $i = m = n$, $F_{Rd,(i,i)}^\alpha$ est la résistance individuelle de la composante α à la rangée i . Les F_i désignent les efforts intérieurs dans les rangées i .

Dans le logiciel ASCon, l'objectif est de déterminer, pour chaque composante α , la résistance individuelle ($F_{Rd,i,(m,n)}^\alpha$) à associer à chacune des rangées de boulons i conformément au critère de résistance énoncé ci-dessus.

Pour mieux appréhender le mode de résolution de ce problème, le critère de résistance est représenté à la figure 10 dans l'hypothèse d'un assemblage ne possédant que deux rangées numérotées 1 et 2. Le critère se présente sous la forme d'un ensemble de 3 droites formant une ligne polygonale; il définit donc une surface de plasticité semblable à celle définie par le critère de Tresca pour les contraintes dans un solide.

Dans le cas le plus général d'un assemblage à N rangées, le critère de résistance est d'un degré de complexité nettement supérieur et s'identifie à une surface polygonale constituée de $N \cdot (N + 1)/2$ hyperplans dans un espace à N dimensions.

Les efforts intérieurs dans l'assemblage sont considérés comme admissibles lorsque leur point représentatif dans cet espace se situe à l'intérieur ou sur le critère de plasticité.

Le mode de résolution actuellement adopté dans ASCon pour la détermination des résistances à associer à chacune des ran-

gées de boulons à l'intérieur d'un groupe peut être mis en évidence dans le cas élémentaire de la figure 10. Les composantes de l'assemblage possédant un comportement non linéaire, le logiciel ASCon détermine par voie itérative les efforts intérieurs F_1^j et F_2^j pour le pas j de chargement. Le passage du pas j convergé au pas $j + 1$ s'accompagne d'itérations; lors de chacune d'elles, une direction d'accroissement des efforts intérieurs peut être déterminée. Elle est matérialisée par un trait gras interrompu. Ce trait coupe le critère de résistance en un point de coordonnées $F_{Rd,1,(1,2)}^\alpha$ et $F_{Rd,2,(1,2)}^\alpha$; les efforts associés seront considérés comme les résistances des rangées à ne pas dépasser. La direction d'accroissement des efforts intérieurs se modifiant à chaque itération et à chaque pas, les valeurs de résistance des rangées à ne pas dépasser évolueront donc au cours du chargement de l'assemblage et ce, jusqu'à l'atteinte de la ruine.

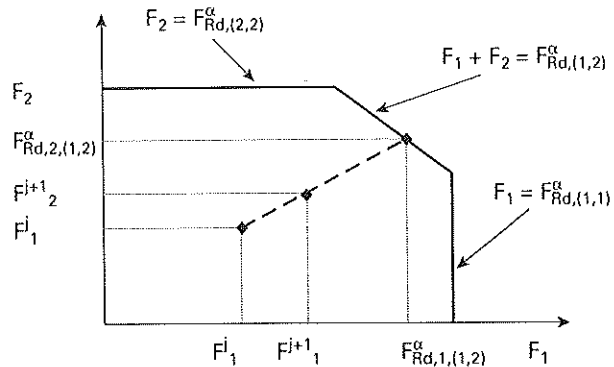


Fig. 10 - Critère de résistance et surface de plasticité

Toutefois, cette méthode est encore appelée à évoluer sensiblement car dès qu'une composante a plastifié, les efforts intérieurs dans les rangées correspondantes ne peuvent plus évoluer, la rigidité de ces dernières étant devenue nulle d'après la figure 9. Cette constatation, sans rentrer dans plus de détails, va à l'encontre du principe d'unicité de la solution et émane de la méthode elle-même. En effet, si un couplage est accepté entre les rangées au niveau de la résistance, ce couplage doit également se manifester au niveau de la raideur, ce que la méthode ne considère pas actuellement. Un parallélisme avec la mécanique du solide élastoplastique et l'application des théorèmes élastoplastiques est utile pour résoudre ce problème de manière rigoureuse. La dimension de l'espace à considérer (nombre de rangées) et la particularité du critère de résistance rendent par ailleurs originaux le problème et sa solution. Ces développements font actuellement l'objet de recherches et ont déjà permis de mettre en évidence des résultats intéressants. Par exemple, pour un assemblage soumis à flexion seule et pour lequel aucune limitation due à la ductilité n'est à craindre, la méthode actuelle d'ASCon ne converge pas vers l'Annexe J lorsque des phénomènes de groupe apparaissent, mais vers une résistance d'assemblage légèrement moindre. Les dernières considérations évoquées ci-dessus devraient permettre de converger dans certains cas précis vers l'Annexe J.

5,5. - L'opération d'assemblage

Le comportement des supercomposantes étant défini, il faut à présent réaliser leur « assemblage » en vue de la détermination des efforts intérieurs pour un niveau de chargement donné. Une des difficultés principales de cette opération est la prise en compte des phénomènes de groupe. Toutefois, pour limiter la complexité de l'exposé, seules les étapes principales de la procédure d'assemblage sont détaillées.

Comme souligné précédemment, la première condition à laquelle doivent satisfaire les efforts intérieurs est l'équilibre avec les efforts extérieurs appliqués, l'effort axial et le moment

de flexion. Ensuite, la condition de compatibilité des déplacements est, quant à elle, réalisée en imposant le principe de la conservation des sections planes à la jonction entre l'âme et la semelle du poteau d'une part et dans la section d'assemblage d'autre part; ces sections indéformables sont matérialisées aux figures 5, 8 et 11 par les deux traits gras. Ces deux sections sont donc astreintes à rester planes, et il est possible, en conséquence, de limiter la cinématique du problème à deux inconnues de base : un déplacement global δ_g , et une rotation φ (fig. 11).

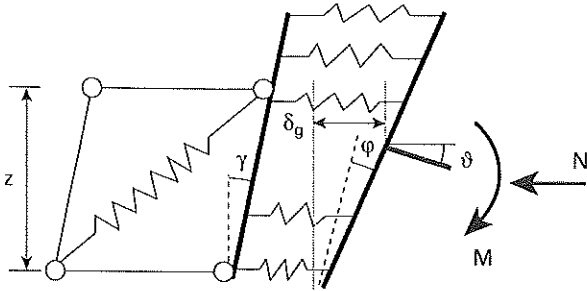


Fig. 11 – Les deux inconnues du problème

Le déplacement, ou plus exactement l'allongement ou le raccourcissement, δ_j , de chaque ressort peut dès lors s'écrire en fonction de ces deux inconnues :

$$\delta_j = \delta_g + \varphi \cdot z_j \quad (1)$$

dans laquelle z_j est la distance entre le ressort j et l'axe longitudinal où le déplacement global δ_g est considéré, soit la mi-hauteur de la poutre. Pour un niveau de chargement donné, les efforts dans les ressorts dépendent de leur rigidité tangente propre, et de leur allongement ou raccourcissement respectif δ_j . La rigidité tangente de chaque ressort peut être déterminée sur base de l'état de contraintes au niveau de chargement précédent, et les efforts dans les ressorts s'expriment donc en fonction des deux déplacements globaux inconnus δ_g et φ . Ces relations peuvent être introduites dans les deux conditions d'équilibre statique, ce qui conduit à un système de deux équations à deux inconnues. Les deux inconnues s'en déduisent et les allongements des divers ressorts aussi, conduisant à la détermination des efforts dans tous les ressorts. Cette procédure est répétée jusqu'à l'obtention d'une convergence suffisante pour l'incrément de charge appliqué et ce, suivant la méthode de Newton-Raphson.

Cette étape franchie, le bras de levier des efforts agissant sur le panneau d'âme et le glissement γ de ce panneau d'âme peuvent être calculés. L'addition de la rotation φ de l'assemblage et du glissement γ fournit la rotation totale θ du nœud. Ceci est parfaitement conforme à la proposition de modélisation faite par l'Annexe J au paragraphe 2.3.3.

Lorsqu'un ressort atteint sa résistance, sa rigidité s'annule et l'effort correspondant ne varie plus. La redistribution plastique au sens de l'Annexe J s'effectue alors et le chargement continue ainsi jusqu'à la ruine de l'assemblage par plastification de toutes ses rangées ou par atteinte de la capacité de déformation maximale de l'une des composantes.

6. – COMPORTEMENT SPÉCIFIQUE DE DEUX COMPOSANTES CARACTÉRISTIQUES DES ASSEMBLAGES DE PROFILÉS À SECTION ÉLANCÉE

L'Annexe J de l'Eurocode 3 fournit les lois de comportement et les résistances des composantes couramment rencon-

trées dans les assemblages soudés ou boulonnés de profilés laminés à chaud, ou même de profilés reconstitués soudés, pour autant que les dimensions de ces derniers soient semblables à celles de profilés laminés à chaud. Ces lois ont été validées dans ce domaine précis d'application, et leur utilisation ne peut dès lors être étendue à d'autres domaines sans vérifications préalables.

À cet égard, les assemblages de profilés reconstitués soudés constituent un cas intéressant lorsque l'élanement des plaques les constituant, l'âme et les semelles, est important. Cet élanement est en effet la cause d'un risque important d'instabilités locales prématurées dont il faut tenir compte pour définir correctement le comportement d'un tel assemblage.

Une étude détaillée de l'Annexe J permet assez aisément d'identifier les composantes pour lesquelles les règles ne peuvent être étendues sans précaution au cas des assemblages de profilés à section élancée. Ce sont :

- le panneau de l'âme du poteau, sous l'effet du cisaillement (CWS);
- la partie de la poutre qui est comprimée, c'est-à-dire la semelle comprimée et une partie de l'âme (BFC).

Pour chacune de ces deux composantes, les règles de calcul énoncées dans l'Annexe J sont rappelées ci-dessous, leurs limitations sont précisées et, ensuite, leur adaptation en vue d'une application aux assemblages de profilés à section élancée est discutée.

6.1. – Le panneau d'âme du poteau en cisaillement

6.1.1. – Le modèle de l'Annexe J et ses limitations

Selon l'Eurocode, la résistance de calcul $V_{wp,Rd}$ de l'âme d'un poteau soumise à cisaillement s'exprime comme la somme de deux termes :

- un terme correspondant à la plastification du panneau d'âme par cisaillement : il y correspond un état de cisaillement pur, mais un coefficient réducteur 0,9 prend en compte de manière forfaitaire la présence probable de contraintes axiales dans l'âme du poteau, contraintes avec lesquelles les contraintes de cisaillement interagissent;
- un terme correspondant à la résistance au cisaillement du cadre formé par les semelles du poteau et ses éventuels raidisseurs transversaux. Il y correspond un mécanisme à quatre rotules plastiques, représenté à la figure 12.

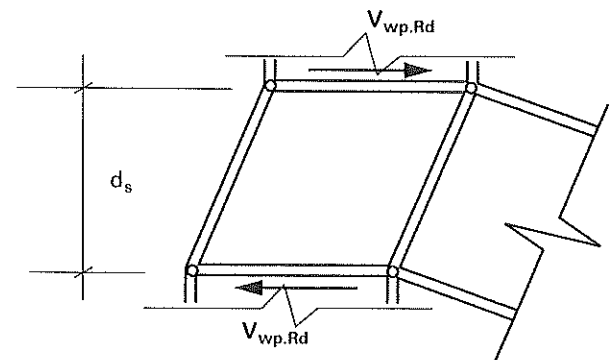


Fig. 12 – Effet de cadre dans un panneau d'âme cisailé

La résistance du panneau d'âme s'écrit (formule J.17 de l'Annexe J [2]) :

$$V_{vp,Rd} = \frac{0,9 \cdot f_{y,wc} \cdot A_{vc}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} + \frac{4 \cdot M_{pl,fc,Rd}}{d_s} \quad (2)$$

dans laquelle :

- $f_{y,wc}$ est la limite élastique de l'acier constituant le panneau d'âme;
- A_{vc} l'aire de l'âme du poteau résistant au cisaillement;
- $M_{pl,fc,Rd}$ le moment de résistance plastique de la semelle du poteau;
- d_s la distance entre les lignes moyennes des raidisseurs.

La rigidité associée à ce modèle de comportement est la simple rigidité élastique d'un panneau rectangulaire soumis au cisaillement pur (voir [2], § J.4.2).

La validité des règles de l'Annexe J est cependant limitée aux panneaux dont l'élanement d/t_w respecte la condition suivante, $f_{y,wc}$ y étant exprimée en N/mm^2 :

$$\frac{d}{t_w} \leq 69 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_{y,wc}}} \quad (3)$$

dans laquelle :

- d est la hauteur de l'âme du poteau (partie plane ou hors soudures);
- t_w son épaisseur.

6,12. - Étude du comportement du panneau d'âme élané

Lorsque l'élanement du panneau d'âme dépasse la valeur définie ci-dessus, un phénomène de voilement en cisaillement peut apparaître lors du chargement, avant l'atteinte de la plastification du panneau. On considère que la charge correspondante est la charge élasto-plastique de voilement du panneau d'âme, et que, jusqu'à ce moment, la distribution des contraintes de cisaillement dans le panneau est uniforme (voir fig. 13 a).

Cette distribution fait ensuite place à une distribution non uniforme, caractérisée par le développement d'un champ diagonal de traction (fig. 13 b).

Enfin, un mécanisme plastique se forme, affectant le cadre constitué des semelles du poteau et des raidisseurs de l'âme (fig. 13 c); ces raidisseurs sont en général présents, en raison du risque élevé de voilement de l'âme par compression au niveau de la semelle comprimée du poteau. Le mécanisme de la figure 13 c est caractéristique d'un assemblage soudé; de plus, la position de la rotule dans le raidisseur supérieur est déterminée par la largeur d'ancrage de la bande de traction sur ce raidisseur.

La résistance ultime du panneau d'âme s'écrit donc ici :

$$V_{vp,Ru} = V_{pb} + V_{vf} + V_m \quad (4)$$

dans laquelle :

- V_{pb} est la résistance élasto-plastique au voilement en cisaillement du panneau;
- V_{vf} la résistance au cisaillement associée au champ diagonal de traction;
- V_m la résistance au cisaillement associée à la formation du mécanisme par effet cadre.

Cette idéalisation du comportement au cisaillement d'un panneau d'âme mince, consistant à considérer trois résistances distinctes, et à les additionner pour en déduire la résistance ultime du panneau, est utilisée depuis longtemps pour le calcul de la résistance de l'âme des poutres de section élanée soumises à flexion et cisaillement (voir le modèle de Cardiff [17]). Elle a été étendue au domaine des assemblages, par Taquet [18], et ensuite par Pasternak *et al.* [19].

Des expressions analytiques sont d'ailleurs fournies par Pasternak pour l'évaluation de chacun des trois termes de l'expression (4), et la comparaison des valeurs ainsi obtenues avec des résultats d'essais de laboratoire démontre un degré raisonnable de précision, en terme de résistance à la ruine donc. Par contre, aucune indication n'est fournie pour la détermination d'une résistance de calcul. D'une manière générale, on observe que Pasternak ne se place pas dans le cadre strict de l'Annexe J.

Cerfontaine [8, 9] a tenté de percer les fondements du modèle de Pasternak, avec un succès partiel. En conséquence, les critiques qui peuvent être adressées au modèle de Pasternak doivent être assorties d'interrogations; elles se résument comme suit :

- La résistance élasto-plastique vis-à-vis du cisaillement, V_{pb} , est évaluée par Pasternak en supposant que l'âme est simplement appuyée sur son contour. C'est une hypothèse sécuritaire mais qui, en l'occurrence, et dans le cas d'une calibration, déséquilibre les interventions respectives des trois termes de l'expression (4).

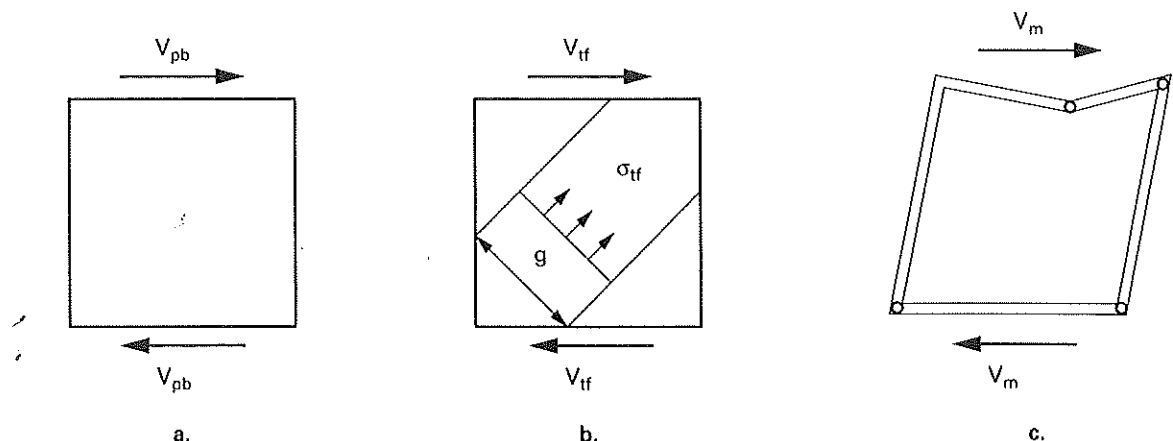


Fig. 13 - Contributions à la résistance d'un panneau mince cisailé

- La largeur g de la bande de traction de **Pasternak**, relative au terme V_{gf} , se révèle trop importante au vu des simulations par éléments finis réalisées à Liège [18]. De plus, elle ne fait pas de différence entre les assemblages boulonnés et les assemblages soudés; or les conditions d'ancrage du panneau d'âme, différentes dans ces deux types d'assemblage, imposent de faire une telle distinction. Cette différenciation est également nécessaire pour définir correctement la zone cisailée dans le cas d'un assemblage boulonné.
- L'écroutissage est totalement exclu du modèle de **Pasternak**. Pourtant, ce modèle vise la détermination de la résistance à la ruine; il est dès lors étonnant qu'aucun terme de cette résistance ne s'exprime en fonction de la contrainte de rupture de l'acier. De plus, les photos prises au cours des essais [11] menés à Braunschweig montrent des déformations très importantes à la ruine propres au domaine d'écroutissage de l'acier.
- Des commentaires similaires à ceux du point 2. ci-dessus peuvent être formulés en ce qui concerne la position des charnières plastiques du mécanisme de cadre de **Pasternak**. La distribution réelle des raidisseurs au contour de l'âme devrait être prise en considération.
- L'expression de la résistance V_{gf} de **Pasternak**, et le respect des équations d'équilibre, conduisent à placer la résultante des efforts du champ diagonal selon la diagonale du panneau, ce qui est en contradiction avec l'hypothèse formulée par **Pasternak** sur la distribution de ce champ diagonal qui, elle, n'est pas centrée.
- La somme des deux termes V_{pb} et V_{gf} s'identifie, pour les plaques d'élanement d_w/t faibles, à la résistance plastique du panneau en cisaillement pur ($A_v \cdot f_v/\sqrt{3}$). Ensuite, au-delà d'une valeur limite d'élanement, elle devrait diminuer de manière continue. Or cette somme présente, dans le modèle de **Pasternak**, une anomalie physiquement inacceptable puisqu'elle dépasse la résistance plastique totale de la plaque en cisaillement pur pour des valeurs intermédiaires d'élanement (fig. 14).

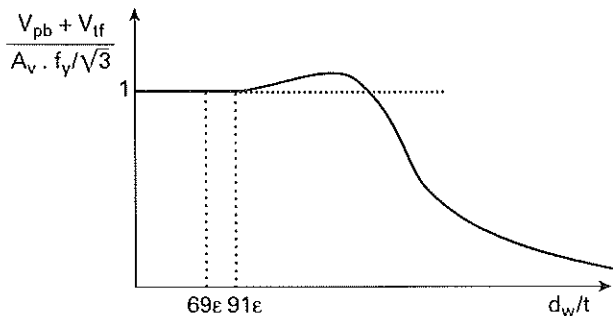


Fig. 14 – Évolution de la résistance $V_{pb} + V_{gf}$ dans le modèle de **Pasternak** pour un panneau d'âme carré

La reconnaissance de l'intérêt manifeste de la modélisation proposée par **Taquet** [18] et **Pasternak** [19] et le souci de gommer les imperfections et incohérences constatées lors de sa mise en œuvre par **Pasternak** [19] ont conduit **Cerfontaine** à élaborer un nouveau modèle fondé sur les mêmes principes de base mais répondant aux deux exigences suivantes :

- le modèle doit fournir une valeur de la résistance de calcul, et non de ruine, du panneau d'âme cisailé;
- le modèle doit s'identifier à celui de l'Annexe J lorsque l'assemblage n'est soumis qu'à moment de flexion et que l'élanement du panneau est limité.

Le lecteur intéressé par la description détaillée de ce modèle de comportement et par la justification mathématique et physique de son expression trouvera les informations utiles aux

références [8] et [20]. Il convient de noter que les résultats expérimentaux disponibles et les simulations numériques qui ont été réalisées à Liège ont servi de référence à la mise au point du modèle proposé.

Dans les paragraphes suivants, les apports majeurs du nouveau modèle sont mis en évidence.

- Une définition différente des dimensions du panneau d'âme à l'aide du bras de levier z (comme cela est représenté à la figure 6) et non plus de la distance entre les centres de gravité des raidisseurs permet une cohérence avec l'Annexe J impossible auparavant tant au niveau de la sollicitation que de la résistance et de la raideur.
- La définition de la valeur de la charge critique du panneau d'âme utile à la détermination de la résistance élastoplastique de voilement du panneau est une moyenne pondérée entre la charge critique d'un panneau simplement appuyé et celle d'un panneau encastré. La pondération dépend d'un coefficient adimensionnel défini par le rapport entre la rigidité torsionnelle du raidissage et la rigidité flexionnelle du panneau. La pondération a été calibrée à l'aide de la comparaison avec des simulations numériques. Ces dernières tendent à montrer que, dans les domaines de dimensions pratiques, cette charge critique, bien plus élevée que celle correspondant au panneau simplement appuyé, dépend peu des dimensions des raidisseurs. D'autres simulations doivent encore confirmer cette constatation.
- Les panneaux d'âme d'assemblages soudés et boulonnés ont été étudiés séparément car certains mécanismes de cadre possibles dans un assemblage boulonné sont impossibles pour des assemblages soudés dans lesquels une continuité est assurée par la soudure entre l'âme et les semelles de la poutre et du poteau.
- La dimension de la bande de traction a été réduite afin de mieux corroborer les résultats des simulations numériques et des essais disponibles. La définition de la bande de traction permet une continuité avec l'Annexe J. En effet, lorsque la charge de voilement élastoplastique du panneau est proche de la charge de plastification complète en cisaillement, la bande de traction s'étend sur la majeure partie du panneau et la contrainte s'y exerçant tend à s'annuler; seules subsistent alors les contraintes de cisaillement. La situation contraire est observée lorsque la charge de voilement élastoplastique est faible : la bande de traction est étroite et la contrainte de traction qui y passe est élevée.
- Des précisions sont apportées afin de permettre la continuité avec l'Annexe J tant au point de vue mathématique que physique. Ainsi, par exemple, le terme de résistance de mécanisme devient identique à celui prévu dans l'Annexe J lorsque la plastification du panneau est complète.

Ce modèle doit encore bénéficier de confirmations. Notamment, des essais de laboratoire sont prévus à l'Université de Liège [21]. Ces essais, et la poursuite des simulations numériques entamées, devraient permettre de proposer prochainement un modèle cohérent, fondé sur une connaissance approfondie du comportement du panneau d'âme, et en plein accord avec l'Eurocode 3.

6.2. – La zone comprimée de la poutre

Sous l'effet d'un moment de flexion, une zone de compression se développe dans la poutre, à proximité de l'assemblage (fig. 15, zone c). Cette zone englobe la semelle comprimée de la poutre ainsi qu'une partie de l'âme. En présence d'un effort axial, cette zone peut être plus ou moins étendue; elle peut aussi être inexistante en cas d'effort axial de traction important, ou affecter les deux côtés de la poutre en cas d'effort axial de compression prédominant.

Sous la flexion seule, l'Annexe J considère, par souci de simplicité, que l'effort de compression F_c agissant dans l'assemblage est concentré au niveau de la ligne moyenne de la semelle comprimée (fig. 15). La même figure montre, dans le cas d'un assemblage par platine non débordante, que cet effort F_c peut être sensiblement plus élevé que l'effort de compression F agissant dans la semelle de la poutre à une certaine distance de l'assemblage, et pour le même moment de flexion. En effet :

$$F \cong \frac{M_{Sd}}{h_b - t_{fb}} \quad (5)$$

alors que

$$F_c \cong \frac{M_{Sd}}{h} \quad \text{donc} > F \quad (6)$$

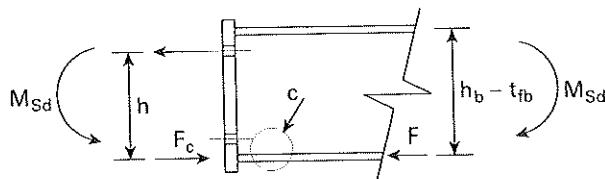


Fig. 15 – Effort de compression intérieure à l'assemblage

Pour cette raison, l'effort de compression F_c peut conduire à la plastification ou à l'instabilité prématurée de la zone comprimée de la poutre à proximité immédiate de l'assemblage (c à la fig. 15) alors qu'aucune ruine n'est à craindre dans la même section de poutre située à une certaine distance de l'assemblage et soumise au même moment de flexion. La vérification de la zone comprimée de la poutre est donc obligatoire, car elle n'est nullement couverte par la vérification habituelle de la section de la poutre.

L'effort concentré F_c doit, selon l'Annexe J, être limité à la valeur suivante :

$$F_{c,fb,Rd} = \frac{M_{c,Rd}}{h_b - t_{fb}} \quad (7)$$

dans laquelle :

$M_{c,Rd}$ est le moment résistant de calcul de la section de la poutre, compte tenu, si nécessaire, de l'effort tranchant ;

h_b la hauteur totale de la section de la poutre ;

t_{fb} l'épaisseur de la semelle de la poutre.

La formulation (7) a été validée, dans le cadre de la rédaction de l'Eurocode, pour des poutres constituées de profilés laminés à chaud. L'extension de sa validité aux profilés reconstitués soudés d'une part, et aux assemblages soumis conjointement à un effort axial et à un moment de flexion d'autre part, bien qu'elle reste à l'heure actuelle une simple hypothèse, ne devrait pas rencontrer de difficulté majeure. Au moins faudrait-il tenir compte de la classe de la section de la poutre dans l'expression de sa résistance $M_{c,Rd}$.

Des simulations menées récemment au Département MSM de l'Université de Liège (fig. 16), tendent à démontrer la qualité de la formulation dans le cas de la présence d'un effort axial important. D'autres simulations sont en cours, notamment pour étudier le cas des profilés à section élancée.

Des essais de laboratoire [21] sont également prévus pour valider les simulations et confirmer, ou au besoin aménager, le modèle de calcul de l'Annexe J.

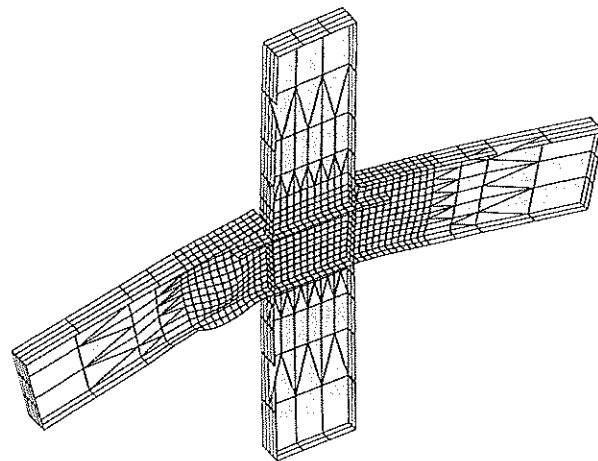


Fig. 16 – Modélisation par éléments finis du comportement de la partie comprimée de la poutre

7. – CONCEPTION D'UN ASSEMBLAGE D'ANGLE

POUTRE-POTEAU

7.1. – Les données du problème

On se propose de concevoir un assemblage du type « jarret », c'est-à-dire formant jonction entre l'arbalétrier et le poteau d'un portique d'un bâtiment industriel. Les données générales et la conception initiale du jarret sont représentées à la figure 17. On n'envisage ici qu'un seul sens de flexion, celui qui provoque de la traction dans les trois rangées situées du côté extérieur de l'assemblage ; on se propose d'obtenir une résistance minimale à la flexion de 2300 kNm, sachant que le rapport entre le moment fléchissant et l'effort axial de compression est de 6 mètres.

Le côté intérieur de l'assemblage ne présente qu'une rangée de boulons. La distance transversale entre les boulons d'une rangée est de 89 mm.

Les platines de l'assemblage sont ici horizontales, contrairement à ce que l'on rencontre dans la représentation de référence de l'Annexe J (comme par exemple, à la figure 1) ; ceci ne pose cependant aucun problème dans la mesure où il suffit de se représenter l'assemblage dans une position tournée de 90 degrés. Pour conserver le vocabulaire de l'Annexe J on désignera en conséquence le poteau par le mot *poutre*, et l'arbalétrier par le mot *poteau*, que l'on écrira en lettres italiques (fig. 17). D'autre part, on numérottera les rangées de boulons de 1 à 4 en partant de l'extérieur de l'assemblage.

7.2. – Dimensionnement préliminaire de l'assemblage

Un dimensionnement « classique » de l'assemblage, basé notamment sur une répartition linéaire des efforts dans les boulons (concept élastique), a conduit à choisir des boulons de qualité 10.9 de 27 mm de diamètre. Le concepteur, habitué à choisir une platine dont l'épaisseur soit au moins égale au diamètre des boulons, a retenu une épaisseur de 30 mm. Il a également placé, par prudence, un raidisseur dit « intermédiaire » entre les rangées 2 et 3. Le moment résistant, obtenu en supposant l'atteinte de la résistance en traction des boulons de la rangée 1, soit 2 fois 330 kN, est de 2788 kNm, et l'effort axial de compression 466 kN.

La distribution des efforts à la ruine est représentée à la figure 18a : « calcul élastique classique ».

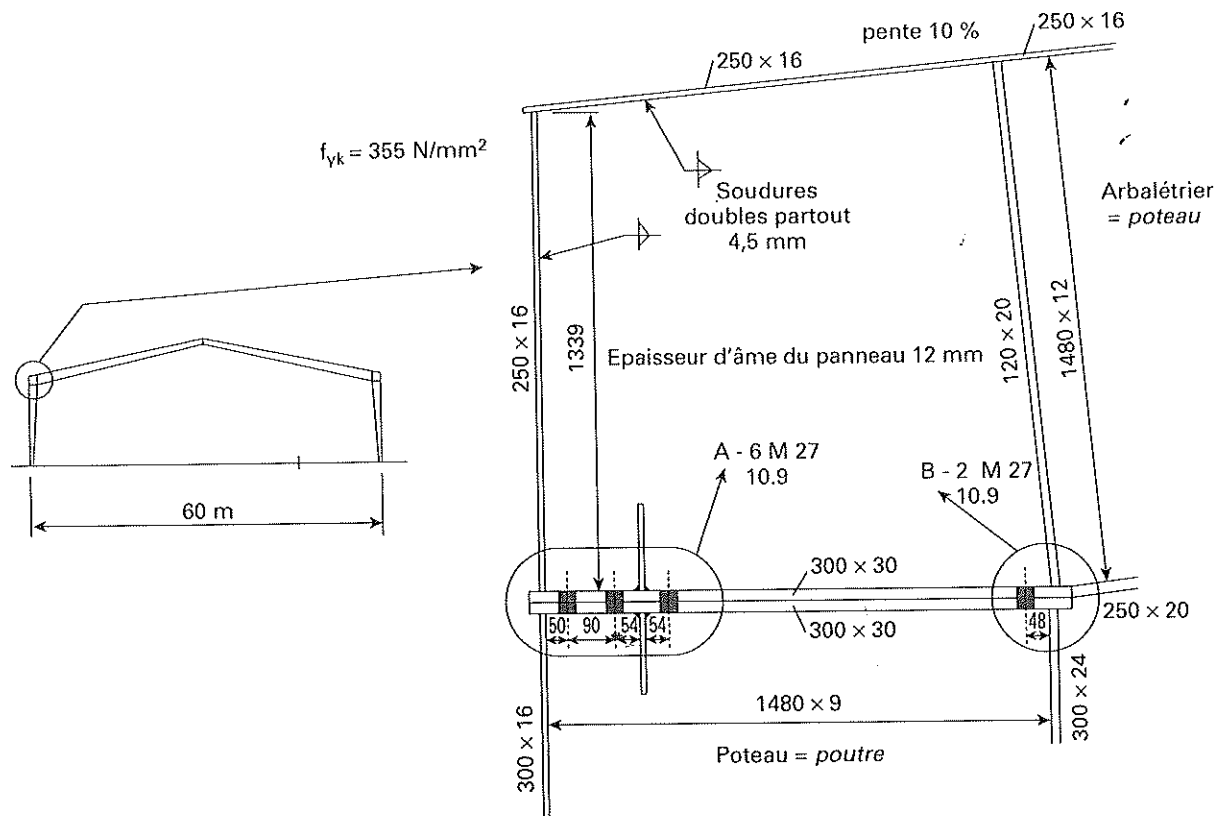


Fig. 17 - Configuration de référence

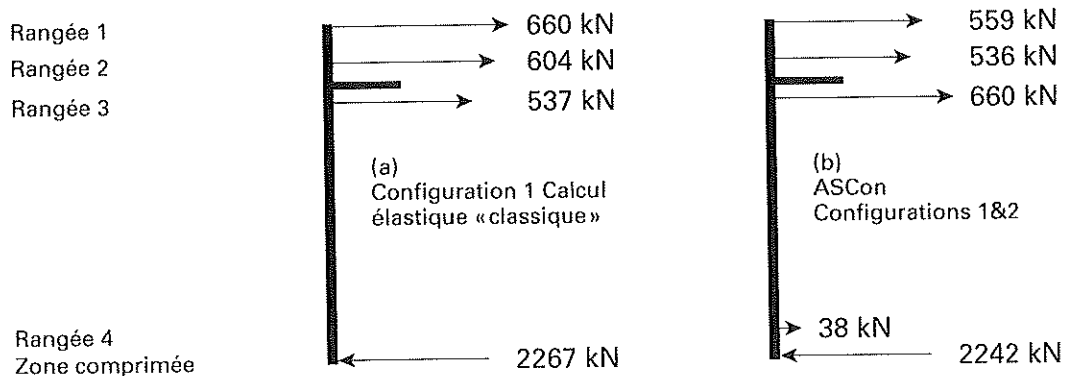


Fig. 18 - Distribution des efforts à la ruine; configurations initiales

Un calcul de cette configuration (**configuration 1**) au moyen du logiciel ASCon fournit un moment résistant de 2693 kNm, pour un effort axial de 449 kN, confirmant comme toute assez bien le calcul dit classique. La distribution à la ruine des efforts intérieurs à l'assemblage est cependant différente (fig. 18b). Quant au mode de ruine, il s'amorce par un mécanisme plastique du type « âme de la poutre en traction » (BWT) impliquant les rangées 1 et 2 ensemble (BWT 1-2), et finit par l'atteinte de la résistance des boulons de la rangée 3 (BT 3), toute redistribution supplémentaire étant alors interdite.

Le mode de ruine mis en évidence par le logiciel ASCon est donc un mode fragile; il est préférable de disposer d'un mode de ruine ductile. La raison de cette fragilité est l'importante rai-

leur flexionnelle des platines. Or ces platines ne conditionnent nullement la résistance de l'assemblage.

Il apparaît donc justifié, pour améliorer le comportement de l'assemblage, de réduire l'épaisseur des platines, et l'on tente 24 mm (**configuration 2**). Le logiciel ASCon indique alors que ni la résistance ni la distribution des efforts à la ruine ne changent, ce qui confirme que l'épaisseur de 30 mm était excessive. La rigidité de l'assemblage a cependant diminué : la figure 20 illustre cette perte de rigidité vis-à-vis de la configuration 1, mais montre que l'assemblage peut toujours être considéré comme rigide, puisque sa rigidité est toujours supérieure à la borne $25 EI/L$ ([2], § J.2.2.1), où I est l'inertie de l'arbalétrier, et L la portée du portique, soit ici quelque 60 mètres. L'arbalé-

trier du portique étant à inertie variable, on a pris ici la valeur maximale de son inertie, ce qui place largement en sécurité pour la classification de la rigidité de l'assemblage.

En vue d'une amélioration plus poussée du comportement et du coût de l'assemblage, deux directions sont alors investiguées : dans la première, **option A**, le raidisseur situé entre les rangées 2 et 3 des boulons sera supprimé, alors qu'il est conservé dans l'**option B**. Il est à noter que de tels raidisseurs représentent un coût de main d'œuvre très élevé.

7.3. – Variantes de l'assemblage

7.3.1. – Configurations sans raidisseur intermédiaire (option A)

L'assemblage est maintenant considéré avec des platines de 24 mm d'épaisseur, et sans les raidisseurs intermédiaires : c'est la **configuration 3A**. L'étude de l'assemblage au moyen du logiciel ASCon fournit maintenant le comportement suivant, à l'approche de la ruine : on assiste toujours à l'apparition d'un mécanisme plastique du type « âme de la poutre en traction » (BWT) mais incluant ici la participation simultanée des rangées 1, 2 et 3 des boulons (BWT 1-3). L'assemblage présentant encore suffisamment de ductilité, la quatrième rangée de boulons continue à se charger et atteint la résistance des boulons en traction (BT 4). Ce dernier phénomène a un impact limité sur la résistance du nœud suite au faible bras de levier de cette rangée. La distribution à la ruine des efforts intérieurs à l'assemblage est représentée à la figure 19a. La résistance de l'assemblage est de 2102 kNm, ce qui représente une chute appréciable. La rigidité de l'assemblage se trouve diminuée également (fig. 20).

On envisage alors d'augmenter la distance transversale entre les boulons, le but recherché étant de mieux distribuer les efforts de traction des boulons vers l'âme de la poutre. Cette distance passe donc de 89 mm à 110 mm (**configuration 4A**). Effectivement, les efforts atteints dans les rangées de boulons se trouvent augmentés (fig. 19b). La résistance s'en trouve améliorée et atteint maintenant 2358 kNm. Le mode de ruine est constitué d'abord par l'apparition d'un mécanisme d'âme de poutre en traction dans les trois premières rangées de boulons (BWT 1-3), comme dans la configuration 3A, suivi de l'atteinte de la résistance de la partie comprimée de la poutre (BFC). Il est intéressant de remarquer que l'effort dans la pre-

mière rangée dépasse largement ladite limite de ductilité ($1,9 B_{Rd} = 627$ kN) donnée par l'Annexe J. Cependant, le mode de ruine associé (BWT) n'implique pas la résistance des boulons ; ce n'est pas un mode fragile, et il n'y a donc pas lieu de limiter les efforts dans les rangées suivantes pour cette raison.

L'épaisseur des platines ne semblant toujours pas être la cause d'aucune infortune de l'assemblage, on choisit maintenant de la réduire à 22 mm (**configuration 5A**). La résistance de l'assemblage n'en est guère affectée : elle passe à 2326 kNm. Le mode de ruine correspond maintenant à la résistance du plat d'about en flexion au niveau de la première rangée de boulons (EPB 1). L'effort résistant dans cette rangée est plus élevé que $1,9 B_{Rd}$. Cette valeur est donc ici considérée comme une limite de ductilité ; dès lors plus aucune redistribution des efforts n'est permise. La résistance du nœud est atteinte. La figure 19c. montre la distribution des efforts intérieurs à l'assemblage à ce moment.

Les courbes moment-rotation des 5 configurations étudiées jusqu'ici sont représentées à la figure 20. Il apparaît que l'assemblage peut être considéré comme rigide dans toutes ces configurations. On constate également que seules les configurations 3A et 4A présentent une grande ductilité, cela est dû à leur mode de ruine qui, bien que légèrement différent au final, permet lorsque les rangées de boulons supérieures ont plastifié (BWT1-3) de charger la dernière rangée de boulons jusqu'à la ruine complète soit par atteinte de la résistance des boulons en traction dans cette rangée (configuration 3A) ou par atteinte de la résistance de la partie comprimée de la poutre (configuration 4A).

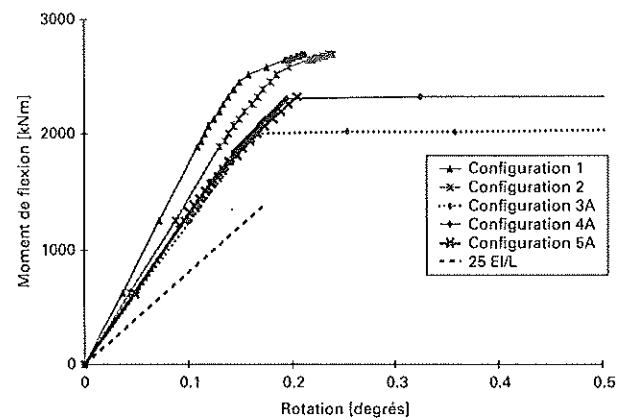


Fig. 20 – Courbes moment-rotation de l'option A

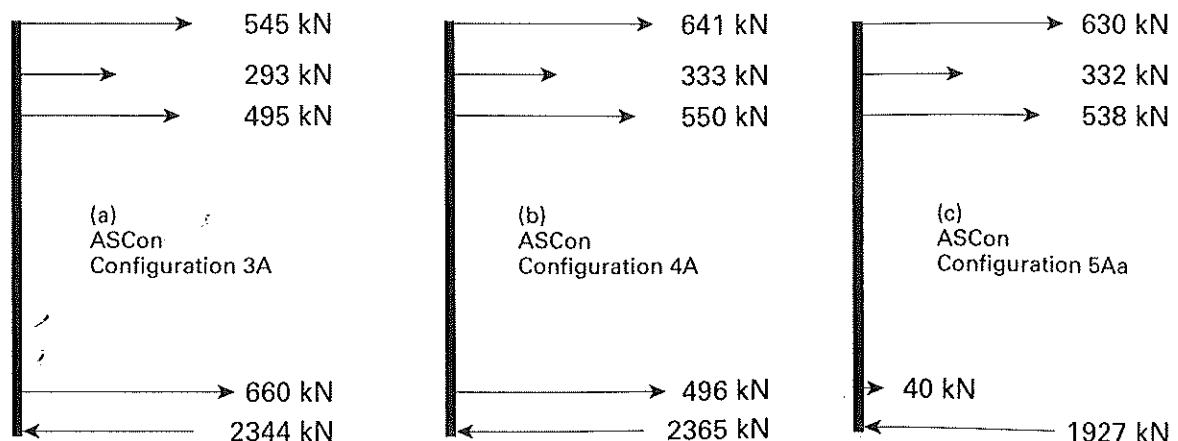


Fig. 19 – Distribution des efforts à la ruine ; option A

7,32 – Configurations avec raidisseur intermédiaire (option B)

Les platines n'étant pas à l'origine de la ruine dans la configuration 2, on envisage ici de réduire leur épaisseur de 24 à 22 mm, tout en gardant le raidisseur entre les rangées 2 et 3 (configuration 3B). La résistance de l'assemblage diminue, mais pas significativement : elle vaut 2664 kNm. Le mode de ruine procède d'un mécanisme plastique du type « âme de la poutre en traction » incluant les rangées 1 et 2 des boulons (BWT 1-2), suivi de la ruine de la platine en flexion au niveau de la rangée 3 (EPB 3). Le critère de ductilité étant atteint dans cette rangée (fig. 21 a), aucune redistribution plastique ultérieure des efforts n'est possible et la ruine est atteinte à ce moment. La figure 21 a montre la distribution des efforts intérieurs dans l'assemblage à la ruine.

Une nouvelle réduction de l'épaisseur des platines, de 22 mm à 20 mm, fait passer la résistance de l'assemblage à 2537 kNm (configuration 4B). Les phénomènes conduisant à la ruine sont, dans l'ordre, un mécanisme plastique de flexion de la platine incluant simultanément les rangées 1 et 2 des boulons (EPB 1-2), puis un mécanisme plastique semblable, au niveau de la rangée 3 (EPB 3), puis la ruine de la partie comprimée de la poutre (BFC). Il est considéré ici que ce dernier phénomène ne permet plus de redistribution des efforts dans l'assemblage, suite au manque de ductilité qui pourrait le caractériser, bien que cette limitation ne soit pas encore présente dans l'Annexe J de l'Eurocode et soit encore débattue en comité de rédaction. La distribution des efforts intérieurs à l'assemblage à la ruine est représentée à la figure 21 b.

Les courbes moment-rotation des configurations 1, 2, 3B et 4B sont représentées à la figure 22. A nouveau, ces comporte-

ments sont ici caractéristiques d'assemblages rigides. On remarque également que seule la configuration 4B présente une grande ductilité pour les mêmes raisons que celles observées pour les configurations 3A et 4A.

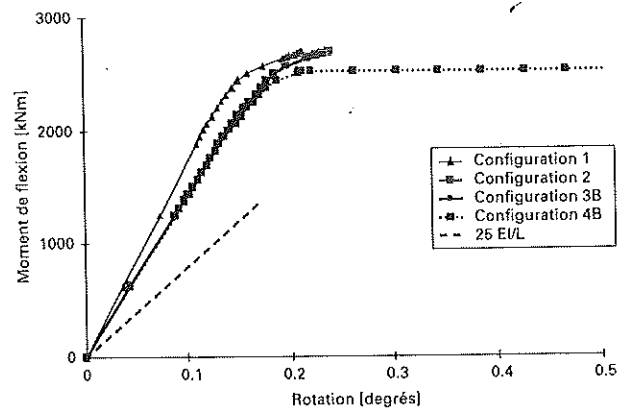


Fig. 22 – Courbes moment-rotation de l'option B

7,4. – Aspects économiques

Le tableau 1 résume les caractéristiques principales des différentes configurations qui ont été étudiées ci-dessus. Les histogrammes de la figure 23 comparent les résistances et les coûts de ces configurations, en prenant pour référence la résistance et le coût de la configuration 1 (seuls les calculs ASCon sont considérés, le calcul « classique élastique » étant maintenant omis des considérations).

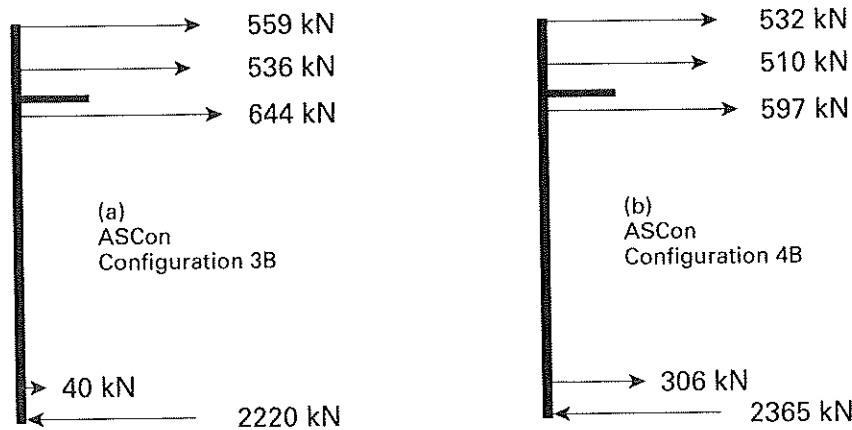


Fig. 21 – Distribution des efforts à la ruine; option B

TABLEAU 1

Résumé des caractéristiques et des résistances des diverses configurations du jarret

Configuration	1	2	3A	4A	5A	3B	4B
Platines [mm]	30	24	24	24	22	22	20
Raidisseur intermédiaire	Oui	Oui	Non	Non	Non	Oui	Oui
Distance transv. des boulons [mm]	89	89	89	110	110	89	89
Résistance [kNm]	2693	2693	2102	2358	2326	2664	2537

Les coûts sont calculés à l'aide d'un programme développé dans le cadre d'un travail de fin d'études [8]. Ce programme utilise les données d'un fabricant et tient compte de l'ensemble des coûts de matériaux (acier, boulons) et de fabrication (découpe, soudure, forage...).

Dans l'option A, on voit que la résistance a chuté de 14 % environ, alors que le coût a diminué de quelque 20 %. La raison principale de la chute du coût est la réduction importante de l'épaisseur de la platine, une raison de moindre importance étant la disparition des raidisseurs. Il faut noter que l'impact de la disparition des raidisseurs serait beaucoup plus important dans un assemblage de dimensions plus modestes, comme cela est montré dans les exemples suivants.

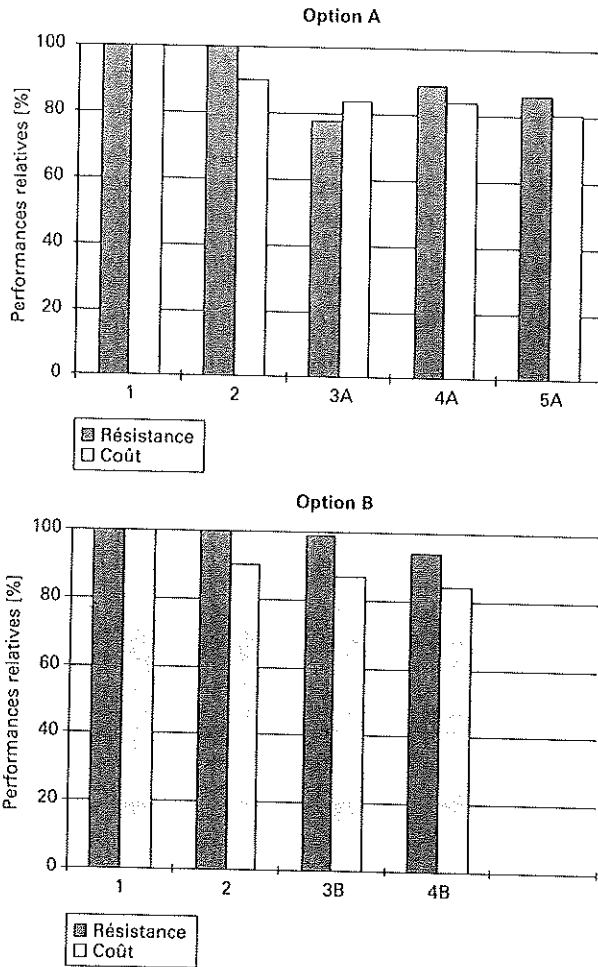


Fig. 23 - Évolution de la résistance et du coût du jarret en fonction des configurations

Dans l'option B, la résistance n'a chuté que de 6 % pour une diminution du coût de l'assemblage de quelque 16 %. A l'exception du cas de la configuration 3A, toutes ces configurations offrent la résistance souhaitée (2300kNm), et correspondent à un assemblage du type rigide aux termes de l'Eurocode 3.

8. - CONCEPTION D'ASSEMBLAGES DE POUTRES

BOUT À BOUT

Remarques préliminaires

Dans tous les exemples de calcul ASCon qui suivent, c'est le mode de ruine «partie comprimée de la poutre» (BFC) qui apparaît en premier. Suivant ce qui a été dit plus haut, ce mode

de ruine manque en principe de ductilité, et ne permet donc pas de redistribution plastique des efforts intérieurs à l'assemblage. Néanmoins, si ce principe est enfreint, ce qui est le cas dans les exemples qui suivent, la ruine finale des assemblages étudiés suit toujours de très près le mode BFC.

De plus, il a semblé intéressant de toujours fournir le résultat d'un calcul «élastique» comme référence pour les calculs ASCon. Ce calcul a cependant été lui-même assorti d'une limitation du type BFC pour assurer l'homogénéité des résultats. En effet, sans cette vérification complémentaire, le calcul élastique apparaissait le plus souvent comme très insécure.

8.1. - Poutres de 360 mm de hauteur d'âme

Les données générales et la conception initiale des assemblages étudiés sont représentées à la figure 24. Le seul sens de flexion considéré est celui qui comprime la partie inférieure de l'assemblage. La distance transversale entre les boulons d'une rangée est de 89 mm. Le rapport entre le moment de flexion et l'effort axial de compression est 3,33 mètres.

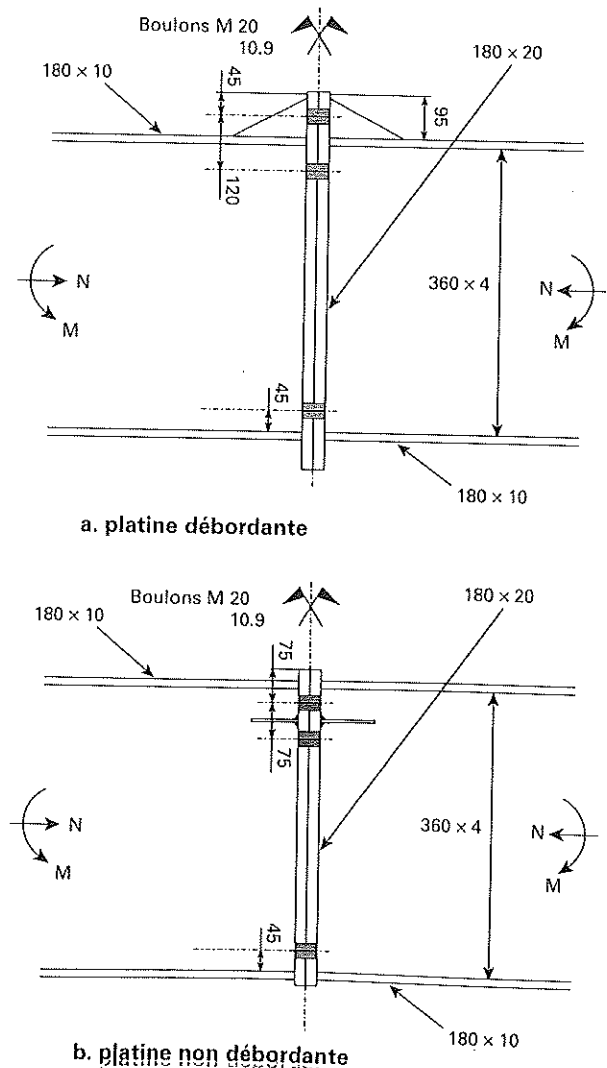


Fig. 24 - Assemblages de poutres étudiés bout à bout

Deux dispositions sont successivement envisagées : une première avec platine débordante du côté tendu (fig. 24 a), et une seconde avec platine non débordante (fig. 24 b). La zone tendue de l'assemblage présente dans chaque cas deux rangées de boulons.

8.11. – Étude de l'assemblage avec platine débordante

On constate que, pour la configuration de départ (**configuration 1**), le calcul élastique et le calcul ASCon fournissent des résultats identiques. Les 2 modes de ruine constatés sont du type semelle de poutre en compression, mais le calcul élastique indique que l'on atteint simultanément la résistance des boulons en traction, alors que le calcul ASCon montre que, très rapidement après avoir atteint la résistance de la semelle en compression, c'est l'âme de la poutre qui se plastifie en traction (BWT 2).

La **configuration 2** se voit amputée du raidisseur de la platine. La résistance de l'assemblage chute de quelque 10 %. La platine étant moins résistante, elle intervient dans le mode de ruine final, comme le précise le descriptif du mode de ruine au tableau 2. Par contre, le coût de l'assemblage (matériel et main d'œuvre) a diminué de plus de 20 % (fig. 25).

Si l'on augmente le diamètre des boulons de 20 à 22 mm (voir tableau 2, **configuration 3**) la diminution du coût par rapport à la configuration initiale s'élève à 18 % alors que la perte de résistance n'est plus que de 5 %. Le mode de ruine est inchangé par rapport à la configuration 2.

Si l'on augmente ensuite la distance transversale entre les boulons (**configuration 4**), la résistance remonte encore de quelques pour cent, revenant pratiquement à la valeur de départ, la baisse de coût correspondante étant de 18 %.

La baisse significative du coût de l'assemblage est due à l'importance du coût du soudage du raidisseur de la platine, dans le coût total de l'assemblage. Dans l'étude de l'assemblage poutre-poteau réalisée au paragraphe précédent, cet impact était moindre en raison des dimensions conséquentes de l'assemblage qui déterminaient principalement son coût. La figure 25 résume l'évolution de la résistance et du coût de l'assemblage pour les diverses configurations étudiées. Le tableau 2 reprend les caractéristiques utiles à la compréhension de l'exercice.

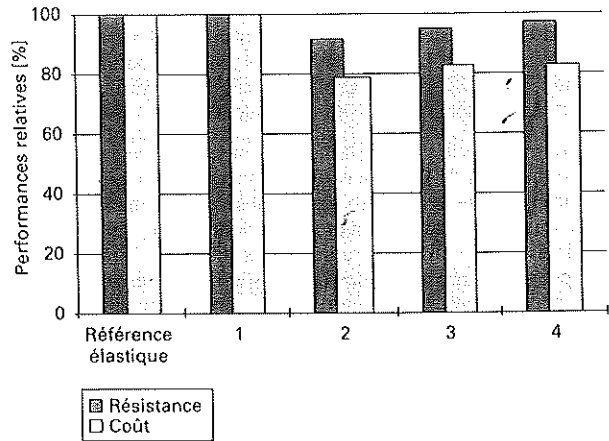


Fig. 25 – Évolution du coût et de la résistance en fonction des configurations (§ 8.1.1)

*8.12. – Étude de l'assemblage avec platine non débordante

A nouveau, calcul élastique et calcul ASCon fournissent des valeurs de résistance très proches pour la **configuration 1**, présentée à la figure 24b, mais indiquent des modes de ruine différents (tableau 3).

Si, pour diminuer le coût de l'assemblage, on décide de retirer le raidisseur situé entre les deux premières rangées de boulons (**configuration 2**), on observe bien une chute de coût, de quelque 30 %, mais elle s'accompagne d'une chute de résistance du même ordre de grandeur (tableau 3 et fig. 26). Ce raidisseur empêchait la formation d'un mécanisme plastique de groupe du type « âme de la poutre en traction » (voir les modes de ruine au tableau 3).

TABLEAU 2

Résumé des différentes configurations (§ 8.1.1)

Configuration	Élastique 1	ASCon 1	ASCon 2	ASCon 3	ASCon 4
Platine [mm]	20	20	20	20	20
Raidisseur extérieur	Oui	Oui	Non	Non	Non
Diam. des boulons [mm]	20	20	20	22	22
Dist. transv. des boulons [mm]	89	89	89	89	110
Moment résistant [kNm]	220	220	202	209	215
Mode de ruine	BFC et BT	BFC, BWT2	BFC, EPB1, BWT2	BFC, EPB1, BWT2	BFC, BWT2

TABLEAU 3

Résumé des différentes configurations (§ 8.1.2)

Configuration	Élastique 1	ASCon 1	ASCon 2	ASCon 3
Platine [mm]	20	20	20	20
Raidisseur intermédiaire	Oui	Oui	Non	Non
Diamètre des boulons [mm]	20	20	20	20
Dist. transv. boulons [mm]	89	89	89	110
Résistance [kNm]	167	173	119	130
Mode de ruine	BFC et BT	BFC, EPB1	BFC, BWT 1-2	BFC, BWT1-2

Si l'on augmente à présent la distance transversale entre les boulons de 89 à 110 mm (**configuration 3**), on observe une augmentation de la résistance, mais elle ne permet pas de retrouver la résistance de départ. La figure 26 résume l'évolution de la résistance et du coût de l'assemblage.

On note que le calcul élastique ne peut pas tenir compte de la présence, ou de l'absence, de raidisseurs. Le calcul élastique fait implicitement l'hypothèse que les composantes du nœud sont, mis à part les boulons tendus, raidés et ne sont pas susceptibles de conduire à la ruine de l'assemblage. Il ne prend en compte que la résistance des boulons et, ici, la résistance de la partie comprimée de la poutre (BFC). Contrairement au calcul élastique, ASCon permet de mettre en évidence le rôle joué par toutes les composantes.

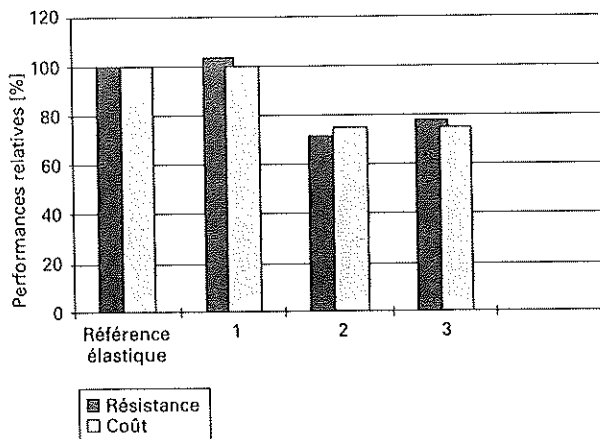


Fig. 26 – Évolution du coût et de la résistance en fonction des configurations (§ 8.1.2)

8,2. – Poutres de 600 mm de hauteur d'âme

8,2,1. – Platine débordante

La configuration de l'assemblage de départ est semblable à celle de la figure 24 a, mais les dimensions sont différentes :

- âme : 600 × 7 mm
- semelle supérieure : 200 × 8 mm
- semelle inférieure : 200 × 12 mm
- épaisseur des platines : 22 mm
- diamètre des boulons : 22 mm

Le calcul élastique et le logiciel ASCon donnent, pour l'assemblage de base (**configuration 1**), des résistances légèrement différentes (tableau 4). Il est à remarquer qu'ici, comme au paragraphe 8.1.2, la prévision du calcul élastique est trop faible.

Si l'on ôte le raidisseur extérieur (**configuration 2**), la résistance diminue, mais faiblement, alors que le coût chute de 15 % (fig. 27). Les dimensions de la poutre étant supérieures à celle de l'exemple du § 8.1.1, il est normal que l'impact du raidisseur extérieur sur le coût soit moindre.

D'autres modifications de l'assemblage n'apportent pas de renseignements supplémentaires. En effet, le mode de ruine est dominé par la résistance de l'âme et de la semelle de la poutre en compression, et la marge de manœuvre est en conséquence assez limitée.

Pour la même raison, l'ajout d'une rangée de boulons n'apporte aucun gain de résistance. Dans un tel cas, un calcul élastique sans vérification de la semelle comprimée de la poutre se révélerait particulièrement insécuritaire.

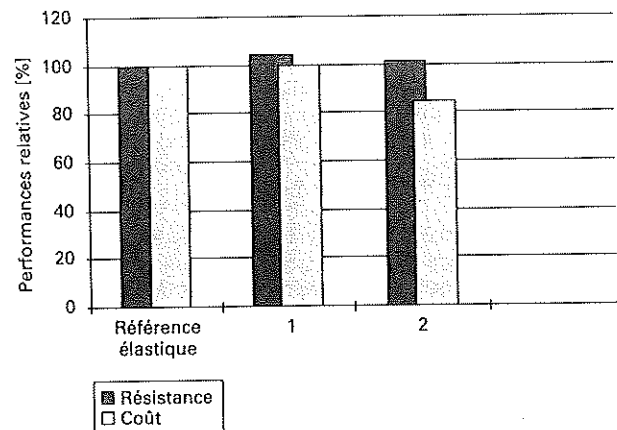


Fig. 27 – Évolution du coût et de la résistance en fonction des configurations (§ 8.2.1)

8,2,2. – Platine non débordante

Les dimensions de cet assemblage sont identiques à celles de l'exemple précédent (§ 8.2.1) mais sa configuration est celle représentée à la figure 24 b.

Le mode de ruine étant identique dans le calcul élastique et le calcul ASCon, une bonne correspondance des valeurs de résistance est obtenue.

Enlever le raidisseur intermédiaire (**configuration 2**) ne conduit pas à une chute de résistance importante comme c'était le cas dans l'exemple du § 8.1.2. Le mode de ruine est cependant modifié (tableau 5) : il y a formation d'un mécanisme plastique de groupe dans l'âme de la poutre en traction.

On peut alors procéder comme précédemment (§ 8.1.2) et augmenter la distance transversale entre les boulons (**configu-**

TABLEAU 4
Résumé des différentes configurations (§ 8.2.1)

Configuration	Élastique 1	ASCon 1	ASCon 2
Platine [mm]	22	22	22
Raidisseur extérieur	Oui	Oui	Non
Diamètre des boulons [mm]	22	22	22
Dist. transv. boulons [mm]	89	89	89
Résistance [kNm]	414	431	421
Mode de ruine	BFC	BFC, EPB1	BFC, EPB1

TABLEAU 5
Résumé des différentes configurations (§ 8.2.2)

Configuration	Élastique 1	ASCon 1	ASCon 2	ASCon 3
Plat d'about [mm]	22	22	22	22
Raidisseur intermédiaire	Oui	Oui	Non	Non
Diamètre des boulons [mm]	22	22	22	22
Dist. transv. boulons [mm]	89	89	89	110
Résistance [kNm]	354	372	362	372
Mode de ruine	BFC	BFC, EPB1	BFC, BWT1-2	BFC, EPB1

ration 3); le mode de ruine et la résistance redeviennent identiques à ceux de la configuration 1 alors que le coût a finalement chuté de 16 % (fig. 28).

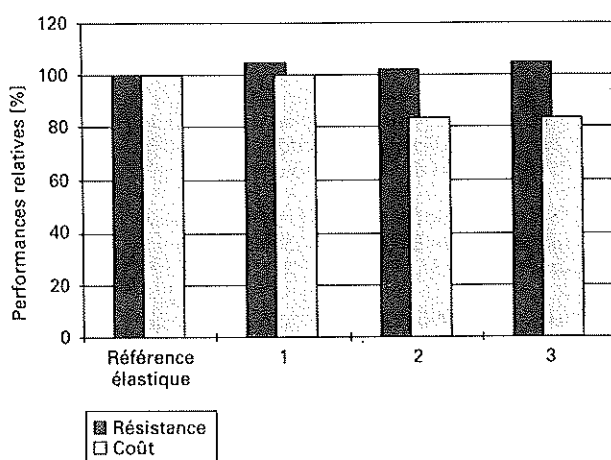


Fig. 28 – Évolution du coût et de la résistance en fonction des configurations (§ 8.2.2)

8,3. – Conclusions relatives aux exemples d'assemblages de poutres bout à bout

Les quatre exemples précédents sont tous caractérisés par un mode de ruine dans lequel la partie comprimée de la poutre atteint sa résistance (BFC). L'importance de cette composante est donc capitale car les dimensions qui ont été retenues pour les exemples sont tout à fait courantes.

La relative bonne correspondance entre les résistances données par le calcul élastique classique et le logiciel ASCon pour les configurations «classiques» comme définies au § 7.2 ne doit pas être considérée comme une conclusion générale, valable pour tous les assemblages. La présence de raidisseurs en zone tendue a pour effet de rigidifier et de renforcer la platine et/ou l'âme de la poutre en traction, ce qui conduit à respecter les conditions d'application auxquelles est soumise la procédure élastique de calcul des efforts intérieurs dans l'assemblage, à savoir :

- distribution élastique des efforts intérieurs ;
- concentration de la ruine dans les boulons tendus.

Pour corroborer les résultats du logiciel ASCon dans le cas d'assemblages entre éléments «raides» ou «raidis», le calcul doit de plus intégrer une vérification de la résistance de la partie comprimée de la poutre; sans cette vérification, le calcul élastique pourrait s'avérer insécuritaire. Le retrait des raidis-

seurs éloigne le calcul élastique de son domaine privilégié d'application et rend l'approche très aléatoire.

On constate enfin que les raidisseurs peuvent intervenir pour une part importante dans le coût d'un assemblage, et qu'il est donc justifié de vouloir les éviter. Cette démarche doit cependant être entreprise avec prudence, surtout dans le cas des raidisseurs intermédiaires situés entre des rangées de boulons.

9. – CONCLUSIONS GÉNÉRALES

Les règles de calcul contenues dans l'Annexe J révisée de l'Eurocode 3 couvrent les cas d'assemblages entre profilés laminés – ou reconstitués par soudage, mais de dimensions proches de celles de sections laminées – soumis principalement à des moments de flexion et des efforts tranchants.

L'extension de ces règles aux assemblages entre profilés reconstitués soudés dont les plaques constitutives sont caractérisées par une grande minceur, ainsi que l'étude de l'influence d'efforts axiaux sur le comportement des assemblages, ont nécessité des développements spécifiques qui n'ont toutefois nullement remis en question les principes de la méthode dite «des composantes» sur laquelle reposent les prescriptions de l'Eurocode 3. Ces développements ont porté sur les aspects suivants :

- étude des phénomènes d'instabilité par voilement et de comportement post-critique des panneaux d'âme de poteau en cisaillement et extension des règles de l'Eurocode actuellement limitées aux panneaux d'âme peu élancés ($dl < 69\epsilon$);
- validation de la formule d'évaluation de la résistance de la zone comprimée de poutre (semelle et partie d'âme) pour les poutres à parois élancées (sections de Classe 3 ou 4);
- mise au point d'une stratégie de détermination des efforts intérieurs dans un assemblage soumis conjointement à moment de flexion, effort tranchant et effort axial, avec prise en compte originale de phénomènes dits «de groupe».

Les études portant sur l'amélioration de la connaissance des composantes «panneau d'âme cisailé» et «zone comprimée de poutre» revêtent un caractère théorique; elles ont été confrontées aux résultats de simulations numériques et, dans la mesure du possible, d'essais en laboratoire. Une campagne expérimentale visant à affiner ces modèles et à en valider définitivement l'utilisation est prévue dans le courant de cette année aux laboratoires du Département MSM de l'Université de Liège, en collaboration avec le partenaire industriel impliqué dans les travaux reflétés dans le présent article.

Les modèles ainsi élaborés ont été intégrés dans le logiciel ASCon de calcul des assemblages. Ce logiciel développe une

approche itérative complexe et constitue, à ce titre, un outil sophistiqué réservé à des institutions universitaires, voire des bureaux de Recherche et Développement. Son utilisation permet de suivre pas à pas l'évolution des efforts intérieurs dans les assemblages, de juger du degré de redistribution plastique entre les rangées de boulons et de contrôler le niveau de déformabilité de chacune des composantes tout au long de la vie de l'assemblage et ce, jusqu'à la ruine.

L'article reflète ensuite l'utilisation du logiciel ASCon dans le cadre d'études paramétriques destinées à mettre en évidence l'influence d'options de dimensionnement telles que le rapport diamètre de boulons sur épaisseur de platine, la présence de raidisseur ou l'entredistance des boulons sur le mode de fonctionnement et de ruine des assemblages ainsi que l'impact des options choisies sur le coût de fabrication des assemblages. A cet égard, deux cas principaux ont été traités : un assemblage poutre-poteau et un assemblage de poutres bout à bout. L'analyse des résultats démontre l'intérêt, en terme de coûts et de ductilité, que peut revêtir le choix d'assemblages plus souples caractérisés par une épaisseur moindre des plats assemblés, voire une réduction du système de raidissage par rapport à une conception plus classique caractérisée par un degré élevé d'indéformabilité.

Sur base des conclusions de ces travaux, les auteurs ont mis en chantier le développement d'outils de calcul à caractère plus pratique destinés aux bureaux d'études. Des progrès significatifs ont été enregistrés qui permettent à l'heure actuelle de produire des tables fournissant les propriétés de raideur et de résistance pour l'ensemble des détails d'assemblages relatifs à une production donnée.

L'«assemblage» des propriétés mécaniques des composantes ainsi préétablies se réalise alors aisément par l'intermédiaire d'une procédure simple de détermination des efforts intérieurs en présence de moments de flexion et d'efforts axiaux. Ces travaux feront prochainement l'objet de publications lors de colloques scientifiques avant d'être mis ultérieurement à la disposition des praticiens.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] ENV 1993-1-1 – Eurocode 3 : Design of steel structures : Part 1.1 : General rules and rules for buildings. 1992.
- [2] ENV 1993-1-1 – 1992/A2 : 1998 Amendment 2 : Eurocode 3 Part 1.1. Revised Annex J. Joints in building frames. Published version, CEN/TC250/SC3.
- [3] Jaspert J.P. – Contributions to recent advances in the field of steel joints. Column bases and further configurations for beam-to-columns joints and beam splices. Thèse d'agrégation de l'Enseignement Supérieur, Université de Liège, 1997.
- [4] Massonnet Ch. – Calcul plastique des constructions, volume 1, Structures dépendant d'un paramètre. Diverses éditions, divers éditeurs, notamment le Centre Belgo-Luxembourgeois de l'Acier à Bruxelles.
- [5] Hoffmann J.P. – Eurocode 3. Calcul des assemblages de portiques rigides faits de profilés reconstitués soudés. CUST, Clermont-Ferrand, juillet 1993. Travail de fin d'études réalisé chez ASTRON, Luxembourg.
- [6] Firiet L. – Influence de l'effort normal sur le calcul des assemblages semi-rigides. CUST, Clermont-Ferrand, juillet 1994. Travail de fin d'études réalisé au CRIF, Liège.
- [7] FINELG – Programme d'analyse non linéaire par éléments finis. Développé en collaboration par : MSM – Université de Liège, École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Bureau d'Études Greisch à Liège.
- [8] Cerfontaine F. – Dimensionnement et conception économiques des assemblages boulonnés entre profilés métalliques reconstitués par soudage. Université de Liège, 1996. Travail de fin d'études réalisé chez ASTRON, Luxembourg.
- [9] Cerfontaine F. – Modèle de comportement de Pasternak des panneaux d'âme des noeuds poutre-colonne raidis soumis à cisaillement. Rapport interne MSM n° 228, Université de Liège, février 1997.
- [10] Braham M. – Essais de résistance d'un jarret. Département MSM, Université de Liège, mars 1980. Essais pour Commercial Hydraulics, Luxembourg ; non publié.
- [11] Schween T. – Ermittlung der Tragfähigkeit von Rahmennecken mit Hilfe von Zugfeldmodellen. Report n° 6207, Institut für Stahlbau, Technische Universität Braunschweig, 1995
- [12] Hermann J. – Méthodes simplifiées de calcul des assemblages en acier entre profilés reconstitués par soudage. Travail de fin d'études, Université de Liège, juillet 1997.
- [13] SPRINT Contract RA351. – Steel moment connections according to Eurocode 3. Simple design aids for rigid and semi-rigid joints. CRIF (B), Université de Liège (B), CTICM (F), Université de Trento (I), Labein Bilbao (E), 1992-1996.
- [14] Jodocy S. – Étude des assemblages par le concept des supercomposantes en accord avec l'Annexe J de l'Eurocode 3. Haute École Rennequin Sualem Travail de fin d'études réalisé chez ASTRON, Luxembourg, juin 1998.
- [15] Slivers A. – M - N interaction program for bolted beam joints. Cornell University, Ithaca. Travail d'étudiant réalisé chez ASTRON, Luxembourg, juillet 1998.
- [16] Steenhuis M., Dol C. et Van Gorp L. – Computerized calculation of force distributions in bolted end-plate connections according to Eurocode 3. Journal of Constructional Steel Research, vol. 31, n°1, 1994, pp. 135-144.
- [17] Rockey K.C., Evans H.R. et Porter D.M. – A design method for predicting the collapse behaviour of plate girders. Proc. Inst. Civ. Engrs., Part 2, 1978, pp. 85-112.
- [18] Taquet F. – Analyse de la capacité portante des noeuds d'angles. Travail de fin d'études. Université de Liège, juillet 1988.
- [19] Vayas I., Ermopoulos J. et Pasternak H. – Design of steel frames with slender joint panels. Journal of Constructional Steel Research, vol. 35, n° 2, 1995.
- [20] Cerfontaine F. – Modèle de comportement des panneaux d'âme des noeuds poutre-colonne de profilés reconstitués soudés non symétriques soumis à cisaillement – Modèle cohérent avec l'Annexe J. Université de Liège, Département MSM, février 1997 ; rapport interne n° 229.
- [21] Cerfontaine F. – Proposition d'essais de noeuds ASTRON en vue d'améliorer la connaissance de leur comportement. Université de Liège, Département MSM, janvier 1998 ; non publié.