

LA SEMI-RIGIDITE DES NOEUDS D'ASSEMBLAGE

J.P. JASPART

Dans les chapitres 2 et 3, les méthodes d'évaluation de la résistance de calcul des noeuds d'assemblage ont été décrites. La résistance ne représente toutefois que l'une des propriétés des assemblages. La rigidité flexionnelle qui caractérise la déformation en rotation du noeud d'assemblage sous l'effet d'un moment de flexion constitue une autre caractéristique importante de comportement qui va être envisagée dans le présent chapitre. D'abord sous l'angle des méthodes d'évaluation de la rigidité, ensuite au travers de la description de l'influence de cette dernière sur le dimensionnement des ossatures métalliques. Au préalable, les notions de classification, modélisation et idéalisation seront précisées.

1. METHODES D'EVALUATION DE LA RIGIDITE FLEXIONNELLE DES NOEUDS D'ASSEMBLAGE

Le modèle de calcul de la rigidité des noeuds d'assemblage décrit dans la nouvelle *annexe J* de l'*Eurocode 3* possède des similitudes avec celui décrit dans l'ancienne annexe mais apporte une réponse claire aux nombreuses critiques - entièrement justifiées - dont l'ancien modèle faisait l'objet : difficulté d'interprétation conduisant à une mauvaise utilisation, imprécision flagrante, quasi-impossibilité d'obtenir un noeud d'assemblage rigide ...

Les principes sur lesquels s'appuie le nouveau modèle sont décrits dans les lignes suivantes. Par souci de clarté, les détails d'utilisation ne sont toutefois pas reproduits. Le lecteur intéressé en trouvera évidemment trace dans le chapitre 4 de la nouvelle *annexe J*.

1.1. Détermination de la rigidité initiale $S_{j,ini}$

Le modèle de rigidité de l'*annexe J* se réfère également à la méthode des composantes exposée au chapitre 1. La détermination de la réponse flexionnelle d'un noeud d'assemblage repose donc sur les propriétés mécaniques des différentes composantes dont il est constitué. L'*annexe J* fournit des indications précises pour le calcul des noeuds d'assemblage à platine d'extrémité, des noeuds d'assemblage soudés et des noeuds d'assemblage par cornières de semelle. Elle peut toutefois être utilisée pour le

calcul d'autres types de noeuds dont les composantes constituantes font partie de la liste des composantes disponibles dans l'annexe (tableau 1). Les composantes à « activer » dans le cas des trois types de noeuds d'assemblage précités sont également indiqués au tableau 1.

Tableau 1. Liste des composantes disponibles

COMPOSANTE	N°	PLATINE D'EXTREMITE	SOUDE	CORNIERES DE SEMELLE
Panneau d'âme (colonne) en cisaillement	1	X	X	X
Ame de colonne en compression	2	X	X	X
Semelle de colonne en flexion	3	X		X
Ame de colonne en traction	4	X	X	X
Platine d'extrémité en flexion	5	X		
Cornière de semelle en flexion	6			X
Boulons en traction	7	X		X
Boulons en cisaillement	8			X
Plat soumis à pression diamétrale	9			X

Dans le modèle, les déformations associées aux composantes suivantes :

- a) Semelle et âme de poutre en compression;
- b) Ame de poutre en traction;
- c) Plat en traction et compression sont supposés être incluses dans la déformation flexionnelle de la poutre. Elles ne contribuent donc pas à la flexibilité du noeud d'assemblage.

La rigidité initiale $S_{j,mi}$ est déduite des rigidités élastiques - en compression, traction ou cisaillement - de chacune des composantes. Le comportement élastique de chacune des composantes est représentée par un ressort. La relation entre l'effort F appliqué à la composante et la déformation Δ qui en résulte s'écrit :

$$F_i = k_i E \Delta_i \quad (1)$$

- où
- F_i = l'effort dans le ressort i ;
 - k_i = le coefficient de rigidité de la composante i ;
 - E = le module de Young;
 - Δ_i = la déformation du ressort i .

Une publication décrivant le fondement théorique des expressions des coefficients de rigidité k_i , donné dans l'annexe J est disponible au département MSM de l'Université de Liège.

Les ressorts-composantes sont « assemblés » pour former un « modèle à ressorts ». La figure 1 présente un exemple de « modèle à ressorts » dans le cas d'un noeud d'assemblage poutre-colonne soudé et non raidi.

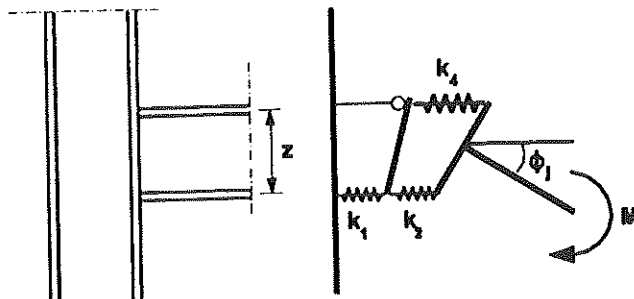


Figure 1 - Modèle à ressorts pour assemblage soudé non raidi

L'effort dans chaque ressort est égal à F . Le moment M à l'extrémité de la poutre et auquel est soumis le modèle à ressorts vaut Fz où z représente la distance entre le centre de traction (situé au niveau du centre de gravité de la semelle supérieure de la poutre dans l'exemple de la figure 1) et le centre de compression (centre de gravité de la semelle inférieure de la poutre). La rotation Φ est égale à $(\Delta_1 + \Delta_2 + \Delta_4)/z$. En d'autres termes :

$$S_{j,ini} = \frac{M}{\phi} = \frac{Fz}{\frac{\varepsilon \Delta_i}{z}} = \frac{Fz^2}{E \sum \frac{l}{k_i}} = \frac{Fz^2}{\sum \frac{l}{k_i}} \quad (2)$$

Dans le cas d'un noeud d'assemblage par platine d'extrémité à une rangée de boulons tendus et d'un noeud d'assemblage par cornières de semelles, la même formule peut être appliquée. Les composantes à considérer sont toutefois différentes, voir tableau 1.

La figure 2.a décrit le modèle à appliquer aux noeuds d'assemblage par platine d'extrémité à deux ou plus de deux rangées de boulons tendus. La déformation de chacune des rangées de boulons est proportionnelle à la distance au centre de compression, mais les efforts, eux, dépendent de la rigidité relative des composantes. La figure 2.b indique la manière dont les déformations propres aux composantes 3,4,5 et 7 de chacune des rangées de boulons peuvent être additionnées pour ainsi réduire chacune de ces rangées à un ressort unique caractérisé par un coefficient de rigidité $k_{eff,r}$ (r représente le numéro de la rangée de boulons). A ces ressorts, on peut substituer, dans

une étape ultérieure illustrée à la figure 2.c, un ressort équivalent localisé à une distance z - bras de levier - du centre de compression.

Le coefficient de rigidité associé à ce ressort équivalent s'écrit k_{eq} .

Le modèle équivalent de la figure 2.c est identique au modèle décrit à la figure 1. La rigidité du noeud d'assemblage s'exprimera donc par l'intermédiaire de la formule (2) dans laquelle interviendront les ressorts k_1 , k_2 et k_{eq} . Les expressions de $k_{eff,n}$, k_{eq} et z sont fournies dans l'annexe J; elles peuvent en fait être déduites assez simplement des figures 2.a, 2.b et 2.c.

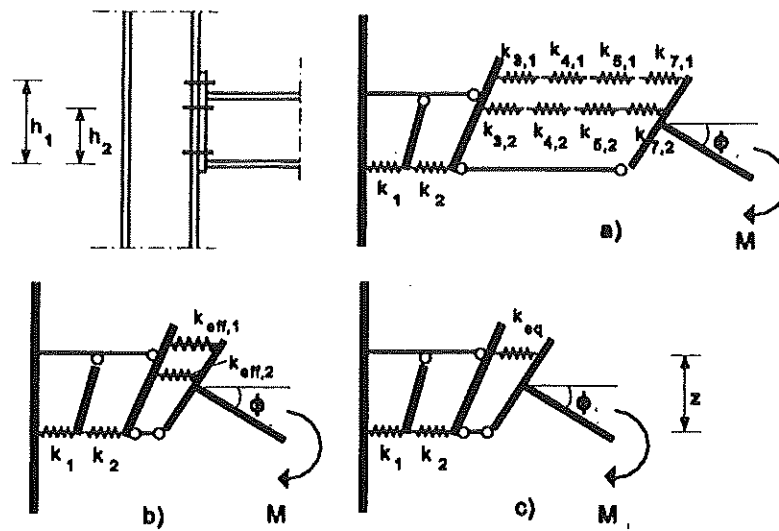


Figure 2 - Modèle à ressorts pour un noeud d'assemblage par platine d'extrémité à deux ou plus de deux rangées de boulons tendus.

1.2. Détermination de la rigidité sécante S_j .

Par nature, les courbes $M - \Phi$ caractéristiques des noeuds d'assemblage sont non linéaires, traduisant ainsi la perte de rigidité consécutive, principalement, à la plastification d'une partie ou de plusieurs parties - composantes - du noeud.

Dans l'annexe J de l'Eurocode 3, la courbe moment-rotation de calcul est constituée de trois tronçons, voir figure 3. Jusqu'à un niveau de chargement égal à $2/3$ du moment résistant de calcul M_{Rd} , la courbe est élastique linéaire. La rigidité correspondante est la rigidité initiale $S_{j,ini}$. Entre $2/3 M_{Rd}$ et M_{Rd} , la courbe est non linéaire. Lorsque le moment dans le noeud d'assemblage a atteint la valeur M_{Rd} , un plateau plastique

apparaît. La fin du plateau plastique indique la capacité de rotation Φ_{cd} du noeud. Les méthodes d'évaluation de M_{Rd} ont été explicitées au chapitre 3.

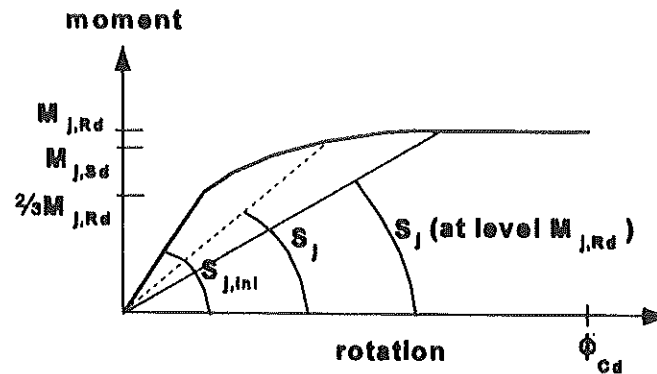


Figure 3 - Courbe moment-rotation non linéaire selon l'annexe J.

L'annexe J définit comme constant le rapport entre la rigidité initiale $S_{j,ini}$ et la rigidité sécante S_j correspondant à l'intersection entre la portion non linéaire de la courbe et le palier plastique (S_j au niveau M_{Rd}). Pour les noeuds d'assemblage par platine d'extrémité et soudés, ce rapport vaut 3. Pour le noeud d'assemblage par cornière de semelle, sa valeur passe à 3,5. Ces valeurs résultent de l'observation de nombreux essais expérimentaux.

L'allure de la portion non linéaire de la courbe moment appliqué M_{sd} compris entre $2/3 M_{Rd}$ et M_{Rd} se définit au travers de la rigidité sécante S_j par la formule :

$$S_j = \frac{S_{j,ini}}{\left[\frac{1,5 M_{sd}}{M_{Rd}} \right]^\Psi}$$

avec:

$\Psi = 2,7$ pour les noeuds soudés et par platine d'extrémité;

$\Psi = 3,1$ pour les noeuds par cornières de semelles.

A des fins pratiques, les courbes non linéaires peuvent être réduites à des courbes tri-linéaires, bi-linéaires et linéaires permettant un traitement plus aisé au niveau du calcul en bureau d'études. C'est la phase d'idéalisation décrite au chapitre 1 et sur laquelle nous reviendrons plus loin.

2. CLASSIFICATION ET MODELISATION DES NOEUDS D'ASSEMBLAGE

La caractérisation des noeuds d'assemblage vise à la détermination des principales caractéristiques de comportement : résistance, rigidité et capacité de rotation.

Lorsque cette étape est franchie, la question se pose de savoir la manière dont le comportement des noeuds va être modélisé en vue de l'analyse structurale d'ensemble de l'ossature. A cet égard, l'*Eurocode 3* offre trois possibilités distinctes (figure 4) :

- modélisation sous forme d'*articulation*;
- modélisation *continue*;
- modélisation *semi-continue*.

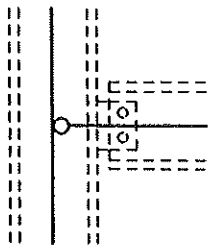
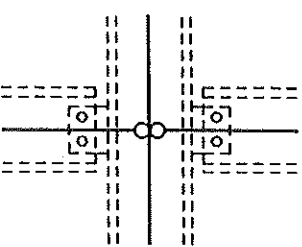
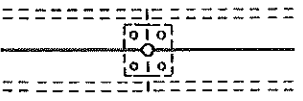
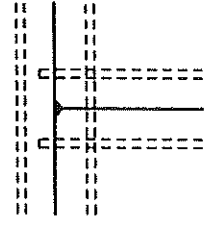
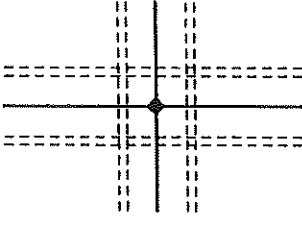
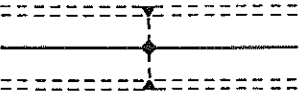
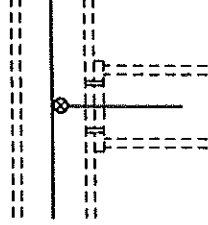
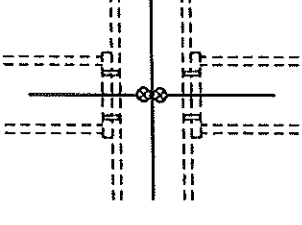
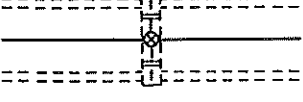
Type de modèle	Configuration en té	Configuration en croix	Noeud de poutres bout-à-bout
Rotulé			
Continu			
Semi-continu			

Figure 4 - Modélisation locale des noeuds d'assemblage

Les deux premières sont extrêmement bien connues dans la mesure où elles sont utilisées de longue date. La modélisation semi-continue constitue un cas intermédiaire entre les deux premières. Elles se matérialise par la présence d'un ressort flexionnel situé à l'intersection de l'axe de la poutre et de la colonne (cas du noeud poutre-colonne) ou à l'interface entre les tronçons de poutres (cas du noeud de poutres bout-à-bout).

Le choix de l'une ou l'autre de ces modélisations repose en fait sur la notion de classification exposée au chapitre 1.

Il existe deux types de classification du comportement des noeuds d'assemblage :

- classification fondée sur la *rigidité*;
- classification fondée sur la *résistance*.

La classification selon la rigidité permet de distinguer trois types de comportement :

- *rotulé*;
- *rigide*;
- *semi-rigide*.

Les critères de classification selon la rigidité sont donnés au chapitre 1. Il convient de rappeler que seule la rigidité initiale de l'assemblage intervient dans la détermination de la classe de la rigidité d'un noeud.

La classification selon la résistance permet quant à elle de définir deux classes (voir également chapitre 1) :

- noeuds à *résistance complète*;
- noeuds à *résistance partielle*.

Cette seconde classification est mieux connue que la précédente. Depuis longtemps les noeuds d'assemblage sont dimensionnés de manière telle que leur résistance flexionnelle de calcul soit supérieure à celle des éléments assemblés (résistance dite complète) ou inférieure (résistance partielle). Dans ce dernier cas, le but est souvent de dimensionner les noeuds pour les efforts auxquels ils sont réellement soumis et non pour les efforts maxima auxquels ils pourraient être soumis.

Parmi les noeuds à résistance partielle, on distingue ceux dont la résistance de calcul est inférieure à 25% de la résistance de l'élément assemblé le plus faible. Ils peuvent être assimilés à des rotules.

Le recours à l'une ou l'autre de ces classifications (ou aux deux) dépend largement du type d'analyse structurale choisie par le concepteur.

- En cas d'analyse élastique, le comportement des noeuds d'assemblage doit être linéarisé. La rigidité correspondante représente la seule caractéristique de comportement du noeud à considérer en vue de l'analyse et la classification s'effectuera uniquement selon la rigidité. Le noeud sera donc soit rotulé, soit rigide, soit semi-rigide.
- En cas d'analyse rigide-plastique (1er ordre), seule importe l'apparition de rotules plastiques ou non dans les assemblages. La classification selon la résistance s'impose alors. Aux alentours d'un noeud à résistance complète, une éventuelle rotule plastique ne peut se développer que dans les sections des profilés assemblés, alors que la situation s'inverse en cas de noeud partiellement résistant. Il semble justifier de n'exiger une capacité de rotation suffisante que des noeuds à résistance partielle susceptibles d'être le siège de rotules plastiques. L'Eurocode impose toutefois de vérifier également la capacité de rotation des noeuds d'assemblage dont la résistance est inférieure à 1,2 fois la résistance de la section des profilés assemblés la plus faible et ce, afin de se prémunir contre le danger de « sur-résistance ». La « sur-résistance » traduit le risque d'apparition d'une rotule dans le noeud et non dans l'élément assemblé le plus faible en raison de l'existence, dans cet élément, d'une limite d'élasticité de matériau nettement supérieure à celle qui a été prise en compte lors de l'évaluation de sa résistance flexionnelle. La rotule peut en fait « se déplacer » de l'élément vers le noeud. Ce risque est jugé inexistant dans l'Eurocode dans le cas d'un rapport de résistance noeud/élément supérieur à 1,2.
- En cas d'analyse élastique-plastique, les aspects de rigidité et de résistance sont tous deux importants. Les classifications selon la rigidité et la résistance prennent dès lors tout leur sens.

En fait, comme énoncé plus haut, la modélisation d'un noeud dépend de sa classe d'appartenance en terme de rigidité et/ou résistance (selon le type d'analyse). Le tableau 2 reflète cet aspect particulier.

Tableau 2 - Modélisation locale des noeuds.

ANALYSE	CRITERE(S) DE CLASSIFICATION	CLASSES		
		Rotulé	Semi-Rigide	Rigide
Elastique	Rigidité	Rotulé	Semi-Rigide	Rigide
Rigide-plastique	Résistance	Rotulé	Résistance partielle	Résistance complète
Elastique-Plastique	Rigidité et résistance	Rotulé	Semi-rigide/Résistance partielle Semi-rigide/Résistance complète	Rigidité/Résistance complète
MODELISATION		ROTULE	SEMI-CONTINU	CONTINU

3. IDEALISATION DE LA REPONSE DES NOEUDS D'ASSEMBLAGE.

L'idéalisation de la réponse flexionnelle de noeuds d'assemblage diffère selon le type d'analyse structurale à réaliser. La figure 5 présente à elle seule les différentes possibilités offertes au concepteur.

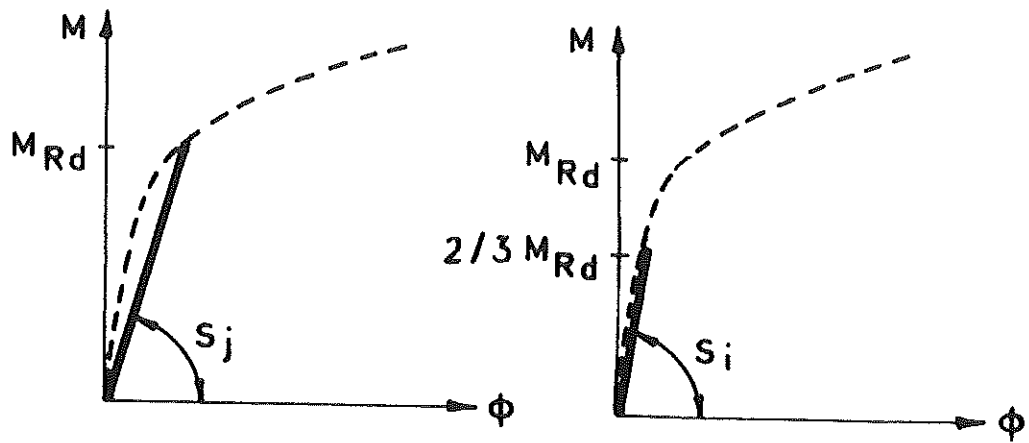
Il convient toutefois d'apporter un commentaire particulier quand à l'idéalisation linéaire de la réponse des noeuds (cas de l'analyse élastique).

La procédure la plus logique consiste à idéaliser la courbe de comportement réel par l'intermédiaire de la rigidité initiale $S_{j,ini}$. La validité de cette idéalisation se limite au domaine de comportement élastique du noeud, en l'occurrence un moment sollicitant inférieur à $2/3 M_{Rd}$. En d'autres termes, il conviendra de s'assurer que dans aucun des noeuds, même sous efforts pondérés, le moment sollicitant n'excède $2/3 M_{Rd}$. On parle alors d'analyse élastique avec vérification élastique de la section de noeud la plus sollicitée.

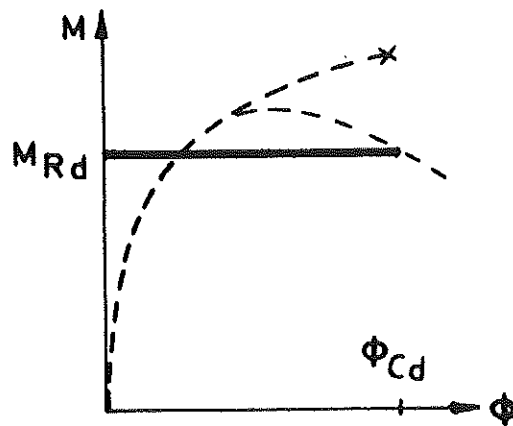
Tout comme pour les profilés, on peut espérer profiter de la résistance plastique du noeud en admettant d'attendre, dans le noeud le plus sollicité de la structure, un moment égal au moment de calcul M_{Rd} (analyse élastique - vérification plastique). Toutefois, en raison de la non linéarité importante des courbes moment-rotation, le comportement linéarisé des noeuds ne peut plus s'identifier à la rigidité initiale $S_{j,ini}$. Une rigidité constante mais réduite doit alors être définie. Sa définition répond aux desiderata suivants: la rigidité constante réduite doit être telle que la réponse structurale obtenue dans le cadre d'une analyse avec noeuds linéarisés soit sensiblement identique à celle que l'on obtiendrait sur base d'une étude intégrant le comportement non linéaire réel des noeuds dans le domaine $M_{Sd} < M_{Rd}$.

Dans l'*Eurocode 3*, cette rigidité réduite est définie comme égale à $S_{j,ini} / \eta$ avec $\eta = 2$ pour les noeuds poutre-colonne et $\eta = 3$ pour les noeuds de poutres bout-à-bout.

Dans l'idéalisation bi-linéaire des courbes moment-rotation, référence est également faite à cette rigidité réduite dans le domaine linéarisé de comportement.

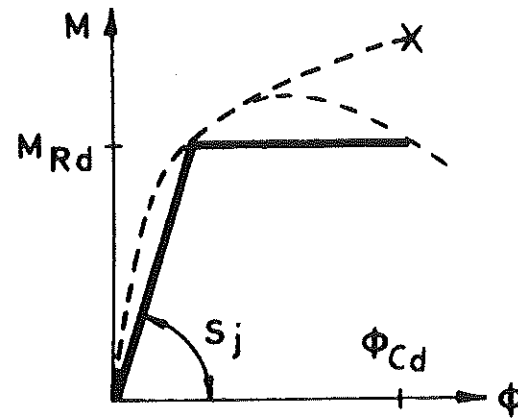
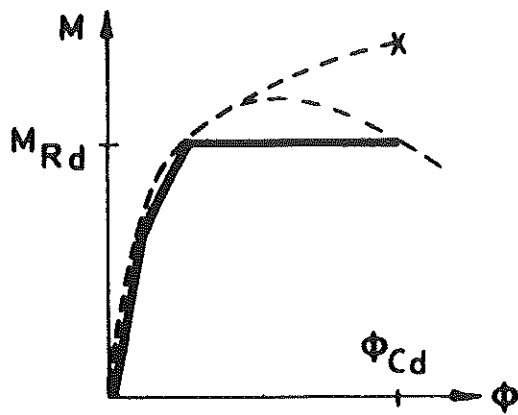
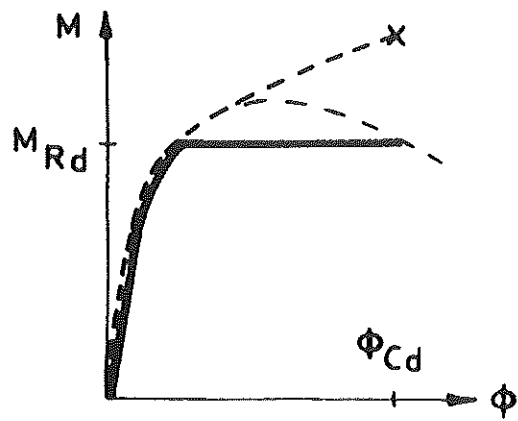


a - Analyse élastique



b - Analyse rigide - plastique

Figure 5 - Idealisation des courbes moment-rotation selon l'analyse structurale.



c - Analyse élastique - plastique

Figure 5 (suite) - Idealisation des courbes moment-rotation selon l'analyse structurale.

4. DIMENSIONNEMENT DES OSSATURES DE BATIMENT A NOEUDS SEMI-RIGIDES

Ainsi que les chapitres précédents l'ont clairement mis en évidence, l'*Eurocode 3* autorise une liberté beaucoup plus grande en matière de réponse structurale et de dimensionnement des noeuds assemblage. Cette liberté s'accompagne évidemment de nouveaux concepts auxquels les praticiens n'ont pas été confrontés et qui sont susceptibles de créer chez eux un certain nombre de questions et d'interrogations.

Les paragraphes qui suivent se donnent pour objectif de démystifier ces concepts en montrant la manière dont ils peuvent être intégrés aux procédures de dimensionnement des ossatures, permettant ainsi de réaliser des économies substantielles au niveau de la fabrication et la réalisation des ossatures et de leurs éléments constitutifs sans surcroît important de calcul.

4.1. Méthodologies de dimensionnement

Le dimensionnement d'une ossature de bâtiment métallique nécessite l'intervention d'une ou deux parties. A cet égard, plusieurs scénarios classiques peuvent être envisagés. Le dimensionnement peut être sous la responsabilité :

- d'un bureau d'étude (ingénieur) et d'un constructeur métallique (constructeur);
- d'un bureau d'étude seul;
- d'un constructeur seul.

La fabrication est -naturellement- réservée au constructeur métallique.

Le tableau 3 décrit le partage des responsabilité en matière de dimensionnement et de fabrication pour chacun des trois scénarios précités.

Tableau 3. - Les intervenants et leur rôle dans le dimensionnement / la fabrication d'une ossature métallique.

ROLE	CAS A	CAS B1	CAS B2
Dimensionnement des éléments	Ingénieur	Ingénieur	Constructeur
Dimensionnement des noeuds d'assemblage	Constructeur	Ingenieur	Constructeur
Fabrication	Constructeur	Constructeur	Constructeur

L'objectif du dimensionnement est de définir une structure répondant aux exigences architecturales, suffisamment résistante, dotée d'un bon comportement en service, durable et tout cela pour un coût minimum. Les parties qui interviennent dans la procédure de dimensionnement ont tout intérêt à limiter les coûts de calcul afin de maximaliser leur profit.

Dans le scénario *A*, l'ingénieur dimensionne les éléments de poutres et colonnes et le constructeur dimensionne les noeuds d'assemblage. Dans ce cas, l'ingénieur spécifie au constructeur les exigences mécaniques auxquelles les noeuds doivent répondre. Le constructeur dimensionne les noeuds pour qu'ils satisfassent à ces exigences. Le constructeur considère également les aspects liés à la fabrication. Du fait des conditions strictes dans lequel le constructeur se trouve et des exigences de l'ingénieur à respecter, la solution choisie par le constructeur peut ne pas être optimale. Cela peut, par exemple, dépendre des dimensions de poutres et colonnes sélectionnées par l'ingénieur. Ce dernier peut opter pour des profils de dimensions minimales avec, pour conséquence, l'obligation pour le constructeur de raidir fortement les noeuds pour satisfaire les exigences en termes de sécurité et de serviceabilité. Si l'ingénieur opte pour des profilés plus généreux, les noeuds seront plus simples, ce qui est susceptible de se répercuter favorablement sur le coût global de l'ossature (voir figure 6).

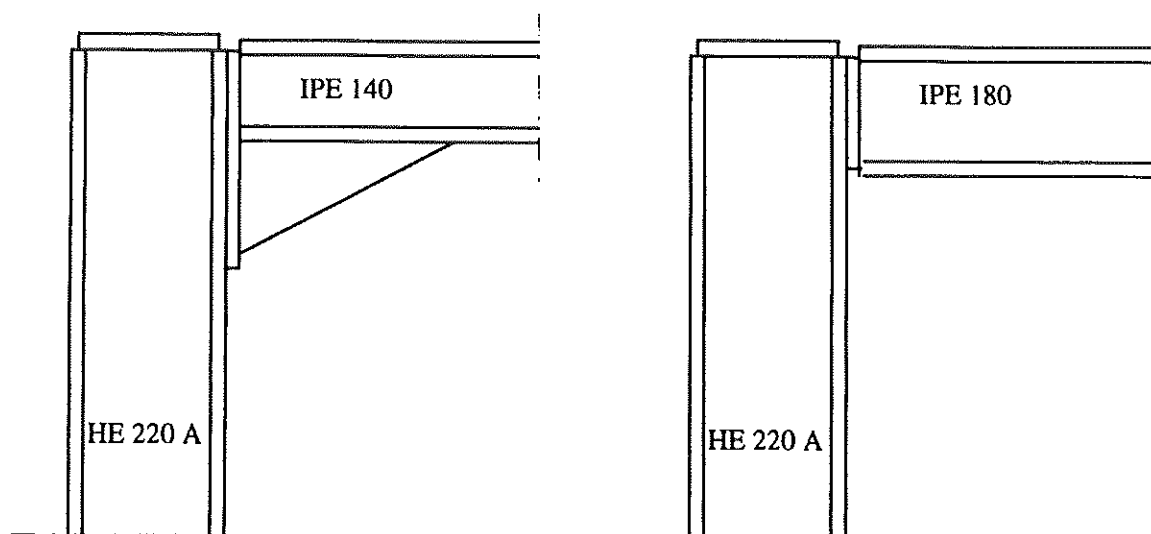


Figure 6. - Deux solutions de coût différent.

Dans le scénario *BI*, l'ingénieur dimensionne les éléments structuraux et les noeuds d'assemblage. Cette situation offre la possibilité d'inclure les propriétés mécaniques des noeuds dans la phase du dimensionnement des éléments et par conséquent d'optimiser le coût global de dimensionnement. L'ingénieur n'a, par contre et en règle générale,

qu'une connaissance limitée des aspects liés à la fabrication (machines utilisées, profilés en stock, espacement des boulons, accessibilité des soudures, etc...), ce qui est susceptible de conduire à une augmentation des coûts de fabrication.

Le scénario *B2* est idéal d'un point de vue économique en raison de la concentration, dans les mêmes mains, des tâches liées au dimensionnement et de la connaissance parfaite qu'a le constructeur des aspects de la fabrication.

Dans la suite de ce chapitre, différentes approches de dimensionnement sont décrites :

- La procédure classique de dimensionnement (adaptée au cas des noeuds rotulés ou rigides): les membrures sont dimensionnées en premier lieu.; les noeuds le sont ensuite. Cette procédure s'applique aux scénarios *A*, *B1*, *B2* et est commune à l'ensemble des pays européens.
- La procédure de dimensionnement compatible avec un type de noeud d'assemblage prédéfini. Dans cette procédure, les éléments et les noeuds sont dimensionnés par le même intervenant. Cette procédure s'applique aux scénarios *B1* et *B2*.
- Variantes.

4.2. Procédure classique de dimensionnement

Dans cette procédure, les noeuds d'assemblages sont supposés être rigides ou rotulés.

La répartition possible des tâches liées au dimensionnement entre les intervenants plus ou moins indépendants est une conséquence directe de cette hypothèse de départ. Le premier intervenant dimensionne l'ossature, le second les noeuds d'assemblage. Une information limitée doit toutefois être transférée de l'un à l'autre : il s'agit en l'occurrence de l'hypothèse de départ (noeuds rigides et rotulés) et des efforts maxima pour lesquels les noeuds devront être dimensionnés.

La procédure de dimensionnement classique comporte 8 étapes (Figure 7)

Etape 1: La phase de conception sert à « traduire » les propriétés réelles de la structure en propriétés utiles à l'analyse structurale. Les poutres et colonnes sont modélisées par des éléments de barres. Les propriétés à assigner à ces barres dépendent du type d'analyse choisie. Dans le cas d'une analyse élastique linéaire, seules les propriétés de raideur des barres importent. Les noeuds sont modélisés comme rotulés ou rigides (modélisation continue).

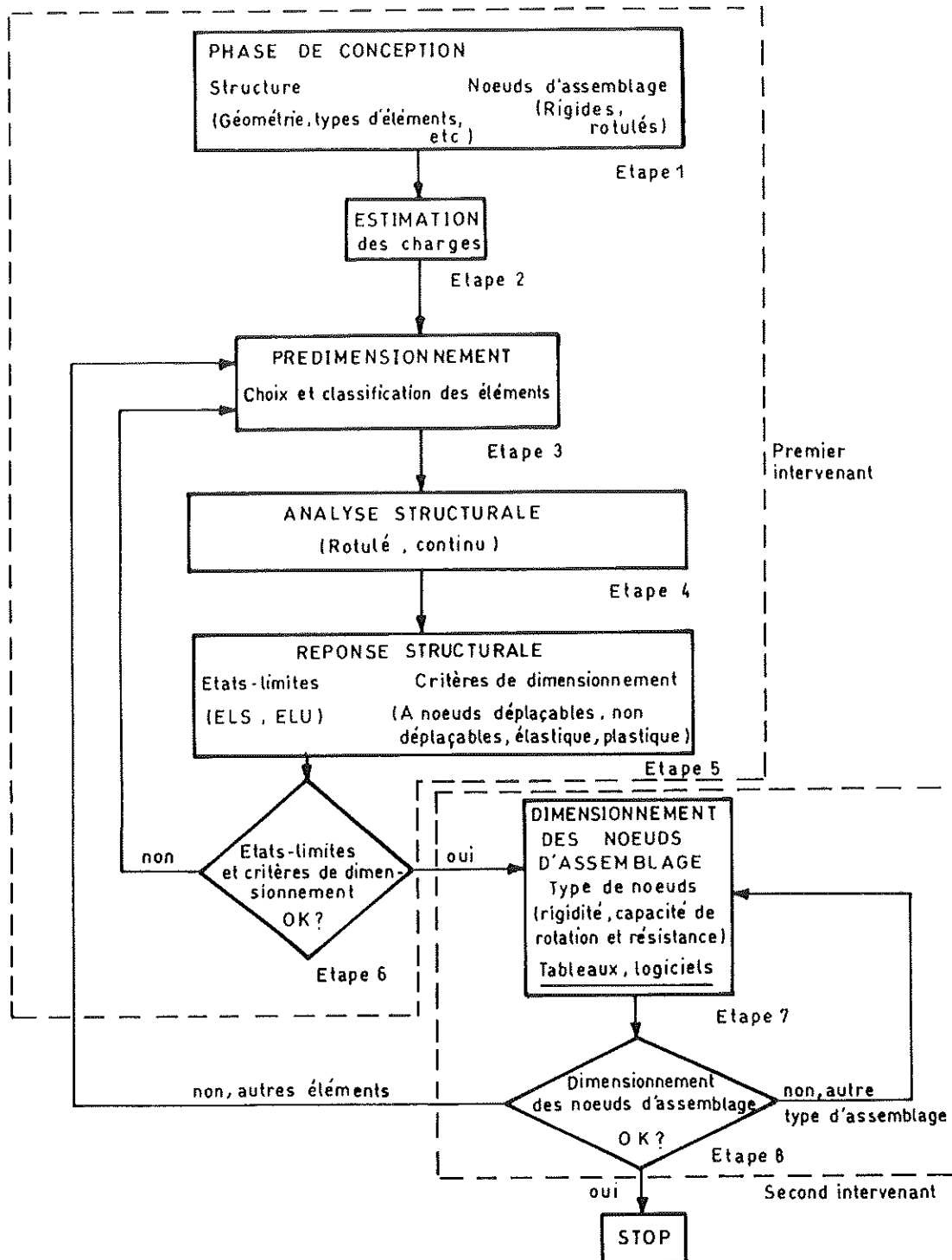


Figure 7 - Procédure classique de dimensionnement pour noeuds rigides ou rotulés.

- Etape 2: Les charges en service et à la ruine sont définies sur base des codes nationaux ou européens.
- Etape 3: Le prédimensionnement permet la définition de profilés de poutres et de colonnes de départ. Il est fondé sur l'expérience du concepteur ou sur l'utilisation de méthode simples de prédimensionnement. Une hypothèse doit être formulée quand au type de distribution de contraintes susceptible d'apparaître dans les profilés (élastique / plastique) et quand à la capacité des profilés de développer des rotules plastiques. Une hypothèse sur la classe des profilés s'impose donc. Elle devra être vérifiée à l'étape 5.
- Etape 4: L'analyse de la structure est une étape importante du dimensionnement. Elle permet la détermination des efforts intérieurs dans toutes les sections des éléments et dans les noeuds d'assemblage.
- Etape 5: La vérification des états-limites implique principalement le contrôle des déplacements et déformations sous charges de service (ELS), de la résistance et de la stabilité des membrures (ELU) et de la résistance et stabilité d'ensemble de l'ossature (ELU) sous charges pondérées. La classe des profilés utilisés doit être vérifiée.
- Etape 6: Le réajustement des sections de profilés pour les éléments de poutres et de colonnes doit s'effectuer lorsque la vérification des états-limites soit n'est pas satisfaisante, par manque de résistance, manque de stabilité ou excès de déformations ou déplacements, soit est satisfaite de manière peu économique. Dans le premier cas, les sections des éléments doivent être augmentées. Dans le second cas, elles doivent être réduites. L'expérience du concepteur est prépondérante dans le choix des nouveaux profilés.
- Etapes 7/8: Les types d'éléments assemblés et les efforts à transmettre constituent le point de départ pour le dimensionnement des noeuds. Le but est de trouver une configuration de noeud capable de transmettre les efforts appliqués. Dans le cas d'un noeud rotulé, il convient de vérifier qu'aucun moment de flexion significatif ne se développe dans le noeud. Dans le cas d'un noeud supposé rigide, la rigidité suffisante du noeud réel doit être vérifiée.

En fait, lorsque la géométrie du noeud est fixée, les actions suivantes doivent être menées:

- Les propriétés mécaniques du noeud sont évaluées (rigidité, résistance, ...); il s'agit de la **caractérisation** du comportement du noeud.
- Pour s'assurer que le noeud peut être assimilé à une rotule ou à un noeud rigide, le noeud doit être **classé** comme expliqué en 2.

Pour alléger la charge du calculateur, des outils de calcul des noeuds ont été développés:

- Des procédures de calcul simplifiées sont suggérées dans le rapport du projet *SPRINT* annexé aux présentes notes. Elles sont adaptées aux types courants d'assemblages. D'autres procédures similaires peuvent être établies pour d'autres géométries d'assemblages.
- Des tableaux fournissant les principales propriétés mécaniques pour un nombre important d'assemblages standardisés ont été dressés.
- Un logiciel de calcul (appelé *DESIMAN*), respectivement selon l'*annexe J* de l'*Eurocode 3* et la méthode dite « *SPRINT* », a été mis au point.

L'utilisation des tableaux permet au concepteur de sélectionner un noeud qui répond aux exigences fixées en matière de rigidité, de résistance et de classification. Le logiciel de calcul est une alternative aux tableaux et aux procédures de calcul simplifiées. Il réclame l'introduction de données de départ relatives à la géométrie de l'assemblage. Partant de là, l'utilisateur peut améliorer très rapidement sa configuration de manière interactive.

Au terme de l'étape 7, le noeud devrait être correctement dimensionné. Si ce n'est pas le cas, deux options existent : Soit le concepteur se tourne vers une configuration différente de noeud, soit il ajuste les éléments de poutres et de colonnes. Dans chacun des deux cas, des parties de la procédure de dimensionnement doivent être répétées.

4.3. Procédure de dimensionnement compatible avec un type de noeud d'assemblage prédéfini

Cette procédure est décrite à la figure 8. Elle diffère de la précédente à quatre niveaux

- Phase de conception:
Aucune hypothèse n'est formulée quant au comportement des noeuds. Ces derniers seront donc modélisés selon leur comportement réel pour la suite du dimensionnement.
- Prédimensionnement:
A l'image des éléments de poutres et de colonnes, les noeuds font l'objet d'un choix fondé principalement sur l'expérience du concepteur. Ce choix se traduit par l'adoption de détails constructifs en fonction des profils à assembler: platine d'extrémité ou cornières, nombre et diamètre des boulons,...L'utilisation des tableaux de dimensionnement, intitulés ci-dessus tableaux *SPRINT*, prend toute son importance à ce niveau.

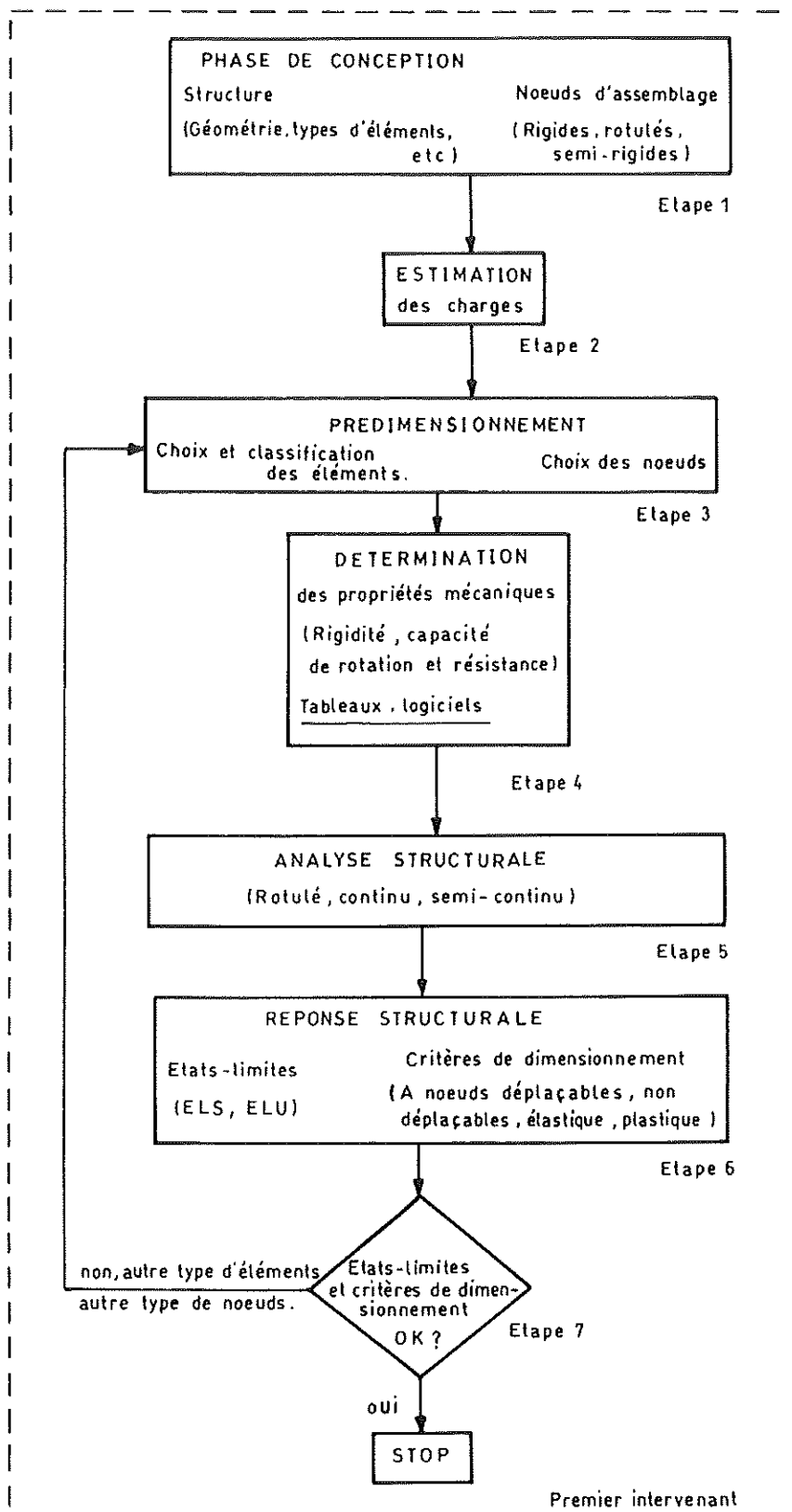


Figure 8 - Procédure de dimensionnement compatible avec un type de noeud d'assemblage prédéfini

- Détermination des propriétés mécaniques:
 1. A l'étape 4 de la procédure (voir figure 8), la réponse flexionnelle des noeuds et des éléments sélectionnés est évaluée. La première action consiste, pour les noeuds, à **caractériser** leur comportement à l'aide de l'*annexe J* de l'*Eurocode 3*, des procédures simplifiées *SPRINT*, des tableaux *SPRINT* ou du logiciel *DESIMAN*. Dans un second temps, la réponse flexionnelle est **idéalisée** comme indiqué au § 3. La réponse idéalisée constitue une donnée à considérer lors de l'analyse structurale.
- Analyse structurale:

La réponse flexionnelle idéalisée est affectée aux ressorts issus de la **modélisation** du comportement des noeuds (voir § 2).

Il est évident que cette procédure n'est susceptible de s'appliquer qu'au dimensionnement des structures conçues par un seul et même intervenant. Les propriétés des noeuds doivent en effet être connues avant de réaliser l'analyse. En d'autres termes, elle s'applique aux cas B1 et B2 définis plus haut.

Cette procédure autorise la prise en compte du comportement semi-rigide de la manière la plus optimale qui soit. Le type d'assemblage est sélectionné dès les premières étapes du dimensionnement en fonction des critères économiques (faible raidissage, coûts de réalisation réduits pour le constructeur concerné, montage aisé sur chantier, ...) et son comportement est intégré, comme pour les poutres et colonnes, dans l'analyse et la vérification de l'ossature. Le « dimensionnement » de l'assemblage en tant que tel n'existe alors plus.

4.4. Variantes

Les deux procédures décrites dans les paragraphes précédents constituent en fait deux extrêmes: l'une s'appliquant idéalement aux structures à noeuds rigides ou à rotules, l'autre aux structures à noeuds semi-rigides. Des procédures intermédiaires (variantes) peuvent toutefois être envisagées.

A titre d'exemple, la procédure de la figure 7 peut s'appliquer aux noeuds semi-rigides: au départ, les noeuds sont considérés comme rigides ou rotulés et le dimensionnement se déroule de manière classique jusqu'à l'étape 8. Pour des raisons d'économie, la configuration de noeud obtenue est modifiée (moins de raidissage, par exemple) et une nouvelle boucle de dimensionnement (analyse, vérification) est réalisée sur base des propriétés réelles des noeuds.

Au cours des exemples d'application, une procédure permettant une répartition des tâches entre plusieurs intervenant ainsi qu'une prise en compte directe de la semi-rigidité des noeuds d'assemblage sera également identifiée.

5. CARACTERISATION DES NOEUDS D'ASSEMBLAGE

Quatre grandes étapes ont été identifiées au cours de l'intégration du comportement des noeuds d'assemblage dans le dimensionnement des ossatures de bâtiment :

- la *caractérisation*
- la *classification*
- l'*idéalis*ation
- la *modélisation*

Les principes de caractérisation du comportement des noeuds selon l'*Eurocode 3* ont été explicités aux chapitres 3 (résistance) et 4.1 (rigidité). L'*annexe J* fournit à l'utilisateur l'ensemble des informations lui permettant de mettre en oeuvre la méthode des composantes sur laquelle repose la caractérisation. Son utilisation reste toutefois assez délicate et longue dans le cadre de l'activité quotidienne d'un bureau d'études ou d'un constructeur. Ceci explique que des outils plus appropriés aient été développés :

- les *procédures simplifiées* de calcul;
- les *tableaux de dimensionnement* et prédimensionnement;
- un *logiciel* de calcul.

Les procédures et les tableaux de dimensionnement sont décrits dans le volume *SPRINT* annexé aux présentes notes. Le logiciel fera l'objet d'une ou plusieurs démonstrations au cours des exemples d'application.

DISTRIBUTION DES EFFORTS DANS LES ASSEMBLAGES ET CALCUL DE LEUR RESISTANCE

J.P. JASPART

1. Introduction

L'analyse structurale vise à déterminer la valeur des efforts intérieurs auxquels chacune des sections de poutre, de colonne et d'assemblage est soumise au cours du chargement.

La vérification de la résistance de ces sections consiste ensuite à s'assurer que les efforts maxima sollicitants - qui découlent de l'analyse structurale - peuvent être supportés par ces mêmes sections. Dans le cas d'une section soumise à flexion, cette vérification se traduit par la relation suivante :

$$M_{Sd} \leq M_{Rd} \quad (1)$$

où M_{Sd} représente l'effort pondéré sollicitant et M_{Rd} , la résistance dite de calcul.

Cette relation peut être directement appliquée à d'autres efforts (effort normal, effort tranchant, ...) ou combinaisons d'efforts (moment et effort normal, ...).

L'évaluation de la résistance de calcul repose généralement sur l'utilisation de ce qu'il est convenu d'appeler le théorème statique.

Celui-ci consiste à distribuer, dans la section considérée, les efforts sollicitants - dits extérieurs - qui lui sont appliqués et qui, rappelons-le, découlent de l'analyse structurale.

Cette distribution des efforts dans la section doit s'effectuer de la manière jugée la plus rationnelle par le calculateur; toutefois, elle doit impérativement satisfaire aux conditions suivantes :

- les efforts intérieurs dans la section - qui résultent de la distribution - doivent être en équilibre avec les efforts extérieurs appliqués à la section;
- chaque élément de la section - pour les assemblages, nous parlerons plus loin de composantes - doit être capable de résister aux efforts intérieurs auxquels il est soumis;
- à aucun moment, la capacité de déformation d'un élément de la section ne doit être dépassée.

Dans le cas d'une section de poutre ou de colonne, faite par exemple d'un profilé en double té, la distribution des efforts sous l'effet d'un moment de flexion s'effectue, dans le domaine élastique de comportement, selon la loi dite de Navier (Figure 1)

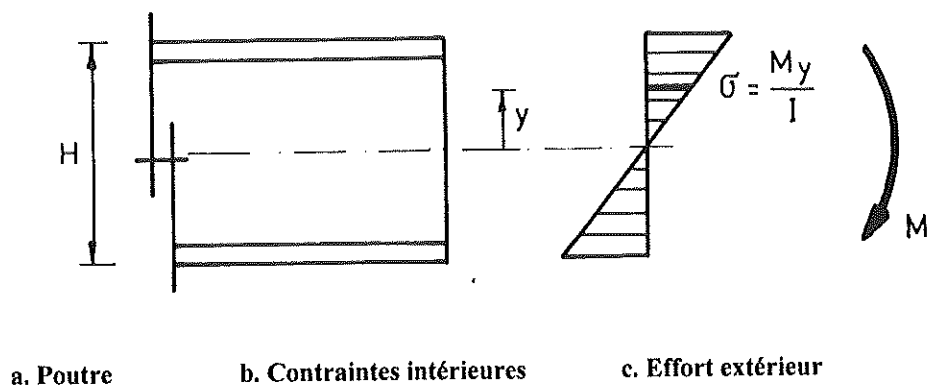


Figure 1 - Distribution élastique d'efforts dans un profilé de poutre fléchi
(I = inertie du profilé)

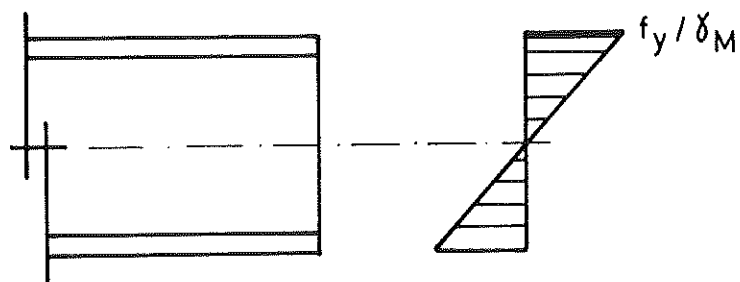


Figure 2 - Contraintes intérieures correspondant au moment de résistance maximale élastique

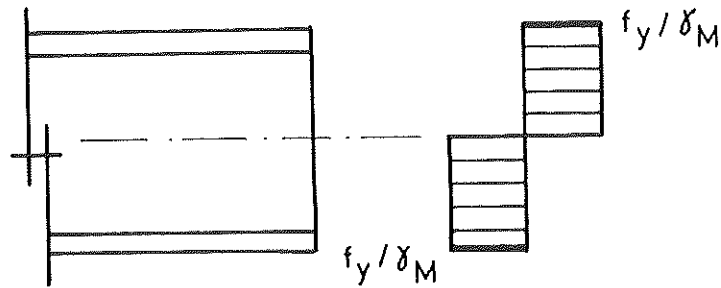


Figure 3 - Contraintes intérieures correspondant au moment de résistance plastique

Lorsque la contrainte intérieure maximale (en $y = H/2$) atteint la valeur de la limite d'élasticité f_y de l'acier divisée par un coefficient partiel de sécurité γ_M , le moment maximum élastique de la section est atteint (Figure 2). Dans ce cas, le moment résistant de calcul vaut :

$$M_{Rd} = \frac{I}{H/2} \frac{f_y}{\gamma_M} = W f_y / \gamma_M \quad (2)$$

Si l'on désire, par contre, profiter de la réserve de résistance plastique du profilé, la distribution des contraintes représentée à la Figure 3 doit alors être considérée. Il y correspond une résistance de calcul :

$$M_{Rd} = Z f_y / \gamma_M \quad (3)$$

où Z désigne le module de flexion plastique de la section.

Les deux distributions de contraintes intérieures représentées aux figures 2 et 3 sont en équilibre avec les efforts extérieurs appliqués et ne violent nulle part les conditions de plasticité ($\sigma \leq f_y / \gamma_M$). De ce point de vue, elles satisfont les deux premières exigences du théorème statique.

L'atteinte du moment plastique réclame, en outre, de la part des fibres plastifiées, une capacité de déformation suffisante afin de permettre une redistribution plastique des contraintes dans la section. Il convient enfin qu'un phénomène de voilement local prématuré d'une des parois comprimées du profilé ne limite le moment maximum transmis. Dans ces conditions, la troisième exigence du théorème statique est également satisfaite.

La démarche adoptée pour le calcul des sections d'assemblages est en tout point identique à celle décrite pour les sections de poutres et colonnes. C'est ce que nous allons nous atteler à démontrer dans le chapitre 2 dont la structure est la suivante :

- 2.1. Généralités
- 2.2. Résistance de l'assemblage élémentaire en té
- 2.3. Résistance des assemblages par platine d'extrémité soumis à traction centrée
- 2.4. Résistance des assemblages par cornières de semelles sollicité en flexion
- 2.5. Résistance des composantes d'assemblage autres que les groupes de boulons

Des principes similaires à ceux présentés au chapitre 2 peuvent être mis en oeuvre pour le calcul d'autres types moins courants d'assemblages boulonnés.

2. Résistance des assemblages boulonnés

2.1 Généralités

Dans de nombreux assemblages, les boulons transmettent des efforts de traction importants. Considérons, à titre d'exemple, l'assemblage de la Figure 4 qui assure la continuité entre deux tronçons de poutre.

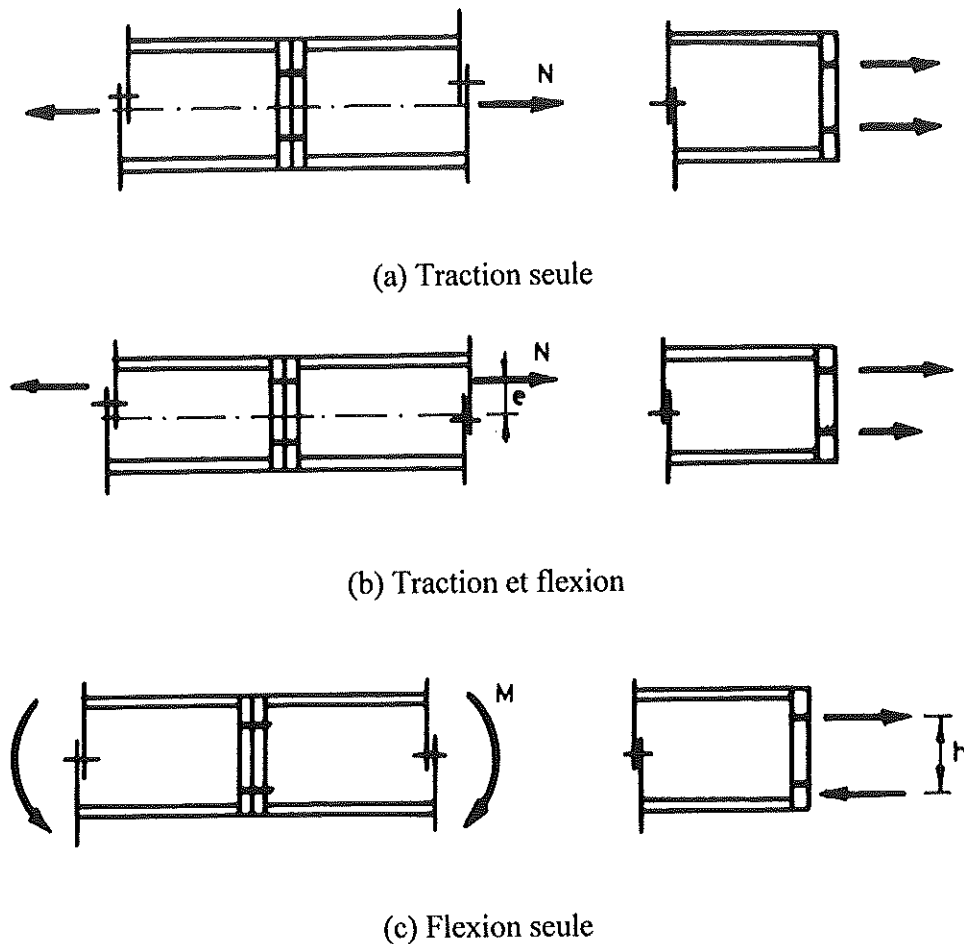


Figure 4 - Sollicitation de l'assemblage et efforts intérieurs

Supposons, dans un premier temps (Figure 4.a.) que les poutres transmettent un effort de traction centrée N . Etant donné la symétrie de l'assemblage, chacun des quatre boulons reprend un effort de traction identique.

Dans l'hypothèse, par contre, où l'effort est appliqué avec une excentricité e (Figure 4.b), l'assemblage transmet, en plus de l'effort axial N , un moment de flexion dont l'intensité est égale à $N.e$. Il en résulte une distribution non uniforme des efforts dans les boulons. Pour une excentricité croissante de la charge appliquée, l'effort dans la rangée inférieure de boulons diminue jusqu'à s'annuler. Au-delà de cette valeur, le moment de flexion est dit prédominant et un effort de contact entre les platines apparaît à hauteur des semelles inférieures des poutres. Seuls les boulons de la rangée supérieure sont alors tendus.

Pour une excentricité supposée infinie, l'assemblage est simplement fléchi (Figure 4.c.). Ce cas se rencontre classiquement dans les assemblages poutre-colonne qui transmettent des moments de flexion importants. Pour ces assemblages, il est d'usage de remplacer le moment de flexion à l'extrémité des poutres par une paire de forces statiquement équivalentes. Cette simplification permet de visualiser les zones tendue et comprimée de l'assemblage.

Dans les assemblages par platine d'extrémité, le nombre de rangées de boulons tendus dépend donc de la nature des efforts appliqués et de la manière dont ces derniers se distribuent entre les différentes rangées de boulons.

La résistance des assemblages est, quant à elle, liée à la distribution des efforts intérieurs mais également à la résistance propre de chacune des parties de l'assemblage et, en particulier, de celles des rangées de boulons tendus.

2.2 Résistance de l'assemblage élémentaire en T

Considérons, à la Figure 5, le cas du profilé en T dont la semelle est solidarifiée à une fondation supposée rigide par l'intermédiaire de quatre boulons et dont l'âme est soumise à un effort de traction centrée F .

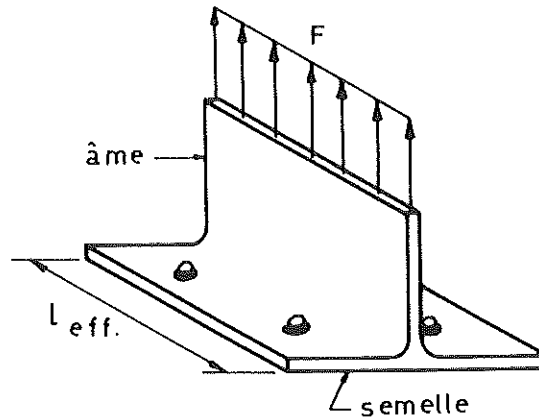


Figure 5 - Profilé en Té soumis à traction

Trois modes de ruine peuvent apparaître selon le rapport des résistances et des rigidités relatives de la semelle du tronçon en Té et des boulons.

Le premier mode s'apparente à la ruine des boulons (Figure 6); la rigidité flexionnelle de la semelle du tronçon en Té est telle que cette dernière se sépare de la fondation sans subir de déformations très importantes; les boulons transmettent alors seuls les efforts de traction appliqués.

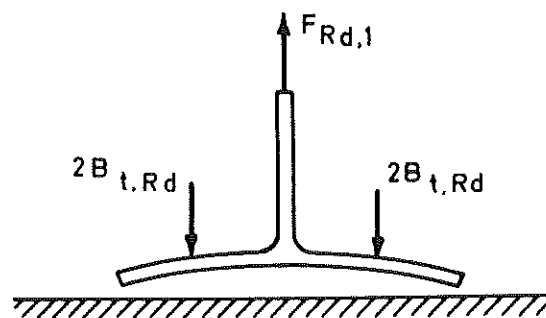


Figure 6 - Ruine des boulons seuls

La charge de ruine est égale à la somme des résistances de calcul des boulons.

$$F_{Rd,1} = \sum B_{t,Rd} \quad (4)$$

avec:

$$B_{t,Rd} = \frac{0,9 A_s f_{ub}}{\gamma_{Mb}}$$

où A_s = section résistance du fût des boulons;
 f_{ub} = contrainte ultime de l'acier constituant les boulons;
 γ_{Mb} = coefficient de sécurité.

Le deuxième mode est associé à la ruine de la semelle du tronçon par formation d'un mécanisme plastique, avant que la ruine des boulons en traction ne soit atteinte. Les lignes de plastification se forment au niveau des rangées de boulons et à la naissance des congés de raccordement (Figure 7).

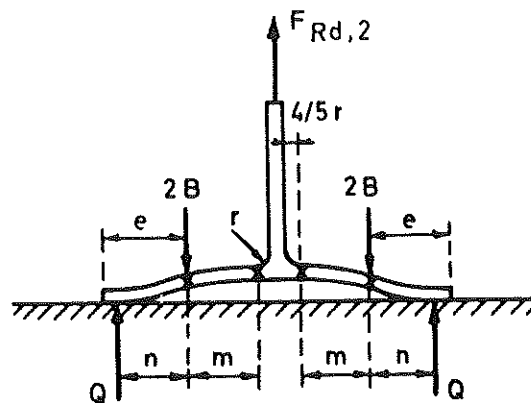


Figure 7- Ruine plastique de la semelle du profilé en T (efforts concentrés)

Suite à la déformabilité de la semelle du tronçon en T, des efforts Q dits de levier apparaissent aux abords de l'extrémité de la semelle. Leur localisation (n) dépend de la rigidité relative des boulons tendus et de la semelle fléchie. Ce mode de ruine réclame une résistance suffisante des boulons par rapport à la semelle. A la ruine, l'effort appliqué à chacun des quatre boulons, soit $B = F_{Rd}/4 + Q/2$ dans l'exemple choisi, doit être inférieur à l'effort résistant de calcul $B_{t,Rd}$.

La charge de ruine associée à ce mode de ruine vaut :

$$F_{Rd,2} = \frac{4 l_{eff} \cdot m_p}{m} \quad (5)$$

où : l_{eff} = longueur du profilé en T;
 m = distance définie à la Figure 7;
 m_p = moment plastique de la semelle par unité de longueur, soit $t^2 f_y / 4 \gamma_m$ (t = épaisseur de la semelle du tronçon en T).

Le troisième mode correspond à l'atteinte de la résistance de calcul des boulons alors que des lignes de plastification se sont déjà développées à la naissance du congé de raccordement entre la semelle et l'âme du tronçon en T (Figure 8).

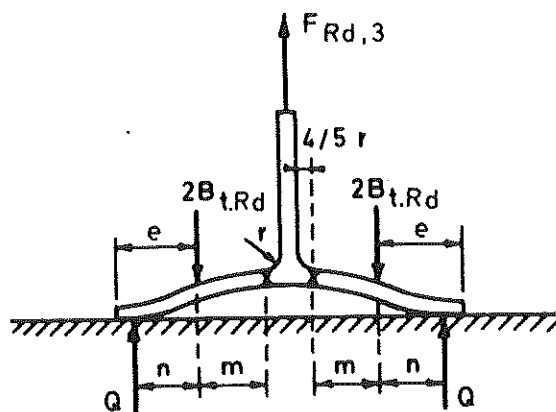


Figure 8 - Ruine mixte (lignes de plastification et ruine des boulons)

Ce mode de ruine est dit mixte dans la mesure où il combine une plastification partielle des semelles à la ruine des boulons tendus sous l'effet de l'effort appliqué et des efforts de levier Q . La résistance de calcul associée s'exprime :

$$F_{Rd,3} = \frac{2 l_{eff} \cdot m_p + \sum B_{t,Rd} \cdot n}{m + n} \quad (6)$$

Les efforts de levier s'appliquent généralement à l'extrémité de la semelle du tronçon ($n = e$); l'Eurocode 3 recommande toutefois de limiter la valeur de n à 1,25m :

$$n = e \nlessgtr 1,25 m$$

En définitive, la résistance du tronçon en T est définie comme la plus faible des charges associées aux trois modes de ruine décrits :

$$F_{Rd} = \min (F_{Rd,1} , F_{Rd,2} , F_{Rd,3}) \quad (7)$$

L'avantage de cette procédure de calcul est de fournir, en plus de la charge de ruine, le mode de ruine associé.

La connaissance de ce mode de ruine est primordiale lors de l'étude des assemblages plus complexes, entre autres les assemblages poutre-colonne. En effet, à chaque mode de ruine est associée une capacité de déformation très différente :

- le premier mode correspond à la ruine brutale des boulons tendus; ce mode de ruine dit fragile doit généralement être écarté lors du dimensionnement;
- le deuxième mode s'accompagne d'une déformation plastique importante de la semelle; ce comportement ductile est souvent recherché ;
- le troisième mode est intermédiaire entre les deux précédents et se caractérise par une capacité de déformation variable d'un tronçon à l'autre, selon la rigidité et raideur relative de la semelle et des boulons.

Cet aspect de capacité de déformation détermine le type de distribution d'efforts intérieurs auquel on peut s'attendre dans les assemblages. Cela est expliqué plus loin.

Dans les règles de calcul qui viennent d'être décrites, il est supposé que les efforts dans les boulons sont transmis ponctuellement à la semelle du profilé en Té. Cette hypothèse n'est pas conforme à la réalité. En effet, les têtes de boulons, les écrous et les rondelles possèdent des diamètres non négligeables et les efforts transmis à la platine sont dès lors répartis sur l'aire de contact boulon-platine (Figure 9).

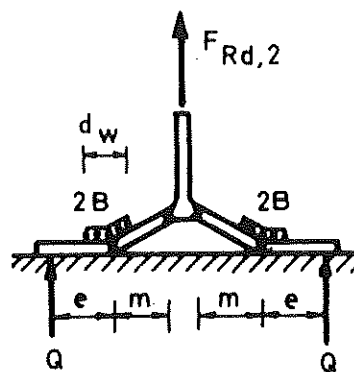


Figure 9 - Ruine plastique de la semelle du profilé en Té (efforts répartis)

On peut aisément démontrer que cette répartition des efforts :

- n'affecte nullement les résistances de calcul $F_{Rd,1}$ (ruine des boulons) et $F_{Rd,3}$ (ruine mixte) mais;
- accroît de manière significative la valeur de $F_{Rd,2}$ (ruine plastique de la semelle).

Cet effet bénéfique est traduit dans l'Annexe J de l'Eurocode 3 sous la forme d'une formule alternative d'évaluation de la résistance plastique de la semelle (Figure 9) :

$$F_{Rd,2} = \frac{(8n - 2e_w) l_{eff} m_p}{2mn - e_w (m + n)} \quad (8)$$

où: $e_w = d_w/4$ avec d_w défini comme le diamètre de la rondelle ou le diamètre du cercle circonscrit de l'écrou ou de la tête, selon le cas.

Cette formule, qui est susceptible d'être substituée à la formule (5), est fondée sur l'hypothèse d'une distribution uniforme des contraintes soit sous la tête du boulon ou de l'écrou, soit sous la rondelle (Figure 9).

2.3 Résistance des assemblages par platine d'extrémité sollicités soumis à traction centrée

Soit l'assemblage à quatre boulons tendus de la Figure 10.

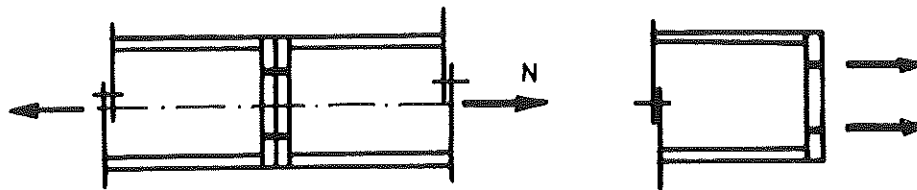


Figure 10 - Assemblage soumis à traction

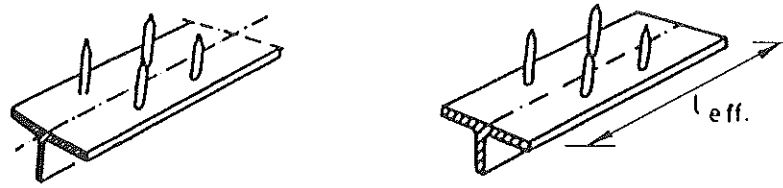
Les trois modes de ruine précités sont ici aussi susceptibles d'apparaître (Figure 11):

- ruine des boulons seuls;
- ruine de la platine par formation d'un mécanisme plastique;
- ruine mixte platine-boulons.

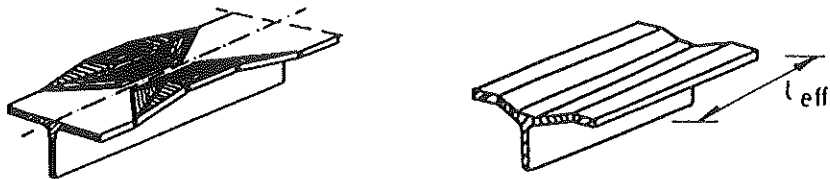
Les schémas de plastification dans la platine (Figure 11) sont souvent plus complexes que ceux qui apparaissent dans un tronçon en Té tel que celui décrit ci-dessus; il convient de préciser que, pour ce dernier, les semelles sont supposées se déformer comme des "poutres fléchies" (lignes de plastification droites), alors que la platine réelle se comporte comme une plaque.

Pour le calcul de la résistance de l'assemblage, deux approches peuvent en fait être envisagées: l'étude "en plaque" et l'étude "en tronçon en Té".

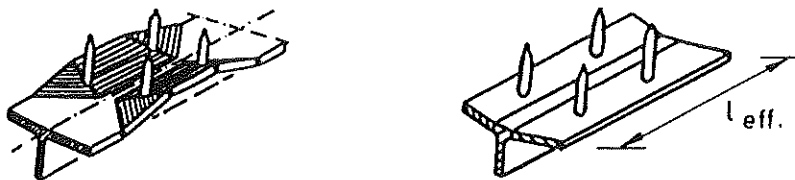
La première considère la platine comme une plaque et tend à en étudier la plastification partielle ou complète selon le mode de ruine. La mathématique à développer est ardue et les solutions simplifiées qui sont disponibles sont loin d'être pleinement satisfaisantes.



(a) Ruine des boulons seuls



(b) Ruine de la platine par formation d'un mécanisme plastique



(c) Ruine mixte platine-boulons

Figure 11 - Platine (plaque) réelle Figure 12 - Tronçon en Té équivalent

La seconde approche a la particularité de substituer à la platine un tronçon en Té équivalent (voir Figure 12 et Figure 13) dont la résistance et le mode de ruine sont censés être similaires à ceux de la platine réelle. L'équivalence entre platine et tronçon en Té se traduit par la définition d'une longueur l_{eff} dite équivalente du tronçon en Té. La résistance du tronçon en Té équivalent se déduit alors des formules (4) à (8).

Les valeurs à adopter pour la longueur équivalente dépendent de la configuration de l'assemblage et de la disposition des boulons. L'annexe J de l'Eurocode 3 fournit des valeurs de l_{eff} pour la grande majorité des cas rencontrés dans la pratique. Quelques exemples sont fournis à la Figure 14.

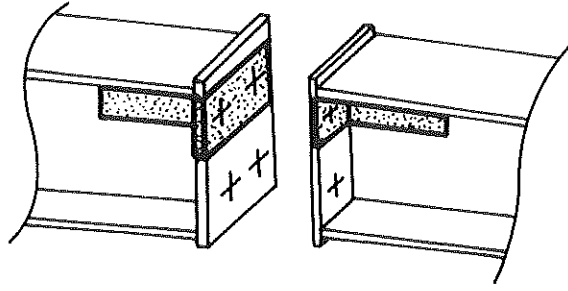
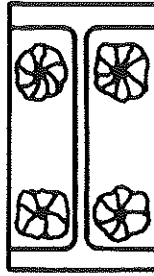


Figure 13 - Assimilation de la platine à un tronçon en T



$$l_{eff} = 4\pi m$$



$$l_{eff} = 2\alpha m$$

(α dépend de la position des trous de boulons sur la platine)



$$l_{eff} = p + 2cm - (4m + 1,25e)$$

Figure 14 - Valeurs de la longueur équivalente l_{eff}

La résistance de calcul de chacune des rangées de boulons peut également être limitée par la résistance en traction de l'âme de la poutre. La formule d'évaluation de cette résistance est fournie au paragraphe 2.6.

A ce mode de ruine est associée une bonne ductilité.

2.4 Résistance des assemblages par platine d'extrémité sollicités en flexion

Dans le cas de l'assemblage représenté à la Figure 4.(c), la distribution des efforts intérieurs est immédiate : l'effort de compression est transmis au niveau du centre de gravité de la semelle comprimée des poutres; l'effort de traction, au niveau de la rangée supérieure de boulons. La résistance de calcul M_{Rd} de l'assemblage est associée à la résistance F_{Rd} de la composante la plus faible de l'assemblage, soit la semelle comprimée des poutres, soit la résistance de l'âme de la poutre en traction, soit la résistance des platines et boulons en traction. Pour cette dernière, référence est faite au principe d'"idéalisation en T". En définitive:

$$M_{Rd} = F_{Rd} \cdot h \quad (9)$$

où : F_{Rd} = résistance de calcul en traction au niveau de la rangée supérieure de boulons ou de la semelle comprimée de la poutre (la plus faible);
 h = bras de levier des efforts intérieurs.

Lorsque plusieurs rangées de boulons coexistent en zone tendue (Figure 15), la distribution des efforts internes dans l'assemblage est plus complexe.

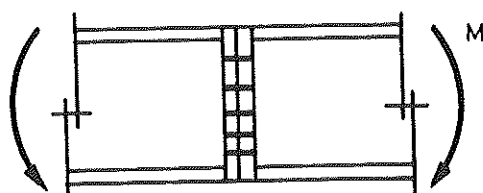


Figure 15 - Assemblage fléchi à plusieurs rangées de boulons tendus

Supposons, dans un premier temps, que le dimensionnement de l'assemblage conduise à l'adoption d'une épaisseur de platine particulièrement épaisse (Figure 16). La distribution des efforts entre les différentes rangées de boulons est linéaire en fonction de la distance au centre de compression. L'effort de compression F_c qui équilibre les efforts de traction dans les boulons agit au niveau de l'axe de la semelle inférieure des poutres. Par souci de clarté, il n'est représenté qu'à la Figure 16 et non aux Figure 17, Figure 18 et Figure 19.

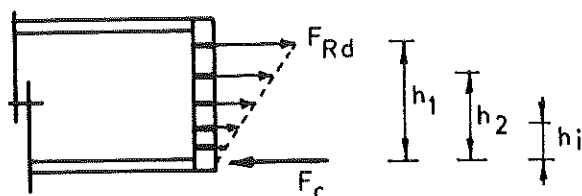


Figure 16 - Assemblage à platine épaisse

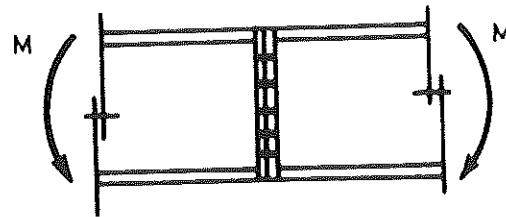
La valeur du moment résistant de calcul M_{Rd} est atteinte lorsque le boulon le plus sollicité -en fait, le boulon le plus éloigné du centre de compression - atteint sa résistance de calcul $B_{t,Rd}$ en traction. En effet, la faible capacité de déformation des boulons tendus ne permet aucune redistribution des efforts entre rangées de boulons.

M_{Rd} s'exprime comme suit (Figure 16) :

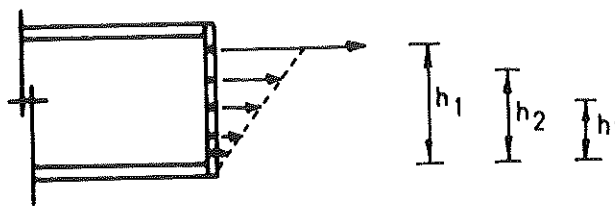
$$M_{Rd} = \frac{F_{Rd}}{h_1} \sum h_i^2 \quad (10)$$

Pour des platines plus minces, la distribution des efforts est plus complexe à appréhender. Dès le début de chargement, les efforts se répartissent entre les rangées de boulons au prorata de leurs raideurs relatives. Cette raideur est principalement conditionnée par celle de la partie de la platine adjacente à la rangée de boulons considérée. Dans l'exemple de la Figure 17, une raideur importante est associée à la rangée de boulons supérieure car, à ce niveau, la platine est raidie par la présence de la semelle et de l'âme soudées du profilé de

poutre. Du fait de cette raideur importante, la rangée supérieure transmet un effort proportionnellement plus important que les rangées inférieures (Figure 17).



(a) Configuration



(b) Distribution des efforts en début de chargement

Figure 17 - Assemblage à platine mince

On peut d'ailleurs supposer que la rangée supérieure sera la première à atteindre sa résistance de calcul. Cette dernière est déterminée par l'atteinte de la ruine des boulons seuls, la ruine de la platine seule, la ruine mixte boulons-platine ou la ruine de l'âme de la poutre en traction. Si ce mode est ductile, une redistribution des efforts internes est possible : la rangée supérieure ayant atteint sa résistance de calcul, les moments supplémentaires appliqués à l'assemblage sont reportés sur les rangées de boulons inférieures qui vont à leur tour atteindre leur résistance propre en traction.

La ruine de l'assemblage peut être atteinte de trois manières différentes :

- i) La redistribution plastique des efforts peut se poursuivre en raison de la capacité de déformation suffisante de chacune des rangées de boulons. La redistribution est alors dite complète et la distribution d'efforts internes qui en résulte est qualifiée de plastique. Le moment résistant de calcul M_{Rd} associé s'exprime (Figure 18):

$$M_{Rd} = \sum F_{Rdi} \cdot h_i \quad (11)$$

L'Eurocode 3 considère qu'une rangée de boulons possède une capacité de déformation suffisante pour permettre une redistribution plastique des efforts dans l'assemblage lorsque :

$$F_{Rd,i} \leq 1,9 B_{t,Rd}$$

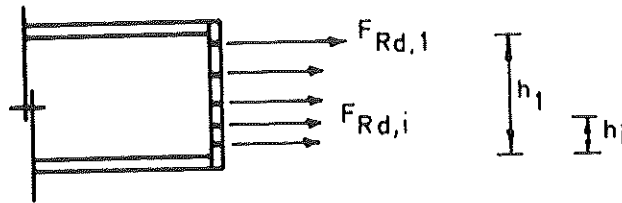


Figure 18 - Distribution plastique des efforts

Les efforts plastiques $F_{Rd,i}$ varient d'une rangée à l'autre en fonction des types de mécanismes plastiques qui y sont associés. Il est à noter que ceux-ci dépendent de la géométrie de la platine ainsi que de l'éventuelle présence de raidisseurs (dans le cas présent, la semelle tendue des poutres agit comme raidisseur).

- ii) La redistribution plastique des efforts est interrompue en raison du manque de capacité de déformation de la dernière rangée à avoir atteint sa résistance de calcul ($F_{Rd,k} > 1,9B_{t,Rd}$). Dans les rangées inférieures, les efforts sont alors, par facilité, distribués linéairement en fonction de leur distance au centre de compression (Figure 19). Le moment résistant de calcul vaut :

$$M_{Rd} = \sum_{i=1,k} F_{Rd,i} \cdot h_i + \frac{F_{Rd,k}}{h_k} \sum_{j=k,n} h_j^2 \quad (12)$$

où : n = nombre total de rangées de boulons
 k = indice de la rangée dont la capacité de déformation est insuffisante.

On parle ici de distribution élasto-plastique des efforts dans l'assemblage.

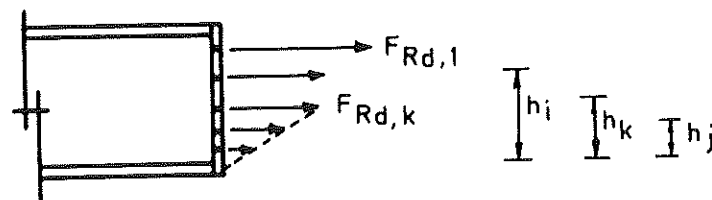


Figure 19 - Distribution élasto-plastique des efforts

iii) La redistribution plastique ou élasto-plastique des efforts dans l'assemblage est interrompu par l'atteinte de la résistance de calcul de la semelle comprimée de la poutre.

La résistance M_{Rd} est évaluée sur base de formules similaires à (11) et (12), dans lesquelles, bien sûr, seul un nombre limité de rangées supérieures est pris en considération. Ces rangées sont telles que :

$$\sum_{l=1,m} F_l = F_{c,Rd}$$

où: m = indice de la dernière rangée supposée soumise à un effort de traction;
 F_l = effort de traction dans la rangée de boulon l ;
 $F_{c,Rd}$ = résistance de calcul de la semelle comprimée de la poutre.

L'application des principes énoncés ci-dessus aux assemblages poutre-colonne est immédiate. La résistance de calcul à associer à chacune des rangées de boulons est en fait, dans ce cas, conditionnée non seulement par la résistance :

- de la platine;
- des boulons;
- de l'âme de la poutre

mais également par celle :

- de l'âme de la colonne
- de la semelle de la colonne.

Le moment résistant M_{Rd} est toujours susceptible d'être limité par la résistance:

- de la semelle de la poutre en compression;

mais aussi par la résistance:

- de l'âme de la colonne en compression;
- du panneau d'âme de la colonne en cisaillement.

L'Annexe J de l'Eurocode 3 fournit des formules d'évaluation de la résistance de chacune de ces composantes; ces formules sont commentées au paragraphe 2.6. L'annexe J présente également un exemple complet de distribution des efforts intérieurs dans un assemblage poutre-colonne par platine d'extrémité à rangées de boulons multiples.

Cet exemple met également en évidence les notions de mécanismes individuels et de mécanismes de groupe. Lorsque plusieurs rangées adjacentes de boulons sont soumises à des efforts de traction, divers mécanismes plastiques sont susceptibles de se former dans les plats assemblés (platine ou semelle de colonne) :

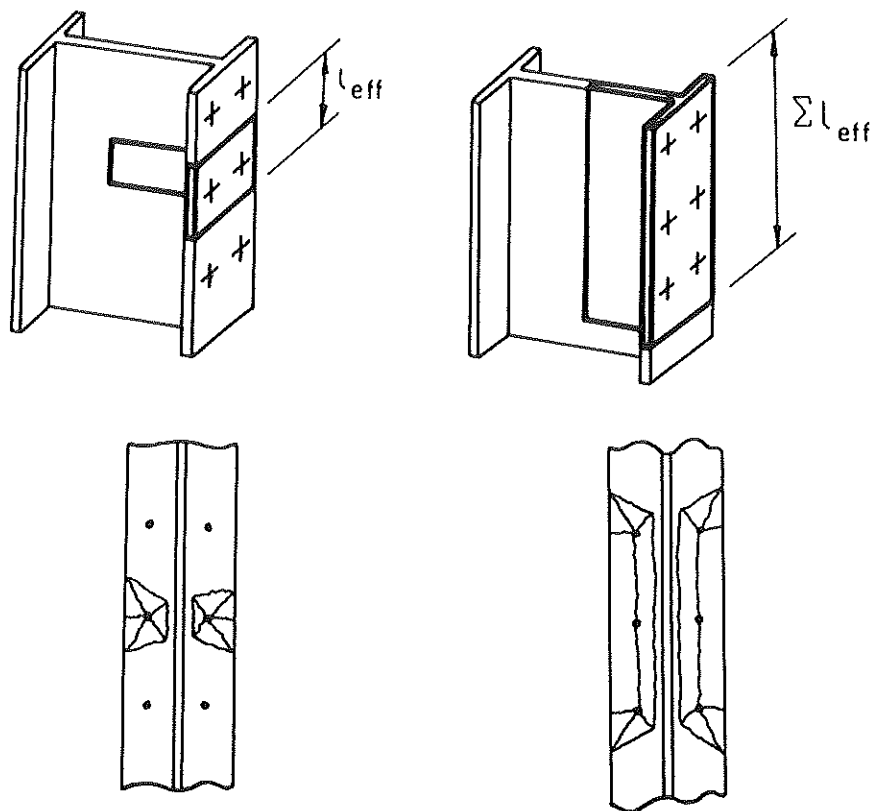
- des *mécanismes individuels* (voir Figure 20(a)) qui se développent lorsque la distance entre les rangées de boulons est assez importante;

- des *mécanismes de groupes* (voir Figure 20(b)) qui incluent plusieurs rangées de boulons rapprochées.

A ces mécanismes sont associés des longueurs équivalentes (voir Figure 20) et, par les formules décrites en 2.2, des résistances de calcul.

Lors de la distribution des efforts, l'Eurocode recommande en fait de ne jamais transférer, au niveau de chacune des rangées de boulons :

- un effort supérieur à celui qui peut être repris dans l'hypothèse où le boulon est le seul à transmettre un effort de traction (résistance individuelle);
- un effort tel que la résistance du groupe auquel il est susceptible d'appartenir soit dépassée.



(a) Mécanisme individuel

(b) Mécanisme de groupe

Figure 20 - Mécanismes plastiques

2.5 Résistance des assemblages par cornières de semelles sollicités en flexion

La réalisation d'assemblages poutre-colonne par cornières de semelles boulonnées (Figure 21) est une solution fort appréciée dans les pays anglo-saxons mais qui ne semble pas posséder le même attrait aux yeux des concepteurs ouest-européens.

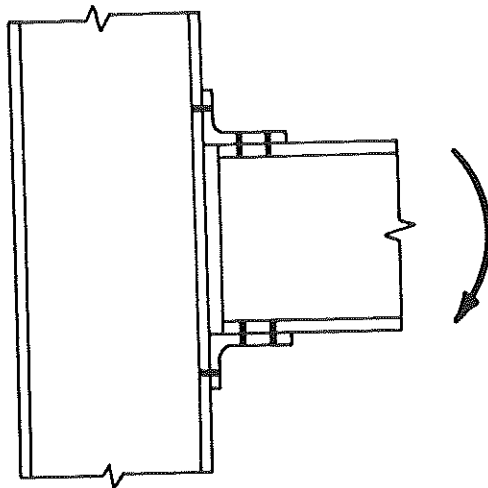


Figure 21 - Assemblage par cornières de semelle

Cet assemblage possède pourtant une résistance substantielle aux moments de flexion; il est peu coûteux à la fabrication et la cornière inférieure, boulonnée au sol sur la colonne avant la mise en place de cette dernière, sert de support à la poutre ce qui facilite grandement le montage sur chantier.

Le calcul de la résistance des assemblages par cornières de semelles est en tout point comparable à celui d'un assemblage poutre-colonne par platine d'extrémité à rangée de boulons unique en zone tendue.

La distribution des efforts intérieurs est élémentaire : l'effort de traction est transmis par la cornière supérieure et l'effort de compression par la cornière inférieure (Figure 21). La différence avec l'assemblage par platine d'extrémité réside uniquement dans la substitution de la composante "platine" par la composante "cornière". Ceci conduit évidemment à considérer de nouveaux modes de ruine :

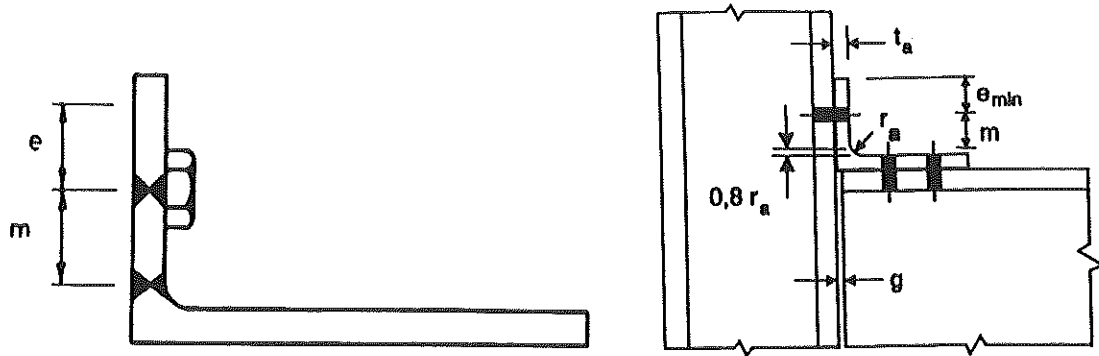
- rupture des boulons reliant les cornières à la poutre en cisaillement;
- développement de pression diamétrale excessive dans les semelles de la poutre ou les cornières.

Le comportement de la cornière tendue, par contre, est similaire à celui de la platine dans la mesure où il permet à nouveau une idéalisation en Té ou plutôt, au vu de la géométrie de la cornière, une idéalisation en "demi-Té".

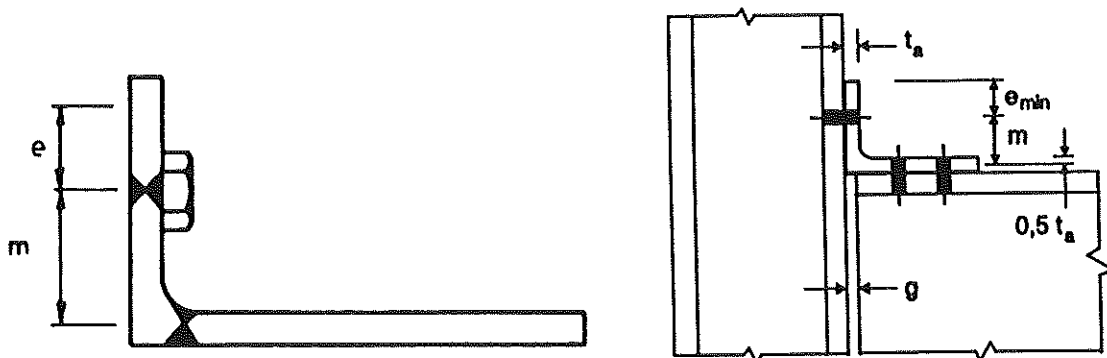
La seule particularité réside dans la position différente des rotules du mécanisme plastique selon la valeur de l'espace initial entre la poutre et la colonne (Figure 22). Du point de vue du calcul, les formules d'évaluation (4) à (8) restent valables; la longueur équivalente de la cornière est définie comme suit :

$$l_{eff} = b_a / 2$$

où b_a désigne la longueur de la cornière. La distance caractéristique m à adopter dépend de la position des rotules (voir Figure 22).



(a) Espace $g \leq 0,4 t_a$



(b) Espace $g \geq 0,4 t_a$

Figure 22 - Influence de l'espace poutre-colonne

2.6 Résistance des composants d'assemblage autres que les groupes de boulons

Jusqu'à maintenant, l'accent a été mis sur la résistance des groupes de boulons et des platines. D'autres composants peuvent cependant déterminer la résistance des assemblages boulonnés; elles ont été citées au cours de l'exposé. Dans les lignes suivantes, leur mode de ruine et les formules correspondantes sont brièvement décrites.

Semelles de colonne en flexion

Le comportement des semelles de colonne soumises à des efforts transversaux de traction est en tous points comparable à celui des platines. Leur résistance de calcul est celle du profilé en Té qui leur est également substitué par souci de simplicité (paragraphe 2.3). La longueur équivalente à introduire dans les formules (5), (6) et (8) est propre aux schémas de plastification qui sont susceptibles de se développer. Des indications précises quant aux schémas à considérer en fonction de la géométrie de l'assemblage sont fournies dans l'Annexe J de l'Eurocode 3.

La résistance d'une semelle de colonne peut être influencée par la présence de contraintes longitudinales importantes dans la semelle; ces dernières résultent de l'effort normal et du moment de flexion dans la colonne.

Cette influence est traduite dans l'Eurocode 3 sous la forme d'un coefficient minorateur k_{fc} par lequel il convient de multiplier le moment plastique par unité de longueur m_p dans les formules (5), (6) et (8). Ce coefficient minorateur s'exprime (voir Figure 23) :

$$k_{fc} = 1 \quad \text{si } \sigma_{com.Ed} \leq 180 \text{ N/mm}^2$$
$$= (2f_{y,fc} - 180 - \sigma_{com.Ed}) / (2f_{y,fc} - 360) \quad \text{avec } k_{fc} \leq 1 \quad \text{si } 180 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{com.Ed} < f_{y,fc}$$

Dans cette expression, $\sigma_{com.Ed}$ et $f_{y,fc}$ s'expriment en N/mm^2 . $f_{y,fc}$ est la limite d'élasticité de la semelle de la colonne et $\sigma_{com.Ed}$ est la contrainte longitudinale dans la semelle de la colonne.

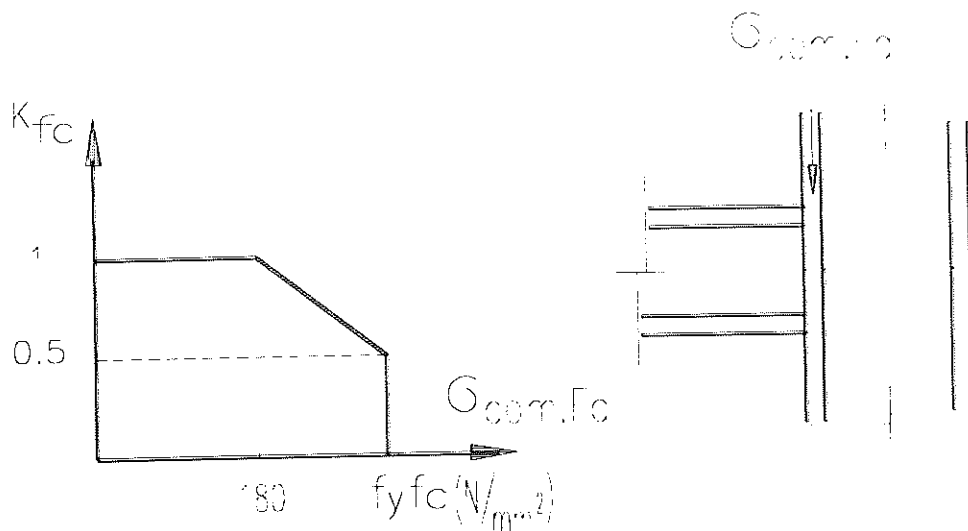


Figure 23 - Coefficient minorateur k_{fc}

Ame de colonne et de poutre en traction

Ici aussi intervient la notion de "profilé en T équivalent". La détermination d'une longueur équivalente de tronçon en T pour la platine (ou la semelle de la colonne) définit en fait la hauteur d'âme $b_{eff,t}$ de poutre (ou de colonne) que l'on peut réserver à la reprise des efforts transversaux de traction transmis par les boulons via la platine (ou la semelle de la colonne). La résistance de calcul de l'âme de la colonne ou de la poutre s'établit donc comme suit :

$$F_{t,wc,Rd} = \frac{\rho_t b_{eff,t} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{M0}} \quad (13)$$

où t_{wc} désigne l'épaisseur de l'âme et $f_{y,wc}$ sa limite d'élasticité. Le facteur minorateur ρ_t traduit la réduction possible de la résistance de calcul de l'âme en raison de la présence de contraintes de cisaillement importantes dans le panneau d'âme de la colonne. Son expression est fournie un peu plus loin.

Ame de colonne en compression

La formule d'évaluation de la résistance de calcul d'une âme de colonne en compression est comparable à celle de l'âme en traction :

$$F_{c,wc,Rd} = \frac{\rho_t b_{eff,c} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{M0}} k_{wc} \quad (14)$$

Le coefficient k_{wc} qui différencie la formule (15) de la formule (16) est défini ci-après. La hauteur efficace d'âme $b_{eff,c}$ qui assure la reprise de l'effort transversal de compression est définie comme suit (Figure 24), dans le cas d'un assemblage par platine d'extrémité :

$$b_{eff,c} = t_p + 2\sqrt{2} a_p + 5(t_{fc} + s) + s_p \text{ où:}$$

$s = r_c$ pour les profilés de colonne laminés en I ou H;

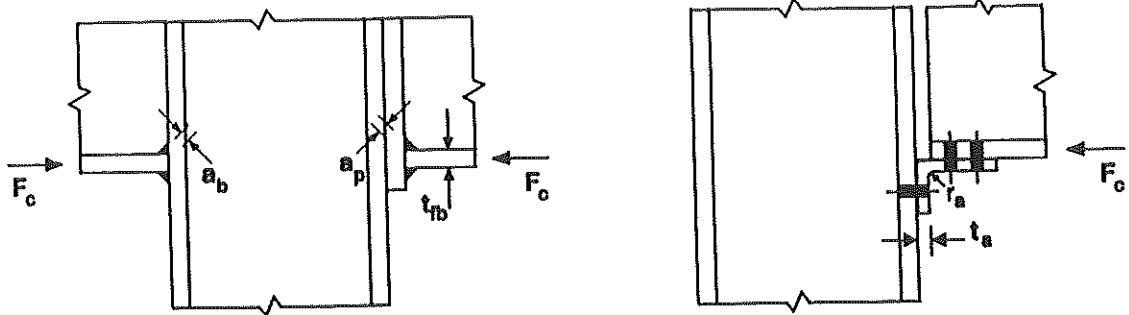
$s = 2\sqrt{2} a_c$ pour les profilés de colonnes en I ou H reconstitués par soudage;

$s_p = t_p + u \neq 2t_p$ représente la longueur de diffusion, à 45°, de l'effort de compression au travers de la platine.

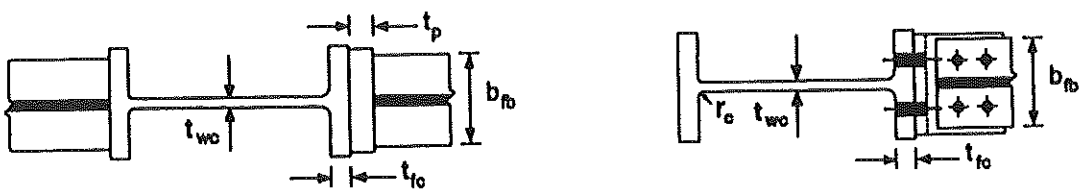
Pour les assemblages par cornières de semelle, la définition de $b_{eff,c}$ diffère légèrement de la précédente (Figure 24) :

$$b_{eff,c} = 2t_a + 0,6r_a + 5(t_{fc} + s)$$

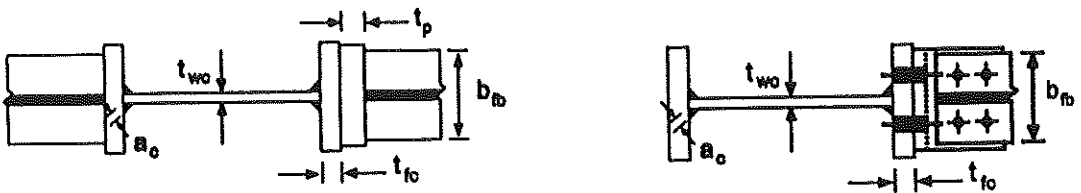
Ces deux expressions de $b_{eff,c}$ traduisent la diffusion (Figure 25) de l'effort de compression F_c au travers des éléments d'assemblage, de la semelle de la colonne et du congé de raccordement (ou la soudure âme-semelle pour les colonnes reconstituées par soudage).



(a) Elévation



(b) Profilé de colonne laminé



(c) Profilé de colonne soudé

Figure 24 - Définition de la longueur efficace $b_{eff,c}$

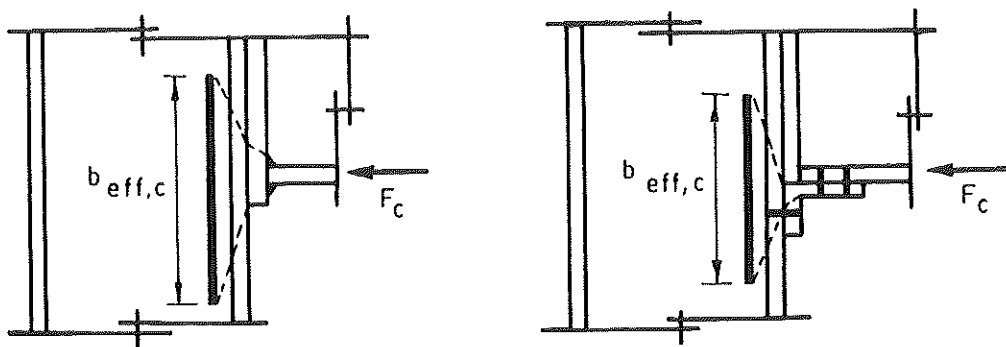


Figure 25 - Diffusion de l'effort de compression

La formule (14) d'évaluation de la résistance de calcul de l'âme en compression est d'application pour des âmes de colonne peu élancées telles que :

$$\bar{\lambda} \leq 0,67$$

avec :

$$\bar{\lambda} = 0,93 \sqrt{\frac{b_{eff,c} d_c f_{y,wc}}{E t_{wc}^2}}$$

La distance d_c est définie à la Figure 24. Pour des élancements supérieurs, l'âme de la colonne ne périt plus par manque de résistance plastique mais par instabilité (voilement ou défoncement). La résistance de calcul donnée par la formule (14) doit alors être minorée en la multipliant par l'expression :

$$\frac{1}{\bar{\lambda}} \left(1 - \frac{0,22}{\bar{\lambda}}\right)$$

Une instabilité de l'âme peut également survenir en présence de contraintes longitudinales $\sigma_{com.Ed}$ importantes dans l'âme de la colonne (à la naissance du congé de raccordement - profilé laminé - ou de la soudure - profilé reconstitué par soudage -) et ce, quel que soit l'élancement de l'âme. Ce fait est traduit par le coefficient réducteur k_{wc} dans la formule (14). Ce coefficient vaut (voir Figure 26) :

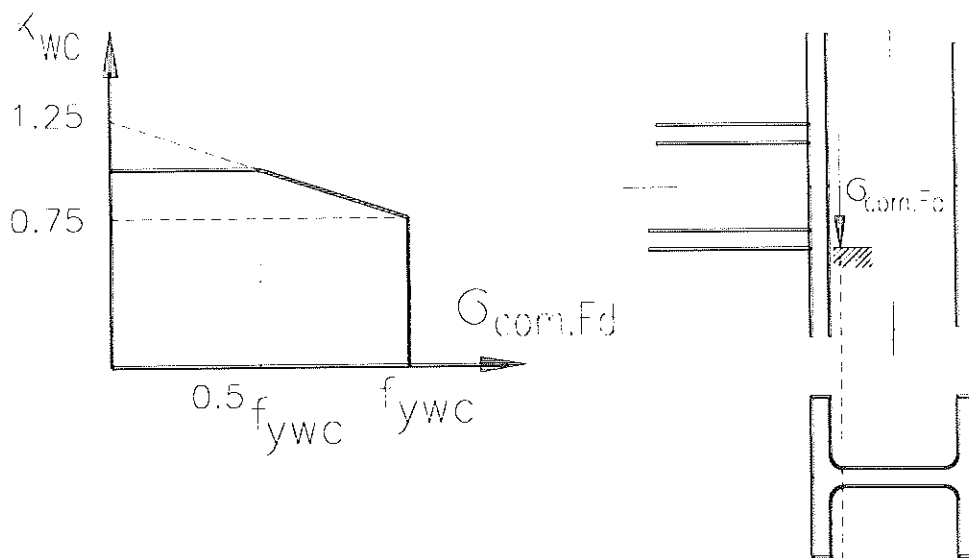


Figure 26 - Coefficient réducteur k_{wc}

$$k_{wc} = 1 \quad \text{si } \sigma_{com.Ed} \leq 0,5 f_{y,wc}$$

$$k_{wc} = 1,25 - 0,5 \sigma_{com.Ed} / f_{y,wc} \quad \text{si } \sigma_{com.Ed} > 0,5 f_{y,wc}$$

En raison du danger d'instabilité par flambement des colonnes, les contraintes $\sigma_{com.Ed}$ atteignent fort rarement des valeurs supérieures à $0,5 f_{y,wc}$. Il est donc recommandé, lors d'un calcul pratique et en première approximation, de sélectionner une valeur de k_{wc} égale à 1,0 et, après analyse de la structure et détermination des efforts et contraintes intérieures dans les éléments de la structure, de vérifier ensuite la pertinence du choix effectué initialement.

Dans l'évaluation de la résistance de l'âme de la colonne en traction et compression intervient le coefficient minorateur ρ (ρ_t ou ρ_c) qui traduit l'influence d'éventuelles contraintes de cisaillement dans le panneau d'âme. Son expression est la suivante :

$$\rho = 1 \quad \text{pour } 0 \leq \beta \leq 0,5$$

$$\rho = \rho_t + 2(1 - \beta)(1 - \rho_t) \quad \text{pour } 0,5 < \beta < 1$$

$$\rho = \rho_1 \quad \text{pour } \beta = 1$$

$$\rho = \rho_1 + (\beta - 1)(\rho_2 - \rho_1) \quad \text{pour } 1 < \beta < 2$$

$$\rho = \rho_2 \quad \text{pour } \beta = 2$$

où :

$$\rho_1 = \frac{1}{\sqrt{1 + 1,3 (b_{eff} t_{wc} / A_{vc})^2}}$$

$$\rho_2 = \frac{1}{\sqrt{1 + 5,2 (b_{eff} t_{wc} / A_{vc})^2}}$$

A_{vc} représente l'aire cisailée de l'âme de la colonne. Le coefficient β indique le taux de cisaillement du panneau d'âme; à titre d'exemple, le panneau d'âme d'une colonne intérieure à laquelle sont connectées, de part et d'autre, deux poutres similaires transmettant des moments identiques et de signes opposés est exempt de toute contrainte de cisaillement (Figure 30.a). Dans ce cas, $\beta = 0$ et ρ est donc égal à 1; aucune réduction de la résistance de l'âme en compression ou traction n'est donc à prévoir. De plus amples informations quant à la définition de β et aux valeurs exactes ou forfaitaires qu'il convient de lui donner sont fournies dans l'annexe J de l'Eurocode 3. Des exemples de valeurs approximatives à donner à β sont indiqués à la Figure 30.

Semelle de la poutre en compression

Sous l'action du moment de flexion appliqué à la poutre se développe, près de l'assemblage mais dans la poutre, une zone de compression qui s'étend à la semelle et à une partie de l'âme de la poutre. Il conviendrait donc davantage de parler de "semelle et partie d'âme de poutre en compression". Cet effort de compression F_c transmis par l'assemblage peut, comme indiqué à la Figure 27, être nettement supérieur à l'effort F de compression provoqué par un moment identique appliqué à quelque distance de l'assemblage. A la Figure 27, les efforts F et F_c sont appliqués au centre de gravité de la semelle de la poutre. Il s'agit d'une convention habituelle choisie par simplicité mais qui ne correspond en fait pas à la réalité dans la mesure où la zone comprimée ne se limite généralement pas à la seule semelle de la poutre. Cet effort F_c très localisé est susceptible de produire une instabilité de la zone comprimée contre laquelle il importe de se prémunir. La vérification de ce mode de ruine s'effectue à l'aide de la formule suivante :

$$F_{c,\beta,Rd} = M_{c,Rd} / (h_b - t_{\beta}) \quad (15)$$

où: $M_{c,Rd}$ est le moment résistant de calcul de la section transversale de la poutre réduit, si nécessaire, par la présence d'un effort tranchant; ce moment prend en considération le risque potentiel d'instabilité de l'âme ou la semelle comprimée de la poutre.

h_b désigne la hauteur totale du profilé de poutre.

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

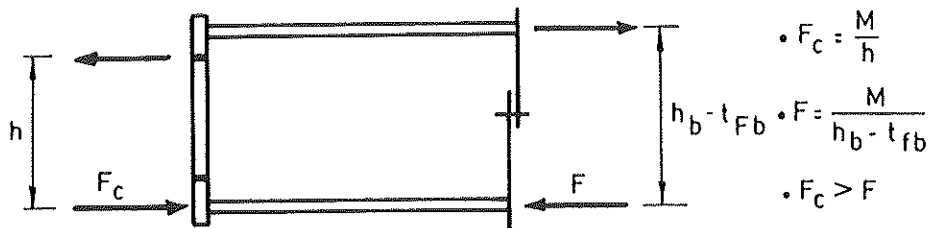


Figure 27 - Effort de compression localisé dans la poutre aux abords de l'assemblage

La résistance fournie par la formule (15) est à mettre en regard de l'effort de compression qui résulte de la distribution des efforts intérieurs dans l'assemblage et qui est supposé appliqué au niveau du centre de gravité de la semelle comprimée. Elle intègre la résistance de la semelle et d'une partie forfaitaire de l'âme de la poutre et couvre le danger potentiel de ruine locale par instabilité.

Panneau d'âme de colonne en cisaillement

Des efforts de cisaillement $V_{wp,Sd}$ sont susceptibles d'apparaître dans le panneau d'âme de colonne. Ils dépendent de la valeur des efforts intérieurs transmis au panneau d'âme par les tronçons de poutre et de colonne adjacents (Figure 28) selon l'expression suivante:

$$v_{wp,Sd} = (M_{b1,Sd} - M_{b2,Sd}) / h - (V_{c1,Sd} - V_{c2,Sd}) / 2$$

où h désigne le bras de levier des efforts intérieurs pour lequel des valeurs approchées sont fournies à la Figure 29 dans le cas d'assemblages par platine d'extrémité.

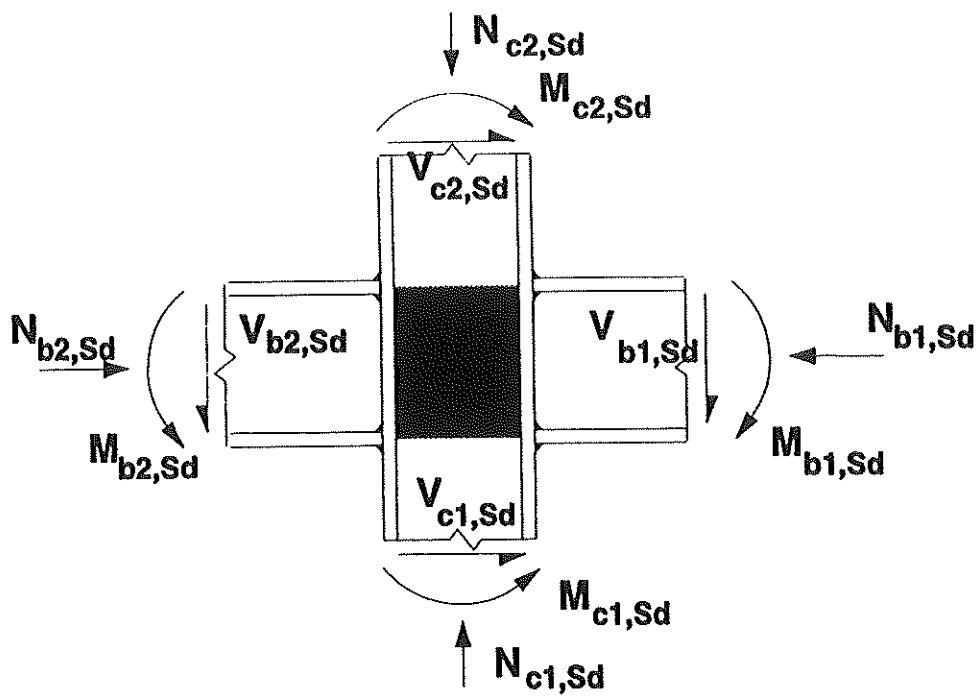


Figure 28 - Efforts appliqués au panneau d'âme

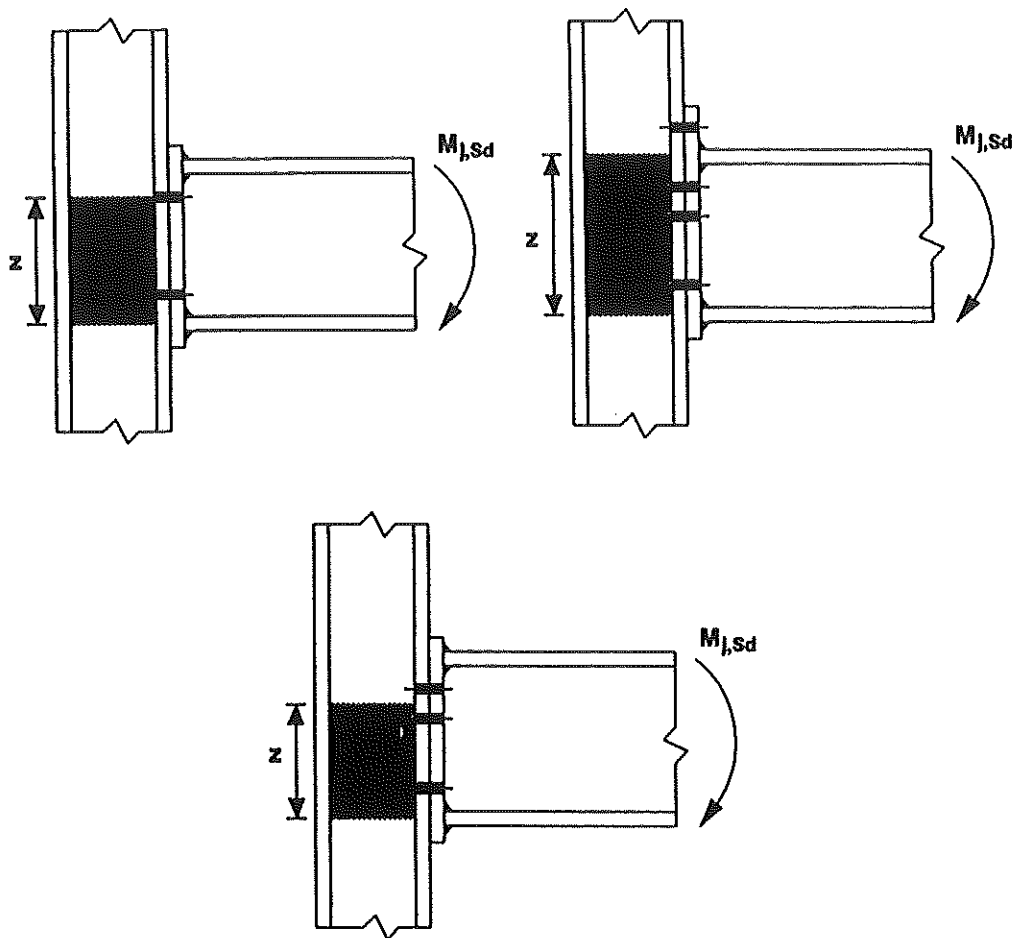
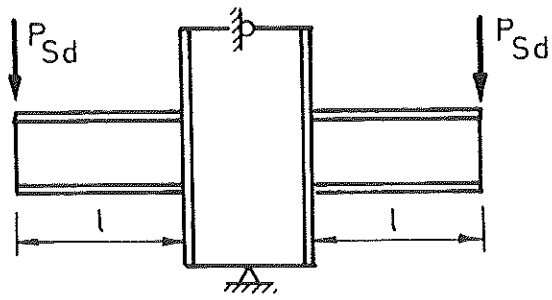


Figure 29 - Définition du bras de levier h

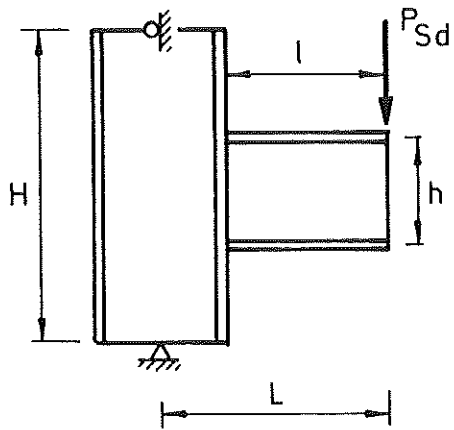
La Figure 30 présente quelques situations particulières pour lesquelles la valeur de l'effort de cisaillement du panneau d'âme est indiquée.



$$V_{wp, Sd} = 0$$

$$\beta = 0$$

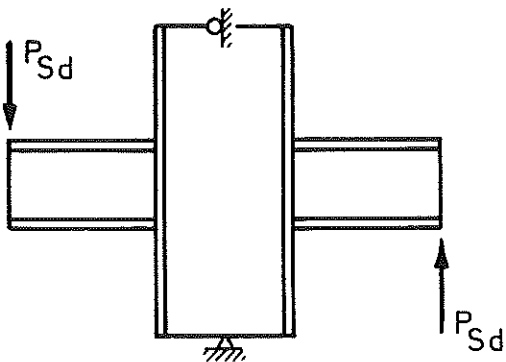
(a)



$$V_{wp, Sd} = \frac{P_{Sd} l}{h} - \frac{P_{Sd} L}{H}$$

$$\beta = 1 \text{ (valeur approximative)}$$

(b)



$$V_{wp, Sd} = \frac{2P_{Sd} l}{h} - \frac{2P_{Sd} L}{H}$$

$$\beta = 2 \text{ (valeur approximative)}$$

(c)

Figure 30 - Effort de cisailure dans un panneau d'âme

L'effort de cisaillement $V_{wp,Sd}$ dans le panneau doit être limité à la valeur $V_{wp,Rd}$ de la résistance de calcul en cisaillement qui s'exprime :

$$V_{wp,Rd} = \frac{0,9 f_{y,wc} A_{vc}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} \quad (16)$$

Dans cette formule, le coefficient 0,9 traduit l'influence défavorable des contraintes axiales dans la colonne sur la résistance de calcul du panneau en cisaillement. En fait, la réduction de résistance due à ces contraintes s'élève à une valeur que l'on peut estimer, selon les cas, de l'ordre de 5 à 12%. Le choix d'une valeur forfaitaire - 10% - se justifie par un souci de simplicité (elle évite le recours à des formules d'interaction souvent délicates à mettre en oeuvre).

Il importe de préciser le domaine d'application de la formule (16) :

- les panneaux d'âme non raidis;
- les panneaux d'âme dont l'élançement est inférieur ou égal à 69ε et ce, afin de s'assurer de la ruine du panneau par manque de résistance du panneau en cisaillement et non par instabilité au cisaillement, mode de ruine pour lequel très peu d'informations sont actuellement disponibles ($\varepsilon = \sqrt{235 / f_{y,wc}}$ avec $f_{y,wc}$ exprimé en N/mm^2).

Pour des panneaux d'âme d'élançement inférieur à la borne prescrite ci-dessus mais raidis transversalement par des plats soudés à l'âme et aux semelles de la colonne et situés, par exemple, dans le prolongement des semelles de la poutre, une résistance de calcul supérieure peut être admise :

$$V_{wp,Rd} = \frac{0,9 f_{y,wc} A_{vc}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} + 4 \frac{M_{pl,fc,Rd}}{d_s} \quad (17)$$

où: d_s représente la distance entre les axes des raidisseurs;
 $M_{pl,fc,Rd}$ est le moment plastique de calcul de la semelle de la colonne.

Le terme supplémentaire correspond à la résistance au cisaillement procurée par le "cadre" constitué des deux raidisseurs et des semelles de la colonne.

La semi-rigidité des noeuds d'assemblage

J.P. Jaspart
Département M.S.M. ULg