

# normalisation française

**P 22-311**

Décembre 1992

ENV 1993-1-1

Indice de classement : P 22-311

Construction métallique

**Eurocode 3 «Calcul des structures en acier»  
et Document d'Application Nationale –  
Partie 1-1 : Règles générales et règles  
pour les bâtiments**

E : Steel construction – Eurocode 3 «Design of steel structures» and National Application Document – Part 1-1 : General rules and rules for buildings

D : Stahlkonstruktion – Eurocode 3 «Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten» und Nationale Anwendungsdokumente – Teil 1-1 : Allgemeine Bemessungsregeln für den Hochbau

**Norme expérimentale** publiée par l'afnor en décembre 1992.

Les observations relatives à la présente norme expérimentale doivent être adressées à l'afnor, avant fin avril 1994.

**correspondance**La norme expérimentale P 22-311, éditée sous la forme «classeur», reproduit intégralement la prénorme européenne ENV 1993-1-1 et le *corrigendum* d'octobre 1992 la concernant, et intègre les adaptations nationales relatives à cette ENV. Pour être facilement utilisable, cette norme P 22-311 a été éclatée en parties, chacune d'entre elles correspondant à un chapitre ou à une annexe de la norme ENV 1993-1-1.**analyse**

Cette norme française expérimentale constitue une base générale pour la conception et le calcul des bâtiments et des ouvrages de génie civil en acier. Elle définit les exigences de résistance, d'aptitude au service et de durabilité des structures. Elle contient des règles détaillées qui s'appliquent, principalement, aux bâtiments courants.

**descripteurs****Thésaurus International Technique** : bâtiment, construction métallique, acier de construction, règle de construction, règle de calcul.**modifications****corrections**

éditée et diffusée par l'association française de normalisation (afnor), tour europe cedex 7 92049 paris la défense – tél. : (1) 42 91 55 55

afnor 1992

© afnor 1992

1<sup>er</sup> tirage 92-12

---

**Membres de la commission de normalisation**

Président : M BROZZETTI

Secrétaires : M GALEA (CTICM) et M PASCAL (BNCM)

M	ARIBERT	INSA RENNES
M	BARAKA	CTICM
M	BOUILLETTE	OTUA
M	BRAHAM	ASTRON BUILDING SYSTEMS
M	BROZZETTI	CTICM
M	CHABROLIN	CTICM
M	CRETON	BNS
MME	DAURELLE	AFNOR
M	DESFERTILLES	INSTITUT DE SOUDURE
MME	DUSSAUGEY	SYND NAL IND D'EQUIPEMENTS
M	ESTEVE	EDF DIRECTION DE L'EQUIPEMENT
M	FELIX	NOUVEAUX ETS JOUFFRIEU
M	GAULIARD	SYND DE LA CONST METALLIQUE
M	GIRARD	UNIMETAL
M	GOURMELON	LCPC
M	GOYET	CTICM
M	GREGOIRE	CETEN APAVE
M	GRIMAULT	VALEXY
M	HOONAKKER	ST REMONTEES MECANIQUES
M	KRUPPA	CTICM
M	LAGENTE	CSTB
M	LAPEYRE	CEP
M	LE CHAFFOTEC	SOCOTEC
M	LERAY	CGPC
M	MACQUET	CTICM
M	MAITRE	SOCOTEC
M	MAYERE	BUREAU VERITAS
M	MOREAU	SNPPA
M	MOUTY	PROFILCOMETUBE
M	PARMANTIER	CTICM
M	RAMONDENC	SNCF
M	RAOUL	SETRA
M	ROCHE	SETRA
M	RYAN	CTICM
M	SOKOL	PAB
M	WAHL	

## SOMMAIRE

	<i>N° bas de Page</i>	
AP	Avant-Propos National à l'ENV 1993-1-1	1
AP.1	Introduction	1
AP.2	Présentation Générale de l'EC3-DAN	1
AP.2.1	Les différents objets de l'EC3-DAN	1
AP.2.2	Les différentes lectures de l'EC3-DAN	2
AP.3	Le caractère contractualisable de l'EC3-DAN	2
AP.3.1	Le statut prescriptif des spécifications	2
AP.3.2	Le traitement des normes de référence	4
AP.4	Modalités d'application	5
AP.4.1	Domaine d'application	5
AP.4.2	Modalités contractuelles	5
AP.4.3	Modalités d'expérimentation	5
	Page de garde de l'ENV 1993-1-1	7
	Sommaire général de l'EC3-DAN	9
0	Préface	35
1	Introduction	
2	Bases de calcul	
3	Matériaux	
4	Etats limites de service	
5	Etats limites ultimes	
6	Assemblages sous charges statiques	
7	Fabrication et montage	

.../...

8	Conception et dimensionnement assisté par l'expérimentation
9	Fatigue
B + BB	Normes de référence
C	Calcul de la résistance à la rupture fragile
E	Longueur de flambement d'un élément comprimé
F	Déversement
J	Assemblages poutre-poteau
K + KK	Assemblages de profils creux dans les poutres à treillis
L	Calcul et conception des pieds de poteaux
M	Autre méthode possible de calcul des soudures d'angle
Y	Guide pour essais de chargement

<b>AVANT-PROPOS NATIONAL A L'ENV 1993-1-1 (EUROCODE 3: Partie 1.1)</b>
--

## **AP.1 INTRODUCTION**

La présente norme française expérimentale, dénommée EC3-DAN, reproduit intégralement l'ENV 1993-1-1 (en clair l'Eurocode 3 - Partie 1.1, en abrégé l'EC3) approuvée le 24 Avril 1992 par le Comité Européen de Normalisation (CEN) en tant que norme européenne provisoire (ENV).

La présente norme française expérimentale produit, en outre, les adaptations nationales de l'EC3 dont la réunion constitue le Document d'Application Nationale (en abrégé le DAN).

Les parties de l'EC3 que le DAN n'invalide pas et les différents segments du DAN qui s'enchaînent aux clauses européennes auxquelles elles se rapportent forment la norme française expérimentale d'application nationale de l'EC3 au sens strict du terme.

## **AP.2 PRESENTATION GENERALE DE L'EC3-DAN**

### **AP.2.1 Les différents objets de l'EC3-DAN**

L'EC3-DAN répond à plusieurs objets :

- a) A la demande du CEN, produire à l'intention des pays francophones la version française in extenso de l'EC3.
- b) Présenter les adaptations nationales qui sont apportées à l'EC3 et qui, pour une part, apportent des éclaircissements pour l'application de ce dernier pendant la phase d'expérimentation, et pour une autre part, préfigurent les observations que présentera la France quand il sera question de conférer à l'EC3 le statut de norme européenne (EN).
- c) Préciser les valeurs des coefficients de sécurité qu'il incombe aux autorités de chaque Etat Membre de fixer (voir le paragraphe 0.4(1) de la Préface), en amendement éventuellement les valeurs encadrées dans l'EC3. Un Appendice au Chapitre 2 récapitule ces valeurs (coefficients partiels de sécurité  $\gamma$  et coefficients  $\psi_i$  relatifs aux actions représentatives).
- d) Recenser les textes normatifs auxquels se réfère la norme française expérimentale et préciser les modalités d'application des normes ou règlements nationaux de référence dès lors que ceux-ci sont particuliers au cadre de l'EC3.
- e) Apporter aux maîtres d'ouvrages, publics et privés, les éléments d'une norme de conception et de justification des structures qui soit contractualisable en application notamment de la **Directive 71/305/CEE** (incluant ses amendements) sur la coordination des procédures de marchés publics de travaux et de la **Directive 89/106/CEE** relative au rapprochement des dispositions législatives, réglementaires et administratives des Etats membres concernant les produits de construction.

### AP.2.2 Les différentes lectures de l'EC3-DAN

La matérialisation de ces divers objets permet de produire dans un document unique trois textes bien distincts moyennant les lectures différenciées ci-après :

- La norme française expérimentale stricto sensu d'application nationale de l'EC3 est comprise dans tout ce qui n'est pas grisé.
- Le DAN est délimité par les zones encadrées qui sont indexées "I", "A" ou "C", et intègre aussi les valeurs encadrées de l'EC3 qui n'ont pas été invalidées (cf AP.3.1).
- La traduction française de la version originale de l'EC3 est donc à trouver dans tout ce qui n'est pas à la fois encadré et indexé, zones grisées incluses.

### AP.3 LE CARACTERE CONTRACTUALISABLE DE L'EC3-DAN

Le caractère contractualisable de l'EC3-DAN procède de deux ordres de mesures.

#### AP.3.1 Le statut prescriptif des spécifications

Un statut prescriptif est attribué à toute adaptation nationale. Le répertoire et la codification de ces statuts prescriptifs correspondent à des prescriptions européennes (cf. tableau AP.1).

Typologie	Typographie
- PRINCIPE	Ecriture droite, Caractère normal
- REGLE D'APPLICATION	<i>Ecriture italique,</i> <i>Caractère normal</i>
- COMMENTAIRE	Ecriture droite, Petit caractère

La portée d'une adaptation nationale vis-à-vis de la spécification européenne à laquelle elle se rapporte, a été également codifiée (cf. tableau AP.2).

Typologie	Codification
- INVALIDATION	<b>I</b> avec grisé de la partie de la prescription de l'EC3 invalidée
- AMENDEMENT	<b>A</b>
- COMMENTAIRE	<b>C</b>

D'après cette convention, les valeurs encadrées de l'EC3 qui n'ont pas été invalidées doivent être considérées comme faisant aussi partie du DAN.

Sur la page suivante est illustré un exemple de lecture différenciée de l'EC3-DAN.

**6.6.7 Résistance de calcul des soudures en bouchon**

- (1) La résistance de calcul  $F_{w,Rd}$  d'une soudure en bouchon (voir 6.6.2.5) doit être prise égale à  $f_{vw,d} A_w$ , où  $f_{vw,d}$  est la contrainte de calcul de résistance au cisaillement du cordon, donnée en 6.6.5.3(4).
- (2) L'aire efficace  $A_w$  d'une soudure en bouchon doit être prise égale à l'aire du trou.
- (3) Les soudures en entaille (voir 6.6.2.3) doivent être considérées comme des soudures d'angle. La résistance de calcul d'une soudure en entaille doit être déterminée à partir de 6.6.5.

Texte de l'EC3

**6.6.8. Assemblages sur des semelles non raidies**

- (1) Dans l'assemblage en T d'un plat sur une semelle non raidie d'un profilé I, H ou d'un caisson, on doit considérer une largeur efficace (c'est-à-dire réduite) aussi bien pour le métal de base que pour les cordons de soudure; voir Figure 6.6.10.

(1) **C** Le concept de largeur efficace ne vise que la résistance du plat et de ses soudures, le plat étant sollicité en traction ou en compression (sans risque de voilement local du plat dans ce dernier cas).

**DAN**  
Commentaire à la clause 6.6.8 (1)

- (2) Pour un profilé I ou H, il convient de calculer la largeur efficace  $b_{eff}$  par la formule

$$b_{eff} = t_w + 2r + 7t_f \quad \text{mais} \quad b_{eff} \leq t_w + 2r + 7(t_f^2 / t_p)(f_y / f_{yp})$$

où  $f_y$  est la limite d'élasticité du profilé

et  $f_{yp}$  est la limite d'élasticité du plat

Texte de l'EC3  
avec partie grisée invalidée par (2) I ci-après

- (2) **A** Il est également admis de calculer la largeur efficace, par la formule:

$$b_{eff} = t_w + 2r + C t_f \quad \text{avec} \quad C = 2,4 \frac{t_f f_y}{t_p f_{yp}} + 1,5 \left[ \frac{b_f f_y}{t_p f_{yp}} \right]^{0,5}$$

**DAN**  
Amendement à la clause 6.6.8 (2)

- (2) **I** La limite supérieure imposée à  $b_{eff}$  énoncée dans cette clause est invalidée et est remplacée par les deux conditions suivantes sur la résistance par largeur efficace:

. d'une part, la résistance par largeur efficace ne doit pas être supérieure à la résistance de la semelle en flexion locale, condition qui s'écrit

$$b_{eff} \leq \left[ (t_w + 2r) + 7 \frac{t_f^2}{t_p} \right] \frac{f_y}{f_{yp}}$$

. d'autre part, cette résistance ne doit pas être supérieure à la résistance de l'âme du profilé en traction (ou compression) locale à laquelle contribue une certaine flexion de la semelle (différente de celle mentionnée précédemment). A ce titre, on peut se reporter à l'Annexe J (voir J.2.3.2 et J.2.4.1).

**DAN**  
Invalidation d'une formule (celle qui est grisée) de la clause 6.6.8 (2), et énoncé de la spécification de remplacement

- (3) Si  $b_{eff}$  est inférieur à 0,7 fois la largeur réelle, l'assemblage doit être raidi.

Texte de l'EC3

### AP.3.2 Le traitement des normes de référence

Le corpus des normes de référence est donné dans l'Annexe BB (en remplacement de l'Annexe B invalidée) de l'EC3-DAN. Celle-ci présente les normes européennes actuellement en vigueur ou en projet (partie gauche) et en vis-à-vis (partie droite) les normes nationales qui s'y substituent lorsque ces premières sont encore en projet. La date prévisionnelle de publication des futures normes européennes est donnée à titre indicatif, apportant ainsi un aperçu sur la consistance et sur le rythme de développement de l'ensemble. A la suite de l'intitulé de certaines normes nationales de la partie "Intitulé" de l'Annexe BB sont rapportées, en écriture italique, le numéro des clauses qui, dans le cadre du DAN, font référence à la-dite norme nationale en l'assortissant de restrictions (dispositions spécifiques, amendement, référence partielle lorsque la correspondance "norme européenne-norme nationale" est ambiguë ou non univoque).

Dans le cadre de l'application de la norme expérimentale, on se référera aux normes répertoriées dans la partie droite de l'Annexe BB. En l'absence de normes européennes il est fait appel, pour l'essentiel aux normes nationales. Il n'a pas été jugé nécessaire, chaque fois que l'EC3 se réfère à une norme (européenne ou ISO), de mentionner dans le corps même du DAN, la (les) norme (s) nationale (s) équivalente (s). A charge pour l'utilisateur de retrouver celle (s)-ci dans l'Annexe BB par une lecture allant de la gauche vers la droite.

Sont données ci-dessous deux illustrations de référence aux normes françaises, avec un commentaire d'interprétation.

#### B.2 - Normes de Référence 2: DIMENSIONS DES PROFILS ET DES TOLES

NORMES EUROPEENNES PUBLIEES OU EN PREPARATION			NORMES A APPLIQUER AVEC L'ENV	
Désignation	Intitulé	Date Cible de publication	Désignation	Intitulé
EN 10219	Tubes en acier - Profils creux soudés finis à froid pour construction Partie 1: Conditions techniques de livraison Partie 2: Dimensions et tolérances	06/94	NF A 49-541	Tubes en acier - Profils creux soudés finis à froid pour construction - Dimensions - Conditions techniques de livraison

Commentaire: La norme européenne EN 10219 est en préparation et ne devrait être publiée qu'en juin 1994. Dans l'attente de cette publication, il y a lieu de se référer à la norme française équivalente NF A 49-541.

#### A.4 - NORMES DE CONCEPTION D'ASSEMBLAGES

NORMES EUROPEENNES PUBLIEES OU EN PREPARATION			NORMES A APPLIQUER AVEC L'ENV	
Désignation	Intitulé	Date Cible de Publication	Désignation	Intitulé
			NF P 22-460	Assemblages par boulons à serrage contrôlé - Dispositions constructives et vérification des assemblages <i>(référéncée avec restriction en 6.5.3(2)C, 6.5.9(2)C et 6.9.8(3)A)</i>

Commentaire: Les adaptations nationales 6.5.3(2)C, 6.5.9(2)C et 6.9.8(3)A ne font pas référence à la norme française NF P 22-460 dans sa globalité mais, de manière restrictive, aux seules Parties 7, 8 et 9 de cette norme.



## **AP.4 MODALITES D'APPLICATION**

### **AP.4.1 Domaine d'application**

Le domaine d'application de l'EC3-DAN couvre la construction des bâtiments en acier. Moyennant des précautions d'usage de la part du concepteur, il pourra être étendu à leur réparation et leur renforcement.

Pour les applications à la marge de ce domaine, il est recommandé de consulter la Commission de Normalisation de la Construction Métallique (CNCMét) du Bureau de Normalisation de la Construction Métallique (BNCM) géré par le CTICM (Domaine de St Paul - BP 1 - 78470 ST REMY-LES-CHEVREUSE).

### **AP.4.2 Modalités contractuelles**

La présente norme expérimentale n'est applicable dans le cadre contractuel d'un marché public ou privé que s'il y est fait explicitement référence :

- pour les marchés publics, dans le Cahier des Clauses Administratives Particulières à l'article 2 - où la liste des pièces générales rendues contractuelles mentionnera la norme française expérimentale - et à l'article 10 - qui indiquera la dérogation correspondante faite au Cahier des Clauses Techniques Générales,
- pour les marchés privés, dans les documents particuliers du marché tels que définis dans la norme NF P 03-001, septembre 1991 (Cahier des Clauses Administratives Particulières, Cahier des Clauses Spéciales, Cahier des Clauses Techniques Particulières).

### **AP.4.3 Modalités d'expérimentation**

L'ENV 1993-1-1 a été approuvée par le CEN le 24 Avril 1992.

Au terme d'une période expérimentale de trois ans, les pays membres du CEN auront à opter soit pour un ultime prolongement du statut de l'ENV pour une période d'au plus trois ans, soit pour le statut de norme européenne (EN).

Il est certain que cette décision sera assortie d'une révision de la norme.

Dans cette perspective, les utilisateurs de la présente norme expérimentale sont invités à faire connaître leurs observations avec, si possible, propositions d'amendements à l'appui, à l'AFNOR (Tour EUROPE - Cedex 7 - 92049 PARIS LA DEFENSE) qui transmettra au BNCM.

#### **Evolution des adaptations nationales**

Il n'est pas exclu que l'expérimentation de l'EC3-DAN mette en évidence certains problèmes relatifs à l'applicabilité du document, conduisant la CNCMét à formuler des amendements ou à apporter des compléments jugés indispensables aux adaptations nationales déjà produites. En cas de difficulté, il y aura lieu de se rapprocher de l'AFNOR ou du BNCM.

---

CDU 624.92.014.2:624.07

Descripteurs: Bâtiment, construction métallique, acier de construction, règle de construction, règle de calcul

Version Française

**Eurocode 3 : Calcul des structures en acier**  
**Partie 1.1 : Règles générales et règles pour les bâtiments**

**Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten**  
**Teil 1-1 : Allgemeine Bemessungsregeln,**  
**Bemessungsregeln für den Hochbau**

**Eurocode 3 : Design of steel structures**  
**Part 1-1 : General rules and rules for**  
**buildings**

Cette Prénorme Européenne (ENV) a été adoptée par le CEN le 26-04-1992 comme norme expérimentale pour application provisoire. La période de validité de cette ENV est limitée initialement à trois ans. Après deux ans, les membres du CEN seront invités à soumettre leurs commentaires, en particulier sur l'éventualité de la conversion de l'ENV en Norme Européenne (EN). Il est demandé aux membres du CEN d'annoncer l'existence de cette ENV de la même façon que pour une EN et de rendre cette ENV rapidement disponible au niveau national sous une forme appropriée. Il est admis de maintenir (en parallèle avec l'ENV) des normes nationales en contradiction avec l'ENV en application jusqu'à la décision finale de conversion possible de l'ENV en EN.

Les Membres du CEN sont les organismes nationaux de normalisation des pays suivants: Allemagne, Autriche, Belgique, Danemark, Espagne, Finlande, France, Grèce, Irlande, Islande, Italie, Luxembourg, Norvège, Pays-Bas, Portugal, Royaume-Uni, Suède et Suisse.

**CEN**

**Comité Européen de Normalisation**  
**European Committee for Standardisation**  
**Europäisches Komitee für Normung**

**Secrétariat Central: rue de Stassart 36, B-1050 Bruxelles**

## SOMMAIRE GENERAL DE L'EC3-DAN

\*\*\*\*\*

*Pages*

<b>A</b>	Avant-Propos National à l'ENV 1993-1-1 .....	AP-1
	AP.1 Introduction.....	AP-1
	AP.2 Présentation Générale de l'EC3-DAN .....	AP-1
	AP.2.1 Ses différents objets .....	AP-1
	AP.2.2 Ses différentes lectures .....	AP-2
	AP.3 Le caractère contractualisable de l'EC3-DAN.....	AP-2
	AP.3.1 Le statut prescriptif des spécifications.....	AP-2
	AP.3.2 Le traitement des normes de référence .....	AP-4
	AP.4 Modalités d'application .....	AP-5
	AP.4.1 Domaine d'application.....	AP-5
	AP.4.2 Modalités contractuelles.....	AP-5
	AP.4.3 Modalités d'expérimentation .....	AP-5

0	Préface.....	0-1
0.1	Objectifs des Eurocodes .....	0-1
0.2	Historique du Programme Eurocodes .....	0-1
0.3	Programme Eurocodes .....	0-1
0.4	Documents d'Application National (DAN).....	0-2
0.5	Points spécifiques à cette Norme Expérimentale.....	0-3
0.5.1	Généralités .....	0-3
0.5.2	Utilisation des Annexes .....	0-3
0.5.3	Concept de Normes de Référence .....	0-3
0.5.4	Aciers de construction soudables .....	0-3
0.5.5	Coefficients partiels de sécurité pour les résistances .....	0-4
0.5.6	Fabrication et montage.....	0-4
0.5.7	Conception et dimensionnement assistés par l'expérimentation.....	0-5
0.5.8	Résistance à la fatigue.....	0-5

\*\*\*\*

1	Introduction .....	1-1
1.1	Objet .....	1-1
1.1.1	Objet de l'Eurocode 3.....	1-1
1.1.2	Objet de la Partie 1.1 de l'Eurocode 3 .....	1-1
1.1.3	Parties de l'Eurocode 3 à venir .....	1-3
1.2	Distinction entre principes et règles d'application .....	1-4
1.3	Hypothèses .....	1-4
1.4	Définitions .....	1-5
1.4.1	Termes communs à tous les Eurocodes Structuraux .....	1-5
1.4.2	Termes particuliers utilisés dans cette Partie 1.1 de l'Eurocode 3 .....	1-7

1.5	Unités S.I. ....	1-8
1.6	Symboles utilisés dans l'Eurocode 3 - Partie 1.1 .....	1-8
1.6.1	Majuscules latines .....	1-8
1.6.2	Majuscules grecques.....	1-8
1.6.3	Minuscules latines .....	1-9
1.6.4	Minuscules grecques.....	1-9
1.6.5	Indices .....	1-10
1.6.6	Utilisation des indices dans la Partie 1.1 de l'Eurocode 3 .....	1-11
1.6.7	Conventions pour les axes des éléments.....	1-13

\*\*\*\*

2	Bases de calcul.....	2-1
2.1	Exigences fondamentales .....	2-1
2.2	Définitions et classifications.....	2-2
2.2.1	Etats limites et situations de projet .....	2-2
2.2.1.1	Etats limites.....	2-2
2.2.1.2	Situations de projet .....	2-3
2.2.2	Actions .....	2-3
2.2.2.1	Définitions et principale classification*) .....	2-3
2.2.2.2	Valeurs caractéristiques des actions .....	2-4
2.2.2.3	Valeurs représentatives des actions variables*).....	2-5
2.2.2.4	Valeurs de calcul des actions .....	2-6
2.2.2.5	Valeurs de calcul des effets des actions .....	2-7
2.2.3	Propriétés des matériaux .....	2-7
2.2.3.1	Valeurs caractéristiques.....	2-7
2.2.3.2	Valeurs de calcul.....	2-7
2.2.4	Données géométriques .....	2-8
2.2.5	Dispositions des charges et cas de charge*) .....	2-8
2.3	Exigences de calcul .....	2-9
2.3.1	Généralités .....	2-9
2.3.2	Etats limites ultimes .....	2-9
2.3.2.1	Conditions de vérification.....	2-9
2.3.2.2	Combinaisons d'actions .....	2-10
2.3.2.3	Valeurs de calcul des actions permanentes.....	2-12
2.3.2.4	Vérification de l'équilibre statique.....	2-12
2.3.3	Coefficients partiels de sécurité pour les états limites ultimes.....	2-14
2.3.3.1	Coefficients partiels de sécurité pour les actions exercées sur des structures de bâtiment .....	2-14
2.3.3.2	Coefficients partiels de sécurité pour les résistances .....	2-15
2.3.4	Etats limites de service .....	2-15

	<i>Pages</i>
2.4 Durabilité .....	2-17
2.5 Résistance au feu.....	2-17
<b>A Tableaux synoptiques des valeurs des coefficients partiels de sécurité  intervenant dans ce document .....</b>	
	2-18

\*\*\*\*

<b>3 Matériaux.....</b>	<b>3-1</b>
3.1 Généralités.....	3-1
3.2 Acier de construction .....	3-1
3.2.1 Objet .....	3-1
3.2.2 Propriétés des aciers laminés .....	3-2
3.2.2.1 Valeurs nominales.....	3-2
3.2.2.2 Analyse en plasticité .....	3-3
3.2.2.3 Energie de rupture .....	3-3
3.2.3 Propriétés des aciers formés à froid .....	3-5
3.2.4 Dimensions, masse et tolérances .....	3-5
3.2.5 Valeurs de calcul de certaines propriétés de matériau.....	3-5
3.3 Moyens d'assemblage .....	3-5
3.3.1 Généralités .....	3-5
3.3.2 Boulons, écrous et rondelles.....	3-5
3.3.2.1 Généralités.....	3-5
3.3.2.2 Boulons précontraints .....	3-6
3.3.3 Autres types d'éléments d'attache précontraints .....	3-6
3.3.4 Rivets.....	3-7
3.3.5 Produits d'apport de soudage .....	3-7

\*\*\*\*

<b>4 Etats limites de service.....</b>	<b>4-1</b>
4.1 Bases.....	4-1
4.2 Flèches .....	4-2
4.2.1 Exigences .....	4-2
4.2.2 Valeurs limites .....	4-2
4.2.3 Accumulation d'eau de pluie .....	4-6
4.3 Effets dynamiques .....	4-6
4.3.1 Exigences .....	4-6
4.3.2 Constructions ouvertes au public.....	4-6
4.3.3 Oscillations entretenues par le vent .....	4-7

5	Etats limites ultimes .....	5-1
5.1	Bases .....	5-1
5.1.1	Généralités .....	5-1
5.1.2	Calcul des ossatures.....	5-1
5.1.3	Eléments tendus.....	5-2
5.1.4	Eléments comprimés.....	5-2
5.1.5	Eléments fléchis .....	5-2
5.1.6	Eléments soumis à une combinaison d'effort axial et de moment fléchissant.....	5-3
5.1.7	Joints et assemblages.....	5-3
5.1.8	Fatigue.....	5-3
5.2	Calcul des sollicitations .....	5-4
5.2.1	Analyse globale.....	5-4
5.2.1.1	Méthodes d'analyse.....	5-4
5.2.1.2	Effets des déformations de la structure.....	5-4
5.2.1.3	Analyse globale élastique .....	5-5
5.2.1.4	Analyse globale plastique .....	5-6
5.2.2	Hypothèses de calcul.....	5-9
5.2.2.1	Bases .....	5-9
5.2.2.2	Modélisation en structure réticulée.....	5-9
5.2.2.3	Modélisation en structure continue .....	5-10
5.2.2.4	Modélisation en structure semi-continue .....	5-10
5.2.3	Systèmes structuraux.....	5-12
5.2.3.1	Structures.....	5-12
5.2.3.2	Sous-structuration .....	5-12
5.2.3.3	Rigidité des appuis .....	5-12
5.2.3.4	Modélisation en structure réticulée.....	5-13
5.2.3.5	Modélisation en structure continue.....	5-13
5.2.3.6	Modélisation en structure semi-continue .....	5-13
5.2.4	Prise en compte des imperfections.....	5-13
5.2.4.1	Bases .....	5-13
5.2.4.2	Méthode d'application .....	5-14
5.2.4.3	Imperfections globales d'ossature .....	5-15
5.2.4.4	Imperfections pour analyse des systèmes de contreventement.....	5-18
5.2.4.5	Imperfections des éléments.....	5-19
5.2.5	Stabilité latérale.....	5-22
5.2.5.1	Rigidité latérale .....	5-22
5.2.5.2	Classification en ossatures souples ou rigides .....	5-22
5.2.5.3	Classification en ossatures contreventées ou non contreventées....	5-24
5.2.6	Stabilité globale des ossatures .....	5-26
5.2.6.1	Généralités.....	5-26
5.2.6.2	Analyse élastique des ossatures souples .....	5-26
5.2.6.3	Analyse plastique des ossatures souples .....	5-29
5.2.7	Conditions sur les poteaux pour une analyse plastique.....	5-31

5.3	Classification des sections transversales .....	5-32
5.3.1	Bases .....	5-32
5.3.2	Classification.....	5-32
5.3.3	Conditions sur les sections transversales pour une analyse globale plastique ....	5-33
5.3.4	Conditions sur les sections transversales pour une analyse globale élastique ....	5-35
5.3.5	Caractéristiques de la section efficace des sections transversales de Classe 4 ..	5-42
5.3.6	Effets des charges transversales appliquées sur les âmes .....	5-49
5.4	Résistance des sections transversales .....	5-50
5.4.1	Généralités .....	5-50
5.4.2	Caractéristiques des sections transversales.....	5-50
5.4.2.1	Caractéristiques de la section transversale brute .....	5-50
5.4.2.2	Aire nette.....	5-50
5.4.2.3	Effets du traînage de cisaillement .....	5-51
5.4.3	Effort axial de traction .....	5-54
5.4.4	Effort axial de compression .....	5-55
5.4.5	Moment fléchissant .....	5-56
5.4.5.1	Bases .....	5-56
5.4.5.2	Flexion uniaxiale .....	5-57
5.4.5.3	Trous de fixations.....	5-57
5.4.5.4	Flexion biaxiale .....	5-57
5.4.6	Effort tranchant .....	5-58
5.4.7	Moment fléchissant et effort tranchant.....	5-60
5.4.8	Moment fléchissant et effort axial .....	5-60
5.4.8.1	Sections transversales de Classes 1 et 2 .....	5-60
5.4.8.2	Sections transversales de Classe 3 .....	5-63
5.4.8.3	Sections transversales de Classe 4 .....	5-64
5.4.9	Moment fléchissant, effort tranchant et effort axial.....	5-66
5.4.10	Ames soumises à des charges transversales .....	5-66
5.5	Résistance des éléments .....	5-70
5.5.1	Eléments comprimés .....	5-70
5.5.1.1	Résistance au flambement .....	5-70
5.5.1.2	Eléments uniformes .....	5-70
5.5.1.3	Eléments non uniformes .....	5-71
5.5.1.4	Flambement par flexion .....	5-74
5.5.1.5	Longueur de flambement.....	5-74
5.5.2	Déversement des éléments fléchis .....	5-77
5.5.3	Eléments fléchis et tendus .....	5-79
5.5.4	Eléments comprimés et fléchis .....	5-81



5.6	Résistance des âmes au voilement par cisaillement .....	5-87
5.6.1	Bases.....	5-87
5.6.2	Méthodes de calcul .....	5-87
5.6.3	Méthode post-critique simple .....	5-88
5.6.4	Méthode du champ diagonal de traction .....	5-89
5.6.4.1	Résistance au voilement par cisaillement .....	5-89
5.6.4.2	Inclinaison du champ diagonal de traction .....	5-90
5.6.4.3	Panneaux d'extrémité .....	5-92
5.6.4.4	Dispositions constructives concernant les montants d'extrémité .....	5-93
5.6.5	Raidisseurs transversaux intermédiaires .....	5-93
5.6.6	Soudures .....	5-93
5.6.7	Interaction entre effort tranchant, moment fléchissant et effort axial .....	5-95
5.6.7.1	Généralités.....	5-95
5.6.7.2	Méthode post-critique simple.....	5-95
5.6.7.3	Méthode du champ diagonal de traction.....	5-98
5.7	Résistance des âmes aux charges transversales .....	5-100
5.7.1	Bases.....	5-100
5.7.2	Longueur d'appui rigide.....	5-102
5.7.3	Résistance à l'écrasement.....	5-102
5.7.4	Résistance à l'enfoncement local .....	5-104
5.7.5	Résistance au voilement.....	5-105
5.7.6	Raidisseurs transversaux.....	5-107
5.7.7	Flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme.....	5-108
5.8	Structures triangulées.....	5-109
5.8.1	Généralités .....	5-109
5.8.2	Longueur de flambement des éléments .....	5-109
5.8.3	Cornières simples utilisées en tant qu'éléments de treillis comprimés.....	5-110
5.9	Eléments composés comprimés .....	5-111
5.9.1	Bases.....	5-111
5.9.2	Eléments comprimés à treillis .....	5-113
5.9.2.1	Domaine d'application.....	5-113
5.9.2.2	Détails de construction .....	5-113
5.9.2.3	Moment d'inertie de flexion.....	5-116
5.9.2.4	Efforts dans les membrures à mi-longueur .....	5-116
5.9.2.5	Résistance des membrures au flambement.....	5-116
5.9.2.6	Efforts dans le treillis .....	5-117

5.9.3	Eléments comprimés à traverses de liaison .....	5-120
5.9.3.1	Domaine d'application .....	5-120
5.9.3.2	Détails de construction.....	5-120
5.9.3.3	Moment d'inertie de flexion.....	5-121
5.9.3.4	Efforts dans les membrures à mi-longueur .....	5-121
5.9.3.5	Résistance des membrures au flambement .....	5-122
5.9.3.6	Moments et efforts tranchants dus à la liaison par traverses .....	5-122
5.9.4	Eléments composés à membrures faiblement espacées .....	5-122
5.9.5	Eléments composés de cornières avec barrettes de liaison montées en croix ....	5-123

\*\*\*\*

6	Assemblages sous charges statiques.....	6-1
6.1	Bases .....	6-1
6.1.1	Introduction .....	6-1
6.1.2	Sollicitations appliquées aux assemblages.....	6-2
6.1.3	Résistance des assemblages.....	6-2
6.1.4	Hypothèses de calcul .....	6-2
6.1.5	Fabrication et montage.....	6-3
6.2	Points d'épure .....	6-4
6.3	Assemblages sollicités au cisaillement et soumis à des vibrations et/ou à des charges alternées.....	6-4
6.4	Classification des assemblages .....	6-5
6.4.1	Généralités .....	6-5
6.4.2	Classification par rigidité .....	6-6
6.4.2.1	Assemblages de type articulé.....	6-6
6.4.2.2	Assemblages rigides .....	6-6
6.4.2.3	Assemblages semi-rigides .....	6-6
6.4.3	Classification par résistance.....	6-7
6.4.3.1	Assemblages de type articulé.....	6-7
6.4.3.2	Assemblages à résistance complète .....	6-7
6.4.3.3	Assemblages à résistance partielle .....	6-7

6.5	Assemblages par boulons, rivets ou axes d'articulation.....	6-8
6.5.1	Positionnement des trous pour boulons et rivets .....	6-8
6.5.1.1	Bases .....	6-8
6.5.1.2	Pince longitudinale minimale .....	6-8
6.5.1.3	Pince transversale minimale.....	6-8
6.5.1.4	Valeurs maximales des pinces longitudinale et transversale .....	6-9
6.5.1.5	Entraxe minimal .....	6-10
6.5.1.6	Entraxe maximal dans les éléments comprimés.....	6-10
6.5.1.7	Entraxe maximal dans les éléments tendus.....	6-10
6.5.1.8	Trous oblongs .....	6-10
6.5.2	Réduction de section due à la présence des trous.....	6-14
6.5.2.1	Généralités.....	6-14
6.5.2.2	Résistance ultime de calcul au cisaillement.....	6-14
6.5.2.3	Cornières attachées par une seule aile.....	6-17
6.5.3	Catégories d'assemblages boulonnés .....	6-19
6.5.3.1	Assemblages travaillant au cisaillement.....	6-19
6.5.3.2	Assemblages travaillant en traction.....	6-21
6.5.4	Répartition des efforts entre éléments d'attache .....	6-23
6.5.5	Résistances de calcul des boulons .....	6-25
6.5.6	Résistances de calcul des rivets.....	6-28
6.5.7	Boulons et rivets à tête fraisée .....	6-29
6.5.8	Boulons à haute résistance dans les assemblages résistant au glissement.....	6-30
6.5.8.1	Résistance au glissement.....	6-30
6.5.8.2	Précontrainte.....	6-31
6.5.8.3	Coefficient de frottement.....	6-31
6.5.8.4	Traction et cisaillement combinés .....	6-32
6.5.9	Effet de levier .....	6-33
6.5.10	Assemblages longs .....	6-35
6.5.11	Joints à recouvrement simple avec un seul boulon .....	6-36
6.5.12	Assemblages comportant des fourrures .....	6-36
6.5.13	Assemblages par axe d'articulation .....	6-38
6.5.13.1	Objet.....	6-38
6.5.13.2	Trous d'axes d'articulation et chapes .....	6-38
6.5.13.3	Dimensionnement des axes d'articulation .....	6-38
6.6	Assemblages soudés .....	6-40
6.6.1	Généralités .....	6-40
6.6.2	Géométrie et dimensions .....	6-40
6.6.2.1	Types de soudure .....	6-40
6.6.2.2	Soudures d'angle .....	6-42
6.6.2.3	Soudures en entaille .....	6-44
6.6.2.4	Soudures en bout .....	6-44
6.6.2.5	Soudures en bouchon.....	6-46
6.6.2.6	Soudures sur bords tombés .....	6-46
6.6.3	Arrachement lamellaire .....	6-49
6.6.4	Répartition des efforts.....	6-50

	<i>Pages</i>
6.6.5	Résistance de calcul des soudures d'angle.....6-50
6.6.5.1	Longueur utile .....6-50
6.6.5.2	Dimension de gorge.....6-51
6.6.5.3	Résistance par unité de longueur.....6-53
6.6.6	Résistance de calcul des soudures en bout .....6-54
6.6.6.1	Soudures en bout à pleine pénétration .....6-54
6.6.6.2	Soudures en bout à pénétration partielle .....6-54
6.6.6.3	Assemblages en T .....6-54
6.6.7	Résistance de calcul des soudures en bouchon .....6-56
6.6.8	Assemblages sur des semelles non raidies.....6-56
6.6.9	Assemblages de grande longueur .....6-58
6.6.10	Cornières attachées par une aile .....6-58
6.7	Assemblages hybrides.....6-59
6.8	Couvre-joints.....6-60
6.8.1	Généralités .....6-60
6.8.2	Couvre-joints d'éléments comprimés .....6-60
6.8.3	Couvre-joints d'éléments tendus .....6-60
6.9	Assemblages poutre-poteau .....6-61
6.9.1	Bases.....6-61
6.9.2	Courbes "moment-rotation" .....6-61
6.9.3	Moment résistant .....6-64
6.9.4	Rigidité en rotation .....6-64
6.9.5	Capacité de rotation .....6-70
6.9.6	Classification des assemblages poutre-poteau .....6-70
6.9.6.1	Bases .....6-70
6.9.6.2	Rigidité en rotation .....6-70
6.9.6.3	Moment résistant.....6-72
6.9.6.4	Classification des courbes moment-rotation.....6-73
6.9.7	Calcul des propriétés caractéristiques .....6-75
6.9.7.1	Moment résistant.....6-75
6.9.7.2	Rigidité en rotation .....6-78
6.9.7.3	Capacité de rotation.....6-78
6.9.8	Règles d'application .....6-78
6-10	Assemblages de profils creux dans des poutres à treillis .....6-79
6.10.1	Résistance de calcul .....6-79
6.10.2	Règles d'application .....6-79

	<i>Pages</i>
6.11	Pieds de poteaux..... 6-80
6.11.1	Plaques d'assise ..... 6-80
6.11.2	Tiges d'ancrage..... 6-80
6.11.3	Règles d'application ..... 6-81
****	
7	Fabrication et montage ..... 7-1
7.1	Généralités ..... 7-1
7.1.1	Objet..... 7-1
7.1.2	Exigences..... 7-1
7.2	Spécifications du Projet..... 7-2
7.3	Fabrication : restrictions d'emploi de matériaux durcis..... 7-3
7.4	Préparation des pièces..... 7-4
7.5	Assemblages boulonnés ..... 7-5
7.5.1	Trous ..... 7-5
7.5.2	Jeu pour les systèmes d'attache dans les trous ..... 7-5
7.5.3	Boulons..... 7-7
7.5.4	Ecrous ..... 7-7
7.5.5	Rondelles..... 7-7
7.5.6	Serrage des boulons ..... 7-8
7.5.7	Surfaces de contact résistant au glissement ..... 7-8
7.5.8	Ajustage des surfaces de contact..... 7-9
7.6	Assemblages soudés..... 7-10
7.7	Tolérances ..... 7-10
7.7.1	Types de tolérances..... 7-10
7.7.2	Application des tolérances ..... 7-11
7.7.3	Tolérances normales de montage..... 7-11
7.7.4	Tolérances de fabrication ..... 7-15
7.7.5	Position des boulons d'ancrage..... 7-15
7.8	Contrôle et essais ..... 7-16

8	Conception et dimensionnement assistés par l'expérimentation .....	8-1
8.1	Généralités.....	8-1
8.2	Programme des essais .....	8-1
8.3	Réalisation des essais .....	8-3
8.4	Interprétation des résultats.....	8-3
8.5	Compte rendu d'essai .....	8-3
****		
9	Fatigue .....	9-1
9.1	Généralités.....	9-1
9.1.1	Notions de base .....	9-1
9.1.2	Objet .....	9-1
9.1.3	Restrictions .....	9-1
9.1.4	Cas où la vérification à la fatigue n'est pas nécessaire .....	9-2
9.1.5	Définitions .....	9-3
9.1.6	Symboles .....	9-7
9.2	Chargement de fatigue .....	9-8
9.3	Coefficients partiels de sécurité .....	9-9
9.3.1	Généralités .....	9-9
9.3.2	Coefficients partiels de sécurité pour le chargement de fatigue .....	9-9
9.3.3	Coefficients partiels de sécurité pour la résistance à la fatigue .....	9-10
9.3.4	Valeurs recommandées de $\gamma_{Mf}$ .....	9-10
9.4	Spectres de contraintes de fatigue .....	9-12
9.4.1	Calcul des contraintes .....	9-12
9.4.2	Etendues de contrainte dans le métal de base .....	9-12
9.4.3	Etendues de contrainte dans les soudures.....	9-12
9.4.4	Spectre des étendues de contrainte de calcul.....	9-13

	<i>Pages</i>
9.5	Méthodes de vérification à la fatigue ..... 9-13
9.5.1	Généralités ..... 9-13
9.5.2	Vérification à la fatigue fondée sur les étendues de contrainte nominale ..... 9-14
9.5.2.1	Chargement d'amplitude constante ..... 9-14
9.5.2.2	Chargement d'amplitude variable ..... 9-14
9.5.2.3	Etendues de contrainte de cisaillement..... 9-16
9.5.2.4	Combinaison d'étendues de contrainte normale et de cisaillement.. 9-17
9.5.3	Vérification à la fatigue fondée sur les étendues de contrainte géométrique ..... 9-18
9.6	Résistance à la fatigue..... 9-19
9.6.1	Généralités ..... 9-19
9.6.2	Courbes de résistance à la fatigue des détails classifiés..... 9-20
9.6.2.1	Courbes de résistance à la fatigue pour les sections ouvertes ..... 9-20
9.6.2.2	Courbes de résistance à la fatigue des profils creux..... 9-24
9.6.3	Courbes de résistance à la fatigue pour les détails non classifiés ..... 9-27
9.7	Modifications de la résistance à la fatigue ..... 9-28
9.7.1	Etendues de contrainte dans les détails non soudés ou détensionnés ..... 9-28
9.7.2	Influence de l'épaisseur ..... 9-28
9.7.3	Courbes modifiées de résistance à la fatigue ..... 9-29
9.8	Tableaux de classification ..... 9-31

## ANNEXE B (Normative)

Normes de Référence .....	B-1
B.1 Objet .....	B-1
B.2 Définitions .....	B-1
B.2.1 Norme de Référence 1 : "Aciers de construction soudables" .....	B-1
B.2.2 Norme de Référence 2 : "Dimensions des Profils et des Tôles" .....	B-2
B.2.2.1 Profilés laminés à chaud, autres que les profilés creux pour construction .....	B-2
B.2.2.2 Profilés creux laminés à chaud pour construction.....	B-2
B.2.2.3 Profilés creux finis à froid pour construction .....	B-3
B.2.2.4 Profilés formés à froid, autres que les profilés creux pour construction .....	B-3
B.2.3 Tolérances .....	B-3
B.2.3.1 Profilés laminés à chaud, autres que les profilés creux pour construction .....	B-3
B.2.3.2 Profilés creux pour construction .....	B-3
B.2.3.3 Profilés formés à froid, autres que les profilés creux pour construction .....	B-4
B.2.3.4 Tôles et plats.....	B-4
B.2.4 Norme de Référence 3 : "Vis, écrous et rondelles" .....	B-4
B.2.4.1 Boulons non-précontraints .....	B-4
B.2.4.1 Boulons précontraints .....	B-4
B.2.5 Norme de Référence 4 : "Produits d'apport de soudage" .....	B-4
B.2.6 Norme de Référence 5 : "Rivets" .....	B-4
B.2.7 Norme de Référence 6 à 9 : "Normes d'exécution" .....	B-4
B.2.8 Norme de Référence 10 : "Protection contre la corrosion" .....	B-4

\*\*\*\*



<b>A</b>	<b>ANNEXE BB (Normative - Remplace l'Annexe B invalidée)</b>	
	Normes de Référence .....	BB-1
A.	Normes "Conception" .....	BB-2
A.1	Normes sur les principes .....	BB-2
A.2	Normes d'actions.....	BB-3
A.3	Normes de conception des assemblages.....	BB-5
A.4	Autres normes de conception .....	BB-6
B.	Normes "Produits" .....	BB-7
B.1	Norme de Référence 1 : Aciers de construction soudables .....	BB-7
B.2	Norme de Référence 2 : Dimensions des profils et des tôles.....	BB-10
B.3	Norme de Référence 3 : Boulons, écrous et rondelles .....	BB-14
B.4	Norme de Référence 4 : Produits d'apport de soudage.....	BB-17
B.5	Norme de Référence 5 : Rivets .....	BB-20
B.6	Norme de Référence 10 : Protection contre la corrosion.....	BB-21
C.	Normes "Exécution" .....	BB-22
C.1	Normes de Référence 6, 7, 8 et 9 : Normes d'exécution des assemblages .....	BB-22
C.2	Normes de Référence 6, 7, 8 et 9 : Normes d'exécution des soudage.....	BB-24
C.3	Normes de Référence 6, 7, 8 et 9 : Autres normes d'exécution.....	BB-25
D.	Normes "Essais et Contrôle" .....	BB-26

\*\*\*\*

**ANNEXE C (Informative)**

	Calcul de la résistance à la rupture fragile .....	C-1
C.1	Résistance à la rupture fragile .....	C-1
C.2	Procédure de calcul .....	C-2
C.2.1	Conditions de service.....	C-2
C.2.2	Vitesse de mise en charge .....	C-3
C.2.3	Conséquences de la rupture.....	C-3
C.2.4	Limite d'élasticité nominale .....	C-3
C.2.5	Paramètres.....	C-4
C.2.6	Calculs.....	C-6

## ANNEXE E (Informative)

Longueur de flambement d'un élément comprimé .....	E-1
E.1 Bases .....	E-1
E.2 Poteaux d'ossatures de bâtiment .....	E-1

\*\*\*\*

## ANNEXE F (Informative)

Déversement .....	F-1
F.1 Moment critique élastique .....	F-1
F.1.1 Base .....	F-1
F.1.2 Formules générales pour sections symétriques suivant l'axe de faible inertie ....	F-1
F.1.3 Poutres à section transversale constante et doublement symétrique .....	F-5
F.1.4 Poutres à section transversale constante mono-symétrique et à semelles inégales .	F-7
F.2 Elancement.....	F-8
F.2.1 Généralités .....	F-8
F.2.2 Poutres à section transversale constante et doublement symétrique .....	F-8

\*\*\*\*

## ANNEXE J (Normative)

Assemblages Poutre-Poteau .....	J-1
J.1 Objet .....	J-1
J.1.1 Types d'assemblages .....	J-1
J.1.2 Autres types d'assemblages .....	J-3
J.2 Assemblages poutre-poteau soudés .....	J-4
J.2.1 Résistance au moment fléchissant .....	J-4
J.2.2 Doublures d'âme .....	J-4

J.2.3	Résistance de la zone sollicitée à la traction .....	J-6
J.2.3.1	Semelle de poteau non raidie.....	J-6
J.2.3.2	Ame de poteau non raidie .....	J-10
J.2.3.3	Ame de poteau raidie .....	J-11
J.2.4	Résistance de la zone sollicitée à la compression.....	J-12
J.2.4.1	Ame de poteau non raidie .....	J-12
J.2.4.2	Ame de poteau raidie .....	J-15
J.2.5	Résistance de la zone sollicitée au cisaillement .....	J-15
J.2.5.1	Panneau non raidi d'âme de poteau .....	J-15
J.2.5.2	Panneau raidi d'âme de poteau .....	J-15
J.2.6	Rigidité en rotation .....	J-18
J.2.7	Capacité de rotation.....	J-19
J.3	Assemblages poutre-poteau boulonnés .....	J-20
J.3.1	Limitations .....	J-20
J.3.2	Résistance au moment fléchissant .....	J-20
J.3.3	Tronçon d'assemblage en T équivalent.....	J-26
J.3.4	Résistance de la zone tendue .....	J-30
J.3.4.1	Semelle de poteau non raidie.....	J-30
J.3.4.2	Semelle de poteau avec contre-plaques.....	J-33
J.3.4.3	Semelle de poteau raidie.....	J-35
J.3.4.4	Platine d'extrémité .....	J-39
J.3.4.5	Résistance efficace des rangées de boulons.....	J-42
J.3.4.6	Ame de poteau non raidie .....	J-42
J.3.4.7	Ame de poteau raidie .....	J-42
J.3.5	Résistance de la zone comprimée.....	J-44
J.3.5.1	Ame non raidie du poteau .....	J-44
J.3.5.2	Ame raidie de poteau .....	J-45
J.3.6	Résistance de la zone sollicitée au cisaillement .....	J-46
J.3.6.1	Panneau non raidi d'âme de poteau .....	J-46
J.3.6.2	Panneau raidi d'âme de poteau .....	J-46
J.3.7	Rigidité en rotation .....	J-47
J.3.8	Capacité de rotation.....	J-50

\*\*\*\*

## ANNEXE K (Normative)

	Assemblages de profils creux dans les poutres à treillis.....	K-1
K.1	Objet.....	K-1
K.2	Définitions .....	K-1
K.3	Domaine d'application .....	K-3

	<i>Pages</i>
K.4	Analyse.....K-4
K.5	Soudures.....K-5
K.6	Noeuds soudés entre profils creux circulaires.....K-6
K.7	Noeuds soudés entre éléments d'entretoise de section creuse et membres de section creuse carrée ou rectangulaire.....K-7
K.7.1	Généralités .....K-7
K.7.2	Eléments d'entretoise de section carrée ou circulaire et membres de section carrée.....K-7
K.7.3	Sections rectangulaires .....K-12
K.8	Noeuds soudés entre éléments d'entretoise de section creuse et une membrane de section creuse en I ou en H .....K-13
K.9	Symboles utilisés dans les tableaux.....K-17

\*\*\*\*

<b>A</b>	<b>ANNEXE KK (Normative - Remplace l'Annexe K invalidée)</b>	
	Assemblages de profils creux dans les poutres en treillis.....	KK-1
KK.1	Objet .....	KK-1
KK.2	Définitions .....	KK-1
KK.3	Analyse.....	KK-4
KK.4	Soudures.....	KK-4
KK.5	Domaine d'application.....	KK-4
KK.6	Moments fléchissants.....	KK-5
KK.7	Noeuds soudés entre profils creux circulaires.....	KK-5
KK.8	Noeuds soudés de barres de treillis à section creuse circulaire, carrée ou rectangulaire avec une membrane à section creuse carrée ou rectangulaire.....	KK-12
KK.9	Noeuds soudés entre barres de treillis tubulaires et une membrane de section en I ou en H.....	KK-23

KK.10	Longueurs de flambement des éléments tubulaires d'une poutre à treillis.....	KK-27
KK.11	Notations utilisées dans les tableaux.....	KK-29

\*\*\*\*

## ANNEXE L (Normative)

	Calcul et conception des pieds de poteaux .....	L-1
L.1	Plaques d'assise.....	L-1
L.2	Tiges d'ancrage .....	L-5

\*\*\*\*

## ANNEXE M (Normative)

	Autre méthode possible de calcul des soudures d'angle .....	M-1
--	---	-----

\*\*\*\*

## ANNEXE Y (Informative)

	Guide pour essais de chargement .....	Y-1
Y.1	Généralités .....	Y-1
Y.2	Conditions d'exécution des essais .....	Y-2
Y.3	Procédures d'essais - Généralités.....	Y-3
Y.4	Procédures d'essais spécifiques.....	Y-4
Y.4.1	Essai de réception.....	Y-4
Y.4.2	Essai de résistance .....	Y-6
Y.4.3	Essais à la ruine.....	Y-8
Y.4.4	Contrôles de conformité .....	Y-12
Y.4.5	Expérimentation pour l'établissement des formules de résistance et des facteurs de correction de modèles.....	Y-13
Y.4.6	Autres procédures d'essais.....	Y-13

## FIGURES

	<i>Pages</i>
Figure 1.1	Dimensions et axes de sections ..... 1-14
Figure 4.1	Flèches verticales à considérer ..... 4-3
Figure 5.2.1	Relation contrainte-déformation bi-linéaire ..... 5-8
Figure 5.2.2	Autre relation contrainte-déformation bi-linéaire possible (à n'utiliser que pour une analyse élasto-plastique) ..... 5-8
Figure 5.2.3	Forces horizontales équivalentes aux imperfections initiales d'aplomb ..... 5-17
Figure 5.2.4	Forces horizontales équivalentes ..... 5-17
Figure 5.2.5	Force équivalente de stabilisation ..... 5-20
Figure 5.2.6	Forces à considérer au droit d'un joint de continuité dans un élément comprimé ..... 5-21
Figure 5.2.7	Ossature de bâtiment dont les poutres sont connectées à chaque poteau à chaque étage ..... 5-24
Figure 5.2.8	Mécanisme de déformation transversale ne comportant de rotules plastiques dans les poteaux qu'à la base de ceux-ci ..... 5-30
Figure 5.3.1	Section de Classe 4 - Effort axial ..... 5-47
Figure 5.3.2	Section de Classe 4 - Moment fléchissant ..... 5-48
Figure 5.4.1	Trous en quinconce ..... 5-53
Figure 5.4.2	Cornières avec trous dans les deux ailes ..... 5-53
Figure 5.4.3	Contraintes dans le panneau d'âme dues au moment, à la force axiale et à la force transversale ..... 5-67
Figure 5.5.1	Valeurs de calcul de l'imperfection initiale équivalente en arc $e_{o,d}$ ..... 5-73
Figure 5.5.2	Limite d'élasticité moyenne $f_{ya}$ des profils creux formés à froid utilisés en construction ..... 5-76
Figure 5.5.3	Facteurs de moment uniforme équivalent ..... 5-86
Figure 5.6.1	Géométrie du champ diagonal de traction ..... 5-91
Figure 5.6.2	Géométrie dans le cas d'un panneau d'extrémité ..... 5-91
Figure 5.6.3	Contraintes dans le champ diagonal de traction ..... 5-94
Figure 5.6.4	Courbes de résistance sous interaction cisaillement - flexion ..... 5-97
Figure 5.7.1	Charges appliquées sur une semelle ..... 5-101
Figure 5.7.2	Longueur d'appui rigide ..... 5-103
Figure 5.7.3	Largeur efficace pour la résistance de l'âme au voilement ..... 5-106
Figure 5.7.4	Section efficace de raidisseurs ..... 5-107
Figure 5.9.1	Treillis simples sur les faces opposées de membrures ..... 5-114
Figure 5.9.2	Treillis combinés avec d'autres éléments perpendiculaires à l'axe de l'élément à treillis ..... 5-115
Figure 5.9.3	Éléments comprimés à treillis ..... 5-118
Figure 5.9.4	Longueurs de flambement des membrures en cornières d'un élément composé à treillis ..... 5-119
Figure 5.9.5	Éléments composés à traverses de liaison ..... 5-124
Figure 5.9.6	Éléments composés à membrures faiblement espacées ..... 5-125
Figure 5.9.7	Éléments composés de cornières avec barrettes de liaison montées en croix ..... 5-125

	<i>Pages</i>
Figure 6.5.1	Notations pour l'espacement des éléments d'attache..... 6-12
Figure 6.5.2	Eléments comprimés : espacements en quinconce ..... 6-12
Figure 6.5.3	Eléments tendus : espacements en quinconce..... 6-12
Figure 6.5.4	Pincés transversale et longitudinale de trous oblongs..... 6-13
Figure 6.5.5	Cisaillement de bloc - Aire efficace de cisaillement..... 6-16
Figure 6.5.6	Assemblages de cornières ..... 6-18
Figure 6.5.7	Répartition d'efforts entre éléments d'attache ..... 6-24
Figure 6.5.8	Effet de levier ..... 6-34
Figure 6.5.9	Influence de dispositions constructives sur l'intensité de l'effet de levier..... 6-34
Figure 6.5.10	Assemblages longs ..... 6-35
Figure 6.5.11	Assemblage de plats à simple recouvrement avec un seul boulon..... 6-36
Figure 6.5.12	Moment fléchissant dans un axe d'articulation..... 6-39
Figure 6.6.1	Soudures d'angle discontinues ..... 6-45
Figure 6.6.2	Soudures d'angle et soudures en bout à pénétration partielle, réalisées d'un seul côté ..... 6-47
Figure 6.6.3	Gorge utile de soudures sur bords tombés entre sections creuses rectangulaires ..... 6-48
Figure 6.6.4	Gorge utile de soudures sur bords tombés entre sections pleines..... 6-48
Figure 6.6.5	Dispositions constructives évitant l'arrachement lamellaire ..... 6-49
Figure 6.6.6	Epaisseur utile ou gorge d'une soudure d'angle ..... 6-52
Figure 6.6.7	Gorge d'une soudure d'angle à forte pénétration..... 6-52
Figure 6.6.8	Soudures en bout à pénétration partielle ..... 6-55
Figure 6.6.9	Soudures en bout dans un assemblage en T ..... 6-55
Figure 6.6.10	Largeur efficace dans un assemblage en T non raidi..... 6-57
Figure 6.7.1	Assemblage hybrides..... 6-59
Figure 6.9.1	Modélisation d'un assemblage par un ressort en rotation ..... 6-62
Figure 6.9.2	Approximations des courbes moment-rotation ..... 6-63
Figure 6.9.3	Propriétés caractéristiques d'une courbe moment-rotation ..... 6-65
Figure 6.9.4	Courbe moment-rotation avec rotation libre initiale..... 6-66
Figure 6.9.5	Rigidité en rotation $S_j$ ..... 6-67
Figure 6.9.6	Variation de la rigidité en rotation en fonction du moment appliqué ..... 6-68
Figure 6.9.7	Capacité de rotation $\phi_{Cd}$ ..... 6-69
Figure 6.9.8	Limites recommandées pour le classement des assemblages poutre-poteau selon leur rigidité ..... 6-71
Figure 6.9.9	Exemples de classement de courbes moment-rotation d'assemblages poutre-poteau..... 6-74
Figure 6.9.10	Zones critiques dans les assemblages poutre-poteau ..... 6-77
Figure 7.1	Interstice maximal entre surfaces adjacentes ..... 7-9
Figure 7.2.1	Tolérances normales après montage - Partie 1 ..... 7-13
Figure 7.2.2	Tolérances normales après montage - Partie 2 ..... 7-14

	<i>Pages</i>
Figure 9.1.1	Spectre de calcul.....9-4
Figure 9.1.2	Courbe de résistance à la fatigue.....9-6
Figure 9.6.1	Courbes de résistance à la fatigue pour des étendues de contrainte normale.....9-21
Figure 9.6.2	Courbes de résistance à la fatigue pour des étendues de contrainte de cisaillement .....9-23
Figure 9.6.3	Courbes de résistance à la fatigue pour les noeuds de poutres treillis tubulaires .....9-25
Figure 9.7.1	Courbes modifiées de résistance à la fatigue pour étendues de contrainte normale .....9-30
Figure E.2.1	Rapport l/L de longueur de flambement d'un poteau dans un mode à noeuds fixes .....E-2
Figure E.2.2	Rapport l/L de longueur de flambement d'un poteau dans un mode à noeuds déplaçables.....E-3
Figure E.2.3	Facteurs de distribution pour les poteaux .....E-4
Figure E.2.4	Facteurs de distribution pour poteaux continus .....E-6
Figure F1.1	Convention de signe pour la détermination de $z_j$ .....F-6
Figure J.1.1	Assemblages poutre-poteau .....J-2
Figure J.2.1	Doublures d'âme .....J-5
Figure J.2.2	Espacement des soudures en bouchon ou des boulons dans le cas d'une doublure d'âme.....J-8
Figure J.2.3	Effort transversal exercé sur la semelle d'un poteau non raidie .....J-9
Figure J.2.4	Modes de voilement d'une âme de poteau non raidie .....J-14
Figure J.2.5	Panneau non raidi d'âme de poteau soumis à un effort tranchant .....J-16
Figure J.2.6	Panneaux d'âme de poteau avec raidisseurs diagonaux.....J-17
Figure J.3.1	Dimensions d'un tronçon d'assemblage en T.....J-27
Figure J.3.2	Modes de ruine de la semelle d'un tronçon d'assemblage en T .....J-28
Figure J.3.3	Effet de géométrie sur le mode de ruine de la semelle d'un tronçon d'assemblage en T.....J-29
Figure J.3.4	Schémas de charnières plastiques dans une semelle non raidie .....J-32
Figure J.3.5	Semelle de poteau avec contre-plaques dans la zone tendue .....J-34
Figure J.3.6	Longueurs efficaces des semelles de tronçons en T équivalents à une semelle raidie de poteau .....J-37
Figure J.3.7	Valeurs de $\alpha$ pour des semelles de poteau raidies .....J-38
Figure J.3.8	Longueurs efficaces des semelles de tronçons en T équivalents à une platine d'extrémité .....J-41



	<i>Pages</i>
Figure K.1	Espacement et recouvrement des noeuds ..... K-2
Figure K.2	Excentricité des noeuds ..... K-2
Figure K.3	Valeurs du coefficient $k_g$ ..... K-9
Figure K.4	Modes de ruine - sections rectangulaires ..... K-14
Figure K.5	Types de noeuds ..... K-18

<b>A</b> Figure KK.1	Espacement et recouvrement de noeuds ..... KK-3
Figure KK.2	Excentricités de noeuds ..... KK-3
Figure KK.3	Effort axial $N_{op}$ dans la membrure ..... KK-6
Figure KK.4	Modes de ruine ..... KK-14
Figure KK.5	Extrémités aplaties des barres de treillis pour assemblage par boulons à un gousset ..... KK-28

Figure L.1	Surface en compression sous la plaque d'assise ..... L-3
Figure L.2	Pied de poteau ..... L-4
Figure L.3	Ancrage des tiges dans la fondation ..... L-6
Figure M.1	Contraintes sur la section de gorge d'une soudure d'angle ..... M-2

## **TABLEAUX**

Tableau 1.1	Liste des termes équivalents dans les langues de la CEE ..... 1-6
Tableau 2.1	Valeurs de calcul des actions à utiliser dans les combinaisons d'actions ..... 2-10
Tableau 2.2	Coefficients partiels de sécurité : actions sur les ossatures de bâtiment pour des situations de projet durables et transitoires ..... 2-14
Tableau 3.1	Valeurs nominales de la limite d'élasticité $f_y$ et de la résistance à la traction $f_u$ des aciers de construction conformes aux normes EN 10025 ou prEN 10113 ..... 3-2
Tableau 3.2	Epaisseur maximale d'éléments structuraux sous charges statiques, sans référence à l'Annexe C (informative) ..... 3-4
Tableau 3.3	Valeurs de la limite d'élasticité $f_{yb}$ et de la résistance à la traction $f_{ub}$ des boulons ..... 3-6
Tableau 4.1	Valeurs limites recommandées pour les flèches verticales ..... 4-3

Tableau 5.2.1	Hypothèses de calcul .....	5-11
Tableau 5.3.1	Rapports largeur-épaisseur maximaux pour parois comprimées .....	5-37
(Feuille 1)		
Tableau 5.3.1	Rapports largeur-épaisseur maximaux pour parois comprimées .....	5-39
(Feuille 2)		
Tableau 5.3.1	Rapports largeur-épaisseur maximaux pour parois comprimées .....	5-40
(Feuille 3)		
Tableau 5.3.1	Rapports largeur-épaisseur maximaux pour parois comprimées .....	5-41
(Feuille 4)		
Tableau 5.3.2	Parois internes comprimées.....	5-45
Tableau 5.3.3	Parois comprimées en console .....	5-46
Tableau 5.5.1	Facteurs d'imperfection.....	5-71
Tableau 5.5.2	Coefficients de réduction $\chi$ .....	5-72
Tableau 5.5.3	Choix de la courbe de flambement correspondant à une section.....	5-75
Tableau 6.5.1	Coefficients minorateurs $\beta_2$ et $\beta_3$ .....	6-18
Tableau 6.5.2	Catégories d'assemblages boulonnés .....	6-20
Tableau 6.5.3	Résistances de calcul des boulons.....	6-26
Tableau 6.5.4	Résistances de calcul à la pression diamétrale basée sur le diamètre du boulon .....	6-27
Tableau 6.5.5	Résistances de calcul des rivets.....	6-28
Tableau 6.5.6	Conditions géométriques à satisfaire par les chapes des assemblages par axe d'articulation.....	6-37
Tableau 6.5.7	Résistances de calcul pour assemblages par axes d'articulation .....	6-38
Tableau 6.6.1	Types courants d'assemblages soudés .....	6-41
Tableau 7.1	Tolérances normales après montage .....	7-12
Tableau 7.2	Tolérances de fabrication incorporées dans les règles de calcul.....	7-15
Tableau 9.3.1	Coefficient partiel de sécurité $\gamma_{Mf}$ pour la résistance à la fatigue .....	9-11
Tableau 9.6.1	Valeurs numériques pour les courbes de résistance à la fatigue pour des étendues de contrainte normale .....	9-22
Tableau 9.6.2	Valeurs numériques pour les courbes de résistance à la fatigue pour des étendues de contrainte de cisaillement .....	9-24
Tableau 9.6.3	Valeurs numériques pour les courbes de résistance à la fatigue de profils creux.....	9-26
Tableau 9.6.4	Coefficients pour la prise en compte des moments secondaires de flexion dans les poutres à treillis en sections circulaires creuses.....	9-26
Tableau 9.6.5	Coefficients pour la prise en compte des moments secondaires de flexion dans les poutres à treillis à sections rectangulaires creuses .....	9-27
Tableau 9.7.1	Valeurs numériques pour les courbes modifiées de la résistance à la fatigue - étendues de contrainte normale .....	9-29

	<i>Pages</i>
Tableau 9.8.1 Détails non soudés page 1/2 .....	9-32
Tableau 9.8.1 Détails non soudés page 2/2 .....	9-33
Tableau 9.8.2 Sections reconstituées soudées page 1/2.....	9-34
Tableau 9.8.2 Sections reconstituées soudées page 2/2.....	9-35
Tableau 9.3.3 Soudures transversales en bout page 1/2.....	9-36
Tableau 9.3.3 Soudures transversales en bout page 2/2.....	9-37
Tableau 9.8.4 Attaches fixées par soudures ne transmettant pas d'efforts page 1/2.....	9-38
Tableau 9.8.4 Attaches fixées par soudures ne transmettant pas d'efforts page 2/2.....	9-39
Tableau 9.8.5 Assemblages soudés par soudures transmettant des efforts page 1/3.....	9-40
Tableau 9.8.5 Assemblages soudés par soudures transmettant des efforts page 2/3.....	9-41
Tableau 9.8.5 Assemblages soudés par soudures transmettant des efforts page 3/3.....	9-42
Tableau 9.8.6 Sections creuses page 1/2 .....	9-43
Tableau 9.8.6 Sections creuses page 2/2 .....	9-44
Tableau 9.8.7 Assemblages de poutres à treillis page 1/2 .....	9-45
Tableau 9.8.7 Assemblages de poutres à treillis page 2/2 .....	9-46
Tableau C.1 Moyenne de la limite inférieure d'élasticité.....	C-4
Tableau C.2 Valeurs de constantes.....	C-4
Tableau C-3 Températures d'essais de résilience Charpy V, $T_{CV}$ .....	C-5
Tableau E.1 Rigidité effective d'une poutre .....	E-5
Tableau E.2 Rigidité effective K d'une poutre dans une ossature de bâtiment avec planchers en béton .....	E-7
Tableau E.3 Formules approximatives pour rigidité réduite due à la compression axiale .....	E-8
Tableau F.1.1 Coefficients C1, C2 et C3 pour différentes valeurs de k, dans le cas de moments d'extrémités .....	E-3
Tableau F.1.2 Coefficients C1, C2 et C3, pour différentes valeurs de k, dans le cas de charges transversales .....	E-4
Tableau K.6.1 Domaine de validité pour les noeuds soudés entre sections creuses circulaires.....	K-6
Tableau K.6.2 Résistances de calcul de noeuds soudés entre profils creux circulaires .....	K-8
Tableau K.7.1 Domaine de validité pour des noeuds soudés entre entretoises de section creuse ou carrée et membrures de section creuse carrée .....	K-10
Tableau K.7.2 Résistances de calcul de noeuds soudés entre entretoises de section creuse circulaire ou carrée et une membrure de section carrée .....	K-11
Tableau K.8.1 Domaine de validité pour les noeuds soudés entre éléments d'entretoise de section creuse et membrures de section en I ou H.....	K-15
Tableau K.8.2 Résistances de calcul de noeuds soudés entre entretoises de section creuse et membrures de section en I ou en H.....	K-16

<b>A</b>	Tableau KK.7.1	Résistances de calcul des noeuds soudés entre profils creux circulaires	KK-6
	Tableau KK.7.2	Domaine de validité du tableau KK.7.1	KK-7
	Tableau KK.7.3	Résistances de calcul de types particuliers de noeuds entre profils creux circulaires	KK-8
	Tableau KK.7.4	Résistances de calcul de noeuds soudés entre profils creux circulaires sollicités par un moment fléchissant	KK-9
	Tableau KK.7.5	Résistances de calcul de diverses configurations de noeuds comportant des goussets	KK-10
	Tableau KK.7.6	Facteurs correctifs pour les noeuds multiplans	KK-11
	Tableau KK.8.1	Résistances de calcul de noeuds soudés entre barres de treillis de section circulaire, carrée ou rectangulaire et une membrure de section carrée ou rectangulaire	KK-15
	Tableau KK.8.2	Domaine de validité du tableau KK.8.1	KK-16
	Tableau KK.8.3	Résistances de calcul des noeuds soudés entre barres de treillis	KK-17
	Tableau KK.8.4	Domaine de validité du tableau KK.8.3*)	KK-18
	Tableau KK.8.5	Résistances de calcul de types particuliers de noeuds entre profils creux rectangulaires	KK-19
	Tableau KK.8.6	Résistances de calcul des noeuds soudés entre barres de treillis (sollicitées par un moment de flexion) et une membrure à section rectangulaire	KK-20
	Tableau KK.8.7	Résistances de calcul de diverses configurations de noeuds comportant des goussets	KK-21
	Tableau KK.8.8	Facteurs correctifs pour les noeuds multiplans	KK-22
	Tableau KK.9.1	Résistances de calcul de noeuds soudés entre barres de treillis de section circulaire ou carrée ou rectangulaire et une membrure de section en I ou en H	KK-24
	Tableau KK.9.2	Domaine de validité du tableau KK.9.1	KK-25
	Tableau KK.9.3	Résistances de calcul de noeuds soudés entre barres de treillis de section rectangulaire, sollicitées en flexion, et membrure de section en I ou en H	KK-26
	Tableau KK.10.1	Formules de calcul des longueurs de flambement des barres de treillis dans le plan et hors du plan du treillis	KK-27

## **PROCEDURES**

Procédure J.3.1 (Feuille 1)	Résistance d'un assemblage poutre-poteau boulonné au moment fléchissant - Répartition plastique des efforts des boulons	J-21
Procédure J.3.1 (Feuille 2)	.....	J-22
Procédure J.3.2 (Feuille 1)	Résistance d'un assemblage poutre-poteau boulonné au moment fléchissant - Répartition des efforts de boulon proportionnelle à la distance au centre de compression	J-23
Procédure J.3.2 (Feuille 2)	.....	J-24
Procédure J.3.2 (Feuille 3)	.....	J-25
Procédure J.3.3	Résistance de calcul efficace des rangées de boulons	J-43

## 0 Préface

### 0.1 Objectifs des Eurocodes

- (1) Les Eurocodes Structuraux regroupent un ensemble de normes pour le calcul structural et géotechnique des ouvrages de bâtiment et de génie civil.
- (2) Ils sont destinés à servir de documents de référence pour les aspects suivants:
  - a) prouver la conformité des ouvrages de bâtiments et de génie civil aux exigences essentielles de la Directive sur les Produits de Construction (DPC)
  - b) servir de cadre pour établir des spécifications techniques harmonisées des produits de construction.
- (3) Ils ne traitent de l'exécution et de l'inspection que dans la mesure où il est nécessaire de préciser la qualité des produits de construction et le niveau de réalisation à satisfaire pour être conforme aux hypothèses adoptées dans les règles de calcul.
- (4) Jusqu'à ce que l'ensemble des spécifications techniques harmonisées concernant les produits ainsi que les méthodes de contrôle de leurs performances soient disponibles, un certain nombre d'Eurocodes Structuraux traitent certains de ces aspects dans des annexes informatives.

### 0.2 Historique du programme Eurocodes

- (1) La Commission des Communautés Européennes (CCE) eut l'initiative de démarrer le travail d'établissement d'un ensemble de règles techniques harmonisées pour le calcul des ouvrages de bâtiment et de génie civil, règles destinées à être utilisées, au début, comme alternative aux différents règlements en vigueur dans les divers Etats Membres et à les remplacer ultérieurement. Ces règles techniques reçurent alors le nom d' "Eurocodes Structuraux".
- (2) En 1990, après consultation de ses Etats Membres, la CCE transféra le travail de développement, de diffusion et de mise à jour des Eurocodes Structuraux au CEN et le secrétariat de l'AELE accepta de s'associer au travail du CEN.
- (3) Le comité technique CEN/TC 250 est chargé de tous les Eurocodes Structuraux.

### 0.3 Programme Eurocodes

- (1) Le travail est en cours sur les différents Eurocodes Structuraux, chacun étant généralement constitué de plusieurs parties :

EN 1991	Eurocode 1	Bases de Calcul et Actions sur les Structures
EN 1992	Eurocode 2	Calcul des Structures en Béton
EN 1993	Eurocode 3	Calcul des Structures en Acier
EN 1994	Eurocode 4	Calcul des Structures Mixtes Acier Béton
EN 1995	Eurocode 5	Calcul des Structures en Bois
EN 1996	Eurocode 6	Calcul des Structures en Maçonnerie
EN 1997	Eurocode 7	Calcul Géotechnique
EN 1998	Eurocode 8	Résistance des Structures aux Séismes

En outre, l'Eurocode suivant peut être ajouté au programme :

EN 1999      Eurocode 9                      Calcul des Structures en Aluminium

- (2) Des sous-comités séparés ont été formés par le CEN/TC 250 pour les divers Eurocodes énoncés ci-dessus.
- (3) Cette Partie de l'Eurocode Structural concernant le Calcul des Structures en Acier, qui, sous la direction de la CCE, a été finalisée et approuvée pour publication, est publiée par le CEN comme Norme Européenne Expérimentale (ENV) pour une durée initiale de trois ans.
- (4) Cette Norme Expérimentale est destinée à une application pratique expérimentale dans le cadre du calcul des bâtiments et ouvrages de génie civil relevant du domaine d'application défini en 1.1.2 et est soumise à commentaires.
- (5) Au terme d'une durée approximative de deux ans, les Membres du CEN seront invités à formuler des commentaires officiels qui seront pris en compte pour la détermination de l'action future.
- (6) En attendant, les réactions et commentaires sur cette Norme Expérimentale devront être adressés au Secrétariat du sous comité CEN/TC 250 /SC 3 à l'adresse suivante:

BSI Standards  
2 Park Street  
London W1A 2BS  
ENGLAND

ou à votre organisme national de Normalisation

#### **0.4 Documents d'Application National (DAN)**

- (1) Pour que puissent s'exercer les responsabilités des autorités des Etats Membres en matière de sécurité, santé et autres points couverts par les exigences essentielles de la DPC, on a attribué à certains éléments de sécurité dans cette ENV des valeurs indicatives qui sont identifiées par un encadrement . Il incombe aux autorités de chaque Etat Membre d'attribuer des valeurs définitives à ces éléments de sécurité.
- (2) Nombre de normes d'accompagnement harmonisées, y compris les Eurocodes qui fixent des valeurs d'actions à prendre en compte ainsi que les mesures requises pour la protection à l'incendie, ne seront pas disponibles au moment de la publication de cette Norme Expérimentale. Il est par conséquent prévu qu'un Document d'Application National (DAN) donnant les valeurs définitives des éléments de sécurité, faisant référence aux normes d'accompagnement compatibles et précisant les directives nationales d'application de cette Norme Expérimentale, soit publié par chaque Etat Membre ou son organisme de Normalisation.
- (3) Il est prévu que cette Norme Expérimentale soit utilisée conjointement avec le DAN en vigueur dans le pays où le bâtiment ou l'ouvrage de génie civil est situé.

## **0.5 Points spécifiques à cette Norme Expérimentale**

### **0.5.1 Généralités**

- (1) L'objet de l'Eurocode 3 est défini en 1.1.1 et celui de cette Partie de l'Eurocode 3 est défini en 1.1.2. Les Parties additionnelles de l'Eurocode 3 qui sont prévues sont indiquées en 1.1.3; elles couvriront des applications ou des technologies additionnelles, et compléteront cette Partie.
- (2) Dans le cadre d'une utilisation de cette Norme Expérimentale dans la pratique, il y a lieu de porter une attention particulière aux hypothèses et conditions précisées en 1.3.
- (3) Lors de l'élaboration de cette Norme Expérimentale, des documents de justification ont été préparés, formulant des commentaires et apportant des justifications à certaines des prescriptions de cette Norme.

### **0.5.2 Utilisation des Annexes**

- (1) Les neuf chapitres de cette Norme Expérimentale sont complétés par des Annexes, certaines à caractère normatif, d'autres à caractère informatif.
- (2) Les Annexes à caractère normatif ont le même statut que les chapitres auxquels elles se rapportent. La plupart d'entre elles ont été introduites pour extraire, dans un but de clarification de la partie principale du texte, certaines des Règles d'Application les plus détaillées qui ne sont nécessaires que dans des cas particuliers.

### **0.5.3 Concept de Normes de Référence**

- (1) L'utilisation de cette Norme Expérimentale nécessite de se référer aux diverses Normes du CEN et de l'ISO. Celles-ci sont utilisées pour définir les caractéristiques de produits et les procédés qu'on a supposés applicables lors de l'établissement des règles de calcul.
- (2) Cette Norme Expérimentale mentionne dix "Normes de Référence" détaillées dans l'Annexe B qui a un caractère normatif. Chaque "Norme de Référence" fait référence à la totalité ou à une partie, d'un certain nombre de Normes CEN et/ou ISO. Lorsqu'il est fait référence à des Normes CEN ou ISO non encore disponibles, il y a lieu de consulter le Document d'Application National pour connaître les Normes à utiliser en remplacement. On suppose que seules les nuances et qualités données dans l'Annexe B (normative) seront utilisées pour les bâtiments et les ouvrages de génie civil calculés avec cette Norme Expérimentale.

### **0.5.4 Aciers de construction soudables**

- (1) Une Norme de produit importante citée dans les Normes de Référence des Aciers de Construction Soudables est la Norme Européenne EN 10025 dont relèvent les nuances Fe 360, Fe 430 et Fe 510.
- (2) Cependant, la Norme EN 10025 concerne également d'autres nuances d'acier en plus de ces trois nuances soudables. Il est reconnu que même pour ces trois nuances d'acier dont l'expérience a démontré la soudabilité, les spécifications de la Norme EN 10025 sont telles que certains aciers approvisionnés pourraient, tout en respectant les tolérances de composition chimique, présenter des difficultés de soudage. Par conséquent, dans l'Annexe B (normative) qui fait référence à la Norme EN 10025, une exigence supplémentaire a été

incluse en B.2.1(6) concernant la soudabilité des aciers, exigence qu'il y a lieu de prendre en considération lors de l'approvisionnement d'aciers conformes à la Norme EN 10025.

- (3) Les moyens d'obtenir une soudabilité convenable n'ont pas été spécifiés dans cette Norme Expérimentale. Cependant, la Norme EN 10025 donne la définition des valeurs de taux de carbone équivalent (CEV) qui peuvent être négociées avec les fournisseurs d'acier pour assurer une bonne soudabilité.

### **0.5.5 Coefficients partiels de sécurité pour les résistances**

- (1) Cette Norme Expérimentale donne, pour le calcul des structures en acier, des règles générales qui relèvent des Etats Limites des éléments, tels que rupture en traction, ruine due à des phénomènes d'instabilité ou ruine des assemblages.
- (2) Elle donne aussi des règles particulières relatives au calcul des bâtiments telles que des règles pour ossatures, poutres, poutres à treillis et assemblages poutre-poteau.
- (3) La plupart des règles ont été calibrées à partir de résultats s'essais pour obtenir des valeurs réalistes de coefficients partiels de sécurité  $\gamma_M$  pour les résistances.
- (4) Dans le but de ne pas avoir une grande variété de valeurs du coefficient  $\gamma_M$ , deux catégories ont été établies :

$\gamma_{M1} = 1,1$  applicable aux résistances basées sur la limite d'élasticité  $f_y$  (par exemple pour tous les phénomènes d'instabilité)

$\gamma_{M2} = 1,25$  applicable aux résistances basées sur la résistance ultime à la traction  $f_u$  (par exemple pour la résistance des sections en traction ou pour la résistance des boulons et des soudures).

- (1) Toutefois, dans le cas particulier de profilés en I laminés à chaud, de section transversale de Classe 1, fléchis selon l'axe fort et non sujets à la ruine par des phénomènes d'instabilité, ainsi que dans le cas des éléments tendus dont le dimensionnement est gouverné par la résistance plastique de la section transversale, on a trouvé, à la suite d'études de calibration opérées sur des données fournies par des producteurs d'acier européens, que la distribution statistique des tolérances géométriques et des limites d'élasticité pouvait justifier de réduire le coefficient  $\gamma_{M1}$  de 1,1 à 1,0. En perspective de cette conclusion, une catégorie  $\gamma_{M0}$  a été introduite pour permettre aux Etats Membres de choisir soit  $\gamma_{M0} = 1,1$  soit  $\gamma_{M0} = 1,0$ .

### **0.5.6 Fabrication et montage**

- (1) Le Chapitre 7 de cette Norme Expérimentale est destiné à indiquer le niveau minimal de qualité d'exécution et les tolérances normales qui ont été considérés lors de l'établissement des règles de calcul données dans cette Norme.
- (2) Il indique aussi au concepteur les informations qu'il est nécessaire de fournir dans le cas d'un structure particulière, de façon à définir les exigences d'exécution.
- (3) De plus, il définit les jeux normaux et autres détails pratiques que le concepteur a besoin d'utiliser dans les calculs.



**0.5.7 Conception et dimensionnement assistés par l'expérimentation**

- (1) Le Chapitre 8 n'est pas nécessaire dans les calculs de routine, mais il fournit des indications qui peuvent s'avérer appropriées dans des circonstances particulières.
- (2) Seuls les Principes à suivre sont exposés. Des directives plus détaillées apparaissent dans les Règles d'Application données dans l'Annexe Y qui a un caractère informatif.

**0.5.8 Résistance à la fatigue**

- (1) Le Chapitre 9 a été inclus dans cette Norme Expérimentale dans la catégorie "Règles Générales". Sa présence n'implique pas pour autant que la fatigue soit un critère de conception pour la majorité des structures de bâtiments.
- (1) Il est attendu que le rôle principal du Chapitre 9 sera celui de règles générales auxquelles il sera fait référence dans des Parties suivantes de cet Eurocode.
- (3) Toutefois, sa présence rend possible l'application de cette Norme Expérimentale à la minorité de structures particulières de bâtiment pour lesquelles il est nécessaire de considérer les effets des variations répétées des contraintes.

# 1 Introduction

## 1.1 Objet

### 1.1.1 Objet de l'Eurocode 3

- (1) L'Eurocode 3 s'applique à la conception et au calcul des bâtiments et des ouvrages de génie civil en acier. Il est divisé en plusieurs parties séparées, voir 1.1.2 et 1.1.3.
- (2) Cet Eurocode ne définit que les exigences de résistance, d'aptitude au service et de durabilité des structures. D'autres exigences, telles que l'isolation phonique ou thermique, par exemple, ne sont pas traitées dans ce code.
- (3) L'exécution<sup>\*)</sup> n'est traitée que dans la mesure où, pour satisfaire les hypothèses de calcul adoptées dans ces règles, il est nécessaire de préciser la qualité des matériaux et produits de construction qu'il convient d'utiliser, ainsi que les niveaux de qualité de réalisation sur site. En général, les règles concernant l'exécution et la qualification doivent être considérées comme étant des exigences minimales qui peuvent devoir être développées par la suite pour des natures de construction<sup>\*)</sup> et des procédés d'exécution<sup>\*)</sup> particuliers.
- (4) L'Eurocode 3 ne traite pas les exigences spéciales relatives au calcul sismique. Des règles concernant de telles exigences sont données dans l'ENV 1998 Eurocode 8 "Calcul des structures : Résistance aux séismes"<sup>\*\*)</sup>, qui complète ou adapte à cette fin les règles de l'Eurocode 3.
- (5) L'Eurocode 3 ne fournit pas de valeurs numériques des actions à prendre en compte dans le calcul des bâtiments et ouvrages de génie civil. Celles-ci sont données dans l'ENV 1991 Eurocode 1 "Bases de calcul et actions sur les structures"<sup>\*\*)</sup> applicables aux différents modes de construction<sup>\*)</sup>.

### 1.1.2 Objet de la Partie 1.1 de l'Eurocode 3

- (1) La Partie 1.1 de l'Eurocode 3 constitue une base générale pour la conception et le calcul des bâtiments et des ouvrages de génie civil en acier.
- (2) En outre, la Partie 1.1 contient des règles détaillées qui s'appliquent, principalement, aux bâtiments courants. Le domaine d'application de ces règles peut être limité pour des raisons pratiques ou du fait de leur simplification; leur emploi ainsi que toute limitation de leur domaine d'application sont explicités dans le texte, là où cela est nécessaire.

---

<sup>\*)</sup> Pour la signification de ce terme, voir 1.4.1 (2).

<sup>\*\*)</sup> Actuellement à l'état de projet.

- (3) Les sujets suivants sont traités dans cette version initiale de l'Eurocode 3 : Partie 1.1 :
- Chapitre 1 : Introduction
  - Chapitre 2 : Bases de calcul
  - Chapitre 3 : Matériaux
  - Chapitre 4 : Etats limites de service
  - Chapitre 5 : Etats limites ultimes
  - Chapitre 6 : Assemblages sous charges statiques
  - Chapitre 7 : Fabrication et montage
  - Chapitre 8 : Conception et dimensionnement assistés par l'expérimentation
  - Chapitre 9 : Fatigue
- 
- Annexe B : Normes de Référence (Normative)
  - Annexe C : Calcul de résistance à la rupture fragile (Informative)
  - Annexe E : Longueur de flambement d'un élément comprimé (Informative)
  - Annexe F : Déversement (Informative)
  - Annexe J : Assemblages poutre-poteau (Normative)
  - Annexe K : Assemblages de poutres à treillis en profils creux (Normative)
  - Annexe L : Bases de poteaux (Normative)
  - Annexe M : Méthode alternative de calcul des soudures d'angle (Normative)
  - Annexe Y : Directives relatives aux essais de chargement (Informative)
- (4) Des annexes additionnelles sont déjà disponibles, ou en préparation, et seront incorporées dans la Partie 1.1 en temps voulu, après approbation de leur contenu :
- Annexe D : Utilisation de l'acier Fe E 460, etc.
  - Annexe K : Assemblages de poutres à treillis en profils creux  
Version révisée incluant les assemblages multiplanaires
  - Annexe Z : Détermination de la résistance de calcul à partir d'essais
- (5) Des annexes additionnelles ont été proposées pour une inclusion future dans la Partie 1.1 :
- Annexe G : Résistance à la torsion
  - Annexe H : Modélisation des structures de bâtiment en vue de l'analyse
  - Annexe J : Assemblages poutre-poteaux - Version étendue
  - Annexe N : Ouvertures dans les âmes
  - Annexe S : Utilisation de l'acier inoxydable
- (6) Les Chapitres 1 et 2 sont communs à tous les Eurocodes, à l'exception de quelques clauses additionnelles qui sont spécifiques à chacun d'eux.
- (7) Cette Partie 1.1 ne traite pas :
- la résistance au feu,
  - les aspects particuliers de constructions de nature spéciale
  - les aspects particuliers d'ouvrage de génie civil de nature spéciale (tels que ponts, mâts et tours ou plates-formes de forage en mer),
  - les cas où des mesures particulières peuvent s'avérer nécessaires pour limiter les conséquences d'accidents.

### 1.1.3 Parties de l'Eurocode 3 à venir

- (1) A cette Partie 1.1 de l'Eurocode 3, viendront s'ajouter de futures Parties 2, 3, etc..., afin de la compléter, ou de l'adapter, pour des aspects particuliers de construction de nature spéciale, pour des procédés spéciaux d'exécution ainsi que pour certains autres aspects d'importance pratique générale concernant la conception et le calcul.
- (2) D'autres Parties de l'Eurocode 3, actuellement en cours de préparation ou prévues, concernent les sujets suivants :
  - Partie 1.2 Résistance au feu
  - Partie 1.3 Eléments minces formés à froid - Produits longs et produits plats
  - Partie 2 Ponts et structures à plaques
  - Partie 3 Tours, mâts et cheminées
  - Partie 4 Réservoirs, silos et pipelines
  - Partie 5 Pieux
  - Partie 6 Structures d'appareils de levage à charge suspendue
  - Partie 7 Structures marines et maritimes
  - Partie 8 Structures agricoles

## 1.2 Distinction entre principes et règles d'application

- (1) Selon la nature des clauses énoncées, le présent Eurocode opère une distinction entre Principes et Règles d'Application.
- (2) Les Principes comprennent:
  - des énoncés et définitions à caractère général qui ne présentent aucune alternative, ainsi que
  - des exigences et modèles analytiques pour lesquels aucune alternative n'est possible, à moins que ceci soit spécifiquement précisé.
- (3) *Les Principes sont imprimés en caractères de type roman.*
- (4) Les Règles d'Application sont en général des règles reconnues qui respectent les Principes et satisfont à leurs exigences.
- (5) L'utilisation de règles alternatives de conception et de calcul autres que les Règles d'Application données dans l'Eurocode 3 est permise, à condition qu'il ait été démontré que la règle alternative respecte les Principes concernés et est au moins équivalente du point de vue de la résistance, de l'aptitude au service et de la durabilité atteintes par la structure.
- (6) *Les Règles d'Application sont imprimées en italique. Ceci est une Règle d'Application.*

## 1.3 Hypothèses

- (1) Les hypothèses suivantes sont prises en compte:
  - Les structures sont conçues et dimensionnées par un personnel possédant une qualification et une expérience appropriées.
  - Une supervision et une maîtrise de la qualité appropriées sont assurées dans les ateliers et les usines de fabrication, ainsi que sur le chantier.
  - La phase de construction est exécutée par du personnel possédant la qualification et l'expérience nécessaires.
  - Les matériaux et produits de construction sont utilisés conformément à cet Eurocode ou aux spécifications de matériaux ou de produits adéquates.
  - La structure sera entretenue de manière appropriée.
  - La structure sera exploitée conformément aux hypothèses adoptées lors de la conception et du calcul.
- (2) Les méthodes de calcul ne sont valables que dans la mesure où les exigences concernant l'exécution et le niveau de qualité énoncées au Chapitre 7 sont également satisfaites.
- (3) Les valeurs numériques encadrées  n'ont qu'une valeur indicative. D'autres valeurs peuvent être spécifiées par les Etats Membres.

## 1.4 Définitions

### 1.4.1 Termes communs à tous les Eurocodes Structuraux

- (1) A moins d'indication contraire, la terminologie utilisée dans ce texte est celle de la Norme Internationale ISO 8930.
- (2) Les termes suivants sont utilisés en commun par tous les Eurocodes Structuraux avec les significations ci-après:
- **Construction** : Terme général désignant tout ce qui est construit<sup>\*)</sup> . Ce terme couvre aussi bien les bâtiments que les ouvrages de génie civil. Il se réfère à la construction complète, comprenant aussi bien les éléments structuraux que non structuraux.
  - **Exécution**: Action de créer un bâtiment ou un ouvrage de génie civil. Ce terme couvre les travaux sur chantier; il peut également signifier la fabrication d'éléments constitutifs hors du chantier et leur montage ultérieur sur le chantier.
  - **Structure**: ensemble d'éléments convenablement assemblés, conçus pour assurer la rigidité<sup>\*\*)</sup> . Ce terme concerne les parties porteuses.
  - **Nature de construction** : désigne la destination envisagée de la construction, par exemple immeuble d'habitation, bâtiment industriel, pont-route.
  - **Type de structure**: désigne la disposition des éléments structuraux, par exemple, poutre, structure triangulée, arc, pont suspendu.
  - **Matériau de construction**: Matériau utilisé pour une construction, par exemple, béton, acier, bois, maçonnerie.
  - **Mode de construction**: Indication du principal matériau de construction, par exemple, construction en béton armé, construction en acier, construction en bois, construction en maçonnerie.
  - **Procédé d'exécution**: Procédé par lequel la construction sera exécutée, par exemple, coulée en place, préfabriquée, en porte à faux.
  - **Système structural**: Les éléments porteurs d'un bâtiment ou d'un ouvrage de génie civil et la manière dont ces éléments sont supposés se comporter, en vue de la modélisation.
- (3) Les termes équivalents dans les langues de la Communauté Européenne sont donnés au tableau 1.1.

---

<sup>\*)</sup> Cette définition correspond à la Norme Internationale ISO 6707-1.

<sup>\*\*)</sup> La Norme Internationale ISO 6707-1 donne la même définition mais ajoute "ou une construction présentant une telle disposition". Afin de faciliter une traduction précise, cet ajout n'est pas utilisé dans les Eurocodes Structuraux.

Tableau 1.1 Liste des termes équivalents dans les langues de la CEE

Français	Anglais	Allemand	Italien	Néerlandais	Espagnol
Construction	Construction works	Bauwerk	Costruzione	Bouwwerk	Construccion
Exécution	Execution	(Bau-)Ausführung	Esecuzione	Uitvoering	Ejecucion
Structure	Structure	Tragwerk	Struttura	Draagconstructie	Estructura
Nature de construction	Type of building or civil engineering works	Art des Bauwerks	Tipo di costruzione	Type bouwwerk	Natureleza de la construccion
Type de structure	Form of structure	Art des Tragwerks	Tipo di struttura	Type draagconstructie	Tipo de estructura
Matériau de construction	Construction material	Baustoff; Werkstoff <sup>(*)</sup> (*) nur im Stahlbau)	Materiale da costruzione	Constructie materiaal	Material de construccion
Mode de construction	Type of construction	Bauweise	Sistema costruttivo	Bouwwijze	Modo de construccion
Procédé d'exécution	Method of construction	Bauverfahren	Procedimento esecutivo	Bouwmethode	Procedimiento de ejecucion
Système structural	Structural system	Tragsystem	Sistema strutturale	Constructief systeem	Sistema estructural

#### 1.4.2 Termes particuliers utilisés dans cette Partie 1.1 de l'Eurocode 3

(1) Les termes ci-après sont utilisés dans la Partie 1.1 de l'Eurocode 3 avec les significations suivantes:

- **Ossature**: partie d'une structure, comprenant un ensemble d'éléments structuraux directement assemblés et dimensionnés pour agir ensemble afin de résister aux charges. Ce terme se réfère aussi bien aux ossatures à assemblages rigides qu'aux ossatures triangulées et couvre aussi bien les ossatures planes que les ossatures tridimensionnelles.
- **Sous-ossature**: ossature constituant une partie d'une ossature plus grande, mais traitée, dans une analyse structurale, comme une ossature isolée.
- **Type de modélisation structurale**: terme utilisé pour distinguer des ossatures qui sont soit:
  - **semi-continues**, dans lesquelles les propriétés structurales des assemblages doivent être prises explicitement en compte dans l'analyse globale
  - **continues**, dans lesquelles seules les propriétés structurales des éléments doivent être prises en compte dans l'analyse globale
  - **réticulées**, dans lesquelles on n'exige pas des assemblages qu'ils résistent au moment fléchissant.
- **Analyse globale** : processus de détermination des sollicitations équilibrant les actions agissant sur la structure.
- **Longueur d'épure** : distance entre deux points consécutifs de l'axe d'un élément, dont le déplacement latéral dans un plan donné est empêché, ou entre un tel point et l'extrémité de l'élément.
- **Longueur de flambement** : longueur d'épure d'un élément similaire articulé à ses extrémités, ayant la même résistance au flambement que l'élément donné.
- **Concepteur** : personne responsable de la conception et du dimensionnement de la structure possédant la qualification et l'expérience appropriées.



## 1.5 Unités S.I.

Les Unités S.I. doivent être utilisées en conformité avec la Norme ISO 1000.

Les unités suivantes sont recommandées pour la conduite des calculs:

- forces et charges : kN, kN/m, kN/m<sup>2</sup>
- masse volumique : kg/m<sup>3</sup>
- poids volumique : kN/m<sup>3</sup>
- contraintes et résistances : N/mm<sup>2</sup> (= MN/m<sup>2</sup> ou MPa)
- moments (flexion...) : kNm

## 1.6 Symboles utilisés dans l'Eurocode 3 - Partie 1.1

### 1.6.1 Majuscules latines

- A Action accidentelle
- A Aire
- B Effort de poinçonnement d'un boulon
- C Capacité; Valeur fixée ; Coefficient
- D Dommage (vérification à la fatigue)
- E Module d'élasticité longitudinale
- E Effet des actions
- F Action
- F Force
- G Action permanente
- G Module de cisaillement (module d'élasticité transversale)
- H Charge ou réaction horizontale totale
- I Moment d'inertie de flexion (moment quadratique de l'aire de la section)
- K Coefficient de rigidité (I/L)
- L Longueur; Travée; Longueur d'épure
- M Moment (en général)
- M Moment fléchissant
- N Effort axial (effort normal)
- Q Action variable
- R Résistance; Réaction
- S Sollicitation (avec indices d ou k)
- S Rigidité (rigidité au cisaillement, à la rotation ..... avec indices v, j .....)
- T Moment de torsion, Température
- V Effort tranchant; Charge ou réaction verticale totale
- W Module de section
- X Valeur d'une propriété d'un matériau

### 1.6.2 Majuscules grecques

- Δ Différence entre.....(précède le symbole principal)

### 1.6.3 Minuscules latines

a	Distance; Donnée géométrique
a	Epaisseur de gorge de soudure
a	Rapport d'aires
b	Largeur
c	Distance; Partie en console
d	Diamètre; Hauteur; Longueur de diagonale
e	Excentrement; décalage du centre de gravité (ou de l'axe centroïdal)
e	Pince transversale ; Pince longitudinale
f	Résistance (d'un matériau)
g	Largeur d'un champ de traction ; Ecartement
h	Hauteur
i	Rayon de giration ; Indice de sommation
k	Coefficient; facteur
l (ou $\ell$ ou L)	Longueur ; Travée ; Longueur de flambement <sup>*)</sup>
n	Rapport d'efforts normaux ou de contraintes normales
n	Nombre de ...
p	Pente; Espacement
q	Force uniformément répartie
r	Rayon; Rayon à la racine d'un cordon de soudure
s	Pas en quinconce; Distance
t	Epaisseur
uu	Axe principal de forte inertie (axe fort)
vv	Axe principal de faible inertie (axe faible)
xx, yy, zz	Axes orthogonaux

### 1.6.4 Minuscules grecques

$\alpha$	(alpha)	Angle; Rapport; Coefficient
$\alpha$		Coefficient de dilatation thermique linéaire
$\beta$	(bêta)	Angle; Rapport; Coefficient
$\gamma$	(gamma)	Coefficient partiel de sécurité, Rapport
$\delta$	(delta)	Flèche; Déformation
$\varepsilon$	(epsilon)	Déformation; Coefficient = $(235/f_y)^{0,5}$ ( $f_y$ en N/mm <sup>2</sup> )
$\eta$	(êta)	Coefficient (dans l'Annexe E)
$\theta$	(thêta)	Angle; Pente
$\lambda$	(lambda)	Elancement ; Rapport
$\mu$	(mu)	Coefficient de frottement ; Coefficient
$\nu$	(nu)	Coefficient de Poisson
$\rho$	(rhô)	Coefficient de réduction ; Masse volumique
$\sigma$	(sigma)	Contrainte normale
$\tau$	(tau)	Contrainte tangente (contrainte de cisaillement)
$\phi$	(phi)	Rotation; Pente; Rapport
$\chi$	(khi)	Coefficient de réduction (flambement et déversement)
$\psi$	(psi)	Rapport de contraintes
$\psi$		Facteurs définissant des valeurs représentatives d'actions variables

<sup>\*)</sup> l (L minuscule) peut être remplacé par L ou  $\ell$  (manuscrit) pour certaines longueurs ou pour éviter la confusion avec le nombre 1 ou I (i majuscule).

**1.6.5 Indices**

A	Accidentel; Aire
a	Moyenne (limite d'élasticité)
a, b....	Première, seconde .... alternative
b	De base (limite d'élasticité)
b	Pression diamétrale; instabilité
b	Boulon; poutre; barrette (traverse de liaison)
C	Capacité ; conséquences
c	Béton, poteau
c	Section transversale
com	Compression
cr	Critique
d	De calcul; diagonale
dst	Déstabilisant
E	Effet des actions (avec d ou k)
E	D'Euler
eff	Efficace
e	Efficace (avec un indice complémentaire)
e $\ell$	Elastique
ext	Externe
f	Semelle; élément d'attache
g	Brut
G	Action permanente
h	Hauteur ; Haut
h	Horizontal
i	Intérieur
inf	Inférieur; bas
i, j, k	Indices (remplacer par un chiffre)
j	Assemblage
k	Caractéristique
$\ell$	Bas
L	Long
LT	Déversement
M	Matériau
M	(Prise en compte du) moment fléchissant
m	Flexion; moyenne
max	Maximum
min	Minimum
N	(Prise en compte de l')effort axial
n	Normal
net	Net
nom	Nominal
o	Trou; initial; extérieur
o	Voilement local
o	Point de moment nul
ov	Recouvrement
p	Plaque; axe; fourrure
p	Précontrainte (effort de)
p	Partiel ; poinçonnement

$p\ell$	Plastique
Q	Action variable
R	Résistance
r	Rivet; encastrement
rep	Représentatif
S	Sollicitation
s	Contrainte de traction (aire)
s	Glissement; étage
s	Rigide ; raidisseur
ser	De service (état limite)
stb	Stabilisant
sup	Supérieur; haut
t (ou ten)	Traction
t (ou tor)	Torsion
u	Axe principal de forte inertie de section transversale
u	Ultime (résistance en traction)
ult	Ultime (état limite)
V	(Prise en compte du) cisaillement
v	Cisaillement; vertical
v	Axe principal de faible inertie de section transversale
vec	Effet vectoriel (résultante)
w	Ame; soudure; gauchissement
x	Axe longitudinal de l'élément ; allongement
y	Limite d'écoulement plastique
y	Axe de section transversale
z	Axe de section transversale
$\sigma$	Contrainte normale
$\tau$	Contrainte tangente (contrainte de cisaillement)
$\perp$	Perpendiculaire
//	Parallèle

### 1.6.6 Utilisation des indices dans la Partie 1.1 de l'Eurocode 3

- (1) Les résistances et les propriétés des aciers sont des valeurs nominales, traitées comme des valeurs caractéristiques, mais écrites comme indiqué ci-dessous:

$f_y$  = limite d'élasticité [au lieu de  $f_{yk}$ ]

$f_u$  = résistance à la traction [au lieu de  $f_{uk}$ ]

E = module d'élasticité longitudinale [au lieu de  $E_k$ ]

- (2) Les indices sont utilisés de manière systématique dans ces règles, mais certains d'entre eux peuvent être omis dans la pratique lorsque cette omission ne conduit pas à des ambiguïtés.

- (3) Lorsque des symboles à indices multiples sont nécessaires, ils doivent être assemblés dans l'ordre suivant:
- paramètre principal:  
ex. M, N,  $\beta$
  - indice de variante:  
ex. p<sup>ℓ</sup> eff, b, c
  - sens:  
ex. t, v
  - axe:  
ex. y, z
  - emplacement:  
ex. 1, 2, 3
  - nature:  
ex. R, S
  - niveau:  
ex. d, k
  - numérotation:  
ex. 1, 2, 3
- (4) Des points sont utilisés pour séparer les indices par paires de caractères, aux exceptions suivantes près:
- Les indices comportant plus d'un caractère ne sont pas dissociés.
  - Les combinaisons Rd, Sd, etc. ne sont pas dissociées.
- (5) Lorsque la description d'un paramètre exige deux indices de variante, ceux-ci doivent être séparés par une virgule, par exemple:
- M,  $\psi$

### 1.6.7 Conventions pour les axes des éléments

- (1) En général, la conventions pour les axes des éléments structuraux est:
- xx - axe longitudinal de l'élément
  - yy - axe de la section transversale
  - zz - axe de la section transversale.
- (2) Pour les sections transversales d'éléments en acier, la convention est:
- en général :
    - yy - axe parallèle aux semelles
    - zz - axe perpendiculaire aux semelles
  - pour les cornières:
    - yy - axe parallèle à la plus petite aile
    - zz - axe perpendiculaire à la plus petite aile
  - si nécessaire :
    - uu - axe principal de forte inertie (lorsqu'il ne correspond pas avec l'axe yy)
    - vv - axe principal de faible inertie (lorsqu'il ne correspond pas avec l'axe zz)
- (3) Les symboles utilisés pour les dimensions et les axes des sections laminées en acier sont indiqués à la Figure 1.1.
- (4) *Pour les sections laminées en acier, les caractéristiques de la section transversale étaient tabulées jusqu'alors dans des Normes, avec la convention suivante pour les axes:*
- x - axe parallèle aux semelles ou à la plus petite aile*
  - y - axe perpendiculaire aux semelles ou à la plus petite aile*
- (5) En ce qui concerne les indices indiquant les axes pour les moments, la convention est d'utiliser l'axe autour duquel le moment agit.
- (6) *Par exemple, pour un profil en I fléchi dans le plan de l'âme, le moment est noté  $M_y$  car il agit autour de l'axe de section de section parallèle aux semelles.*

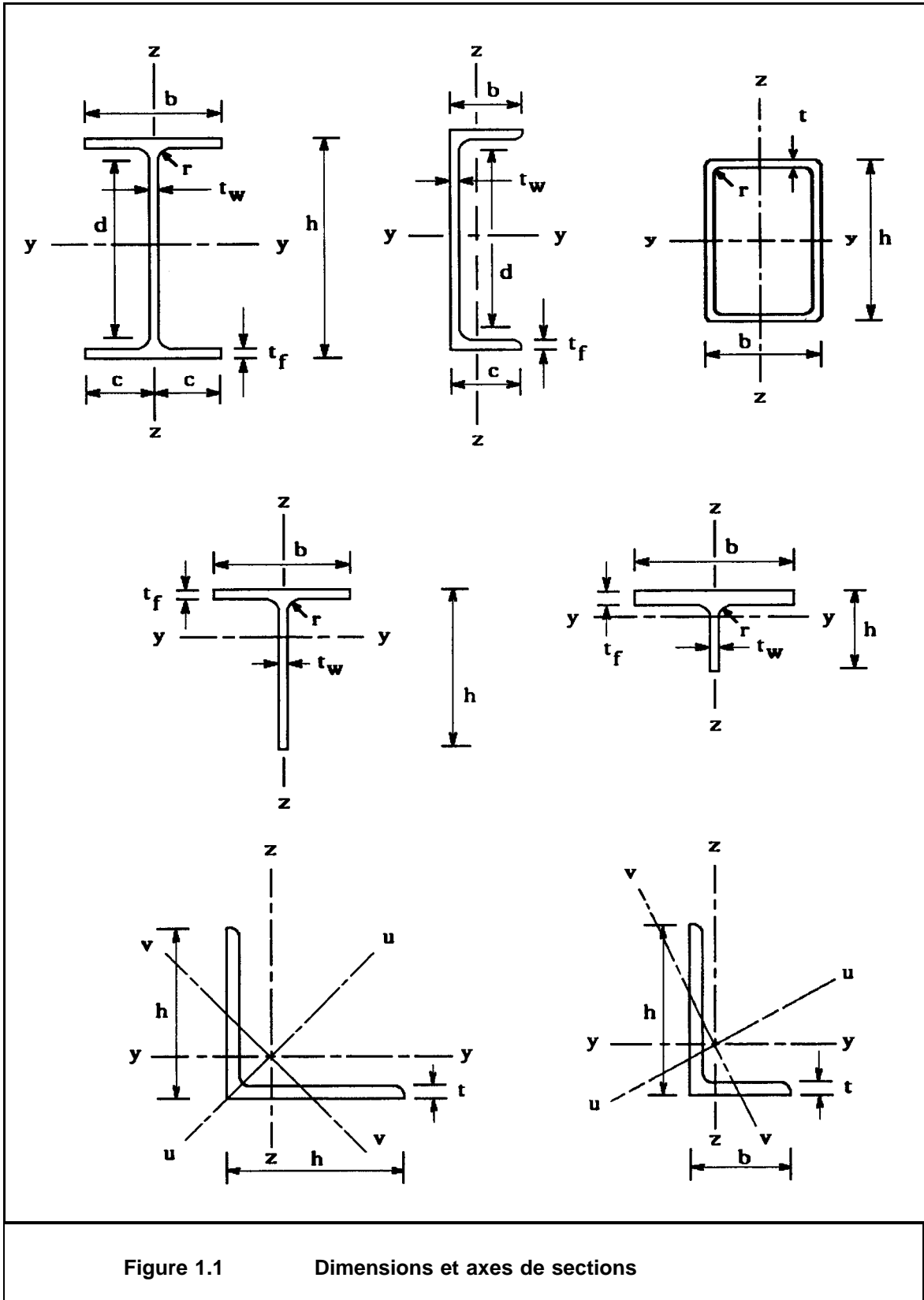


Figure 1.1 Dimensions et axes de sections

## 2 Bases de calcul

<b>C</b>	Pour plus de précisions, on se reportera à l'ENV 1991-1 Eurocode 1 : Bases du Projet.
----------	---

### 2.1 Exigences fondamentales

(1) Une structure doit être calculée et réalisée de telle manière :

- qu'avec une probabilité acceptable, elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son coût, et
- qu'avec des degrés appropriés de fiabilité, elle puisse résister à toutes les actions et autres influences susceptibles de s'exercer aussi bien pendant l'exécution que durant son exploitation et qu'elle ait une durabilité convenable en regard des coûts d'entretien.

<b>(1) C</b>	Les autres influences sont, par exemple, les influences de l'environnement (corrosion). Pour plus de précisions, on se reportera à l'ENV 1991-1 Eurocode 1 : Bases du Projet "Durabilité".
--------------	--

(2) Une structure doit également être conçue et dimensionnée de manière qu'elle ne puisse pas être endommagée par des événements tels que explosions, chocs ou conséquences d'erreurs humaines, dans une mesure disproportionnée par rapport à la cause d'origine.

(3) *Il convient de limiter ou d'éviter l'endommagement potentiel par le choix d'une ou plusieurs des solutions suivantes:*

- *éviter, éliminer ou réduire les dangers potentiels auxquels la structure pourrait être exposée,*
- *choisir un type de structure peu sensible aux dangers potentiels à prendre en considération,*
- *choisir le type et la conception de la structure de manière qu'elle subsiste malgré l'enlèvement accidentel d'un de ses éléments,*
- *liaisonner les éléments de structure entre eux.*

<b>(3) C</b>	Pour plus de précisions, on se reportera à l'ENV 1991-1 Eurocode 1 : Bases du Projet "Intégrité".
--------------	---

(4) Pour satisfaire les exigences énoncées ci-dessus, il convient de choisir convenablement les matériaux, de définir une conception, un dimensionnement et des détails constructifs appropriés, et de spécifier des procédures de contrôle adaptées au projet considéré, au stade de la production, de la construction et de l'exploitation.



## 2.2 Définitions et classifications

### 2.2.1 Etats limites et situations de projet

#### 2.2.1.1 Etats limites

**C** On trouvera des explications plus détaillées sur la méthode des états limites dans la Norme ISO 2394.

(1) Les états limites sont des états au-delà desquels la structure ne satisfait plus aux exigences de performance pour lesquelles elle a été conçue.

Les états limites sont classés en :

- états limites ultimes,
- états limites de service.

(2) Les états limites ultimes sont associés à l'effondrement de la structure, ou à d'autres formes de ruine structurale qui peuvent mettre en danger la sécurité des personnes.

(3) Les états précédant la ruine de la structure qui, pour des raisons de simplification, sont considérés à la place de la ruine proprement dite, sont également classés et traités comme des états limites ultimes.

(3) **C** Par exemple on considère, dans certains cas, que la ruine d'une section correspond à l'atteinte de la limite d'élasticité dans la fibre la plus sollicitée : la résistance de calcul  $R_d$  (voir 2.2.3.2) est alors la "résistance élastique".

(4) *Les états limites ultimes qui peuvent être à considérer comprennent notamment :*

- *la perte d'équilibre de la structure ou de l'une de ses parties, considérée comme un corps rigide,*
- *la ruine par déformation excessive, rupture, ou perte de stabilité de la structure ou d'une de ses parties, y compris les appuis et les fondations.*

(4) **C** Les états limites de fatigue sont atteints dans des conditions particulières et appellent des justifications spécifiques (voir Chapitre 9).

(5) Les états limites de service correspondent aux états au-delà desquels les critères spécifiés d'exploitation ne sont plus satisfaits.

(6) *Les états limites de service qui peuvent être à considérer comprennent notamment :*

- *les déformations ou flèches affectant l'aspect ou l'exploitation efficace de la construction (y compris le fonctionnement des machines ou des services) ou provoquant des dommages aux finitions ou aux éléments non structuraux,*
- *les vibrations incommodant les occupants, endommageant le bâtiment ou son contenu, ou limitant son efficacité fonctionnelle.*

### 2.2.1.2 Situations de projet

- (1) Les situations de projet sont classées en :
- situations durables correspondant aux conditions normales d'exploitation de la construction,
  - situations transitoires, par exemple pendant des travaux de construction ou de réparation,
  - situations accidentelles.

### 2.2.2 Actions

#### 2.2.2.1 Définitions et principale classification<sup>\*)</sup>

- (1) Une action (F) est :
- une force (charge) appliquée à la structure (action directe), ou
  - une déformation imposée (action indirecte); par exemple, effets thermiques ou déplacements d'appui.

- (2) Les actions sont classées:

- (i) en fonction de leur variation dans le temps :

- actions permanentes (G), telles que poids propre des structures et équipements fixes,
- actions variables (Q), telles que charges d'exploitation, action du vent ou de la neige,
- actions accidentelles (A), telles que explosions ou chocs de véhicules.

(2) C	(i) Les actions sismiques sont des actions accidentelles.
-------	---

- (ii) en fonction de leur variation dans l'espace:

- actions fixes, par exemple le poids propre (consulter cependant 2.3.2.3(2) pour les structures très sensibles aux variations du poids propre),
- actions libres, pouvant avoir différentes dispositions géométriques, par exemple charges d'exploitation mobiles, action du vent, de la neige.

- (3) *Des classifications supplémentaires liées à la réponse de la structure sont données dans des clauses spécifiques.*

(3) C	On distingue par exemple l'action statique et l'action dynamique du vent (voir 4.3.3), ainsi que l'action statique et l'action dynamique de matériels vibrants et autres phénomènes vibratoires (voir 4.3.2).
-------	---

<sup>\*)</sup> Des définitions plus complètes des valeurs représentatives sont données dans l'ENV 1991 Eurocode 1

**2.2.2.2 Valeurs caractéristiques des actions**

- (1) Les valeurs caractéristiques  $F_k$  sont fixées:
- dans l'ENV 1991 Eurocode 1 ou dans d'autres codes spécifiques, ou
  - par le client, ou par le concepteur en concertation avec le client, à condition que soient respectées les prescriptions minimales prévues dans les normes de charges spécifiques ou exigées par les autorités compétentes.
- (2) Pour les actions permanentes dont le coefficient de variation est grand, ou lorsque les actions sont susceptibles de varier pendant la durée de vie de la structure (par exemple certaines charges permanentes de superstructures), on distingue deux valeurs caractéristiques, une valeur supérieure ( $G_{k,sup}$ ) et une valeur inférieure ( $G_{k,inf}$ ). Dans les autres cas, une seule valeur caractéristique ( $G_k$ ) est suffisante.

(2) **C** La pression des terres est un exemple d'action permanente présentant un grand coefficient de variation.

- (3) *Le poids propre de la structure peut, dans la plupart des cas, être calculé sur la base des dimensions nominales et des masses volumiques moyennes.*
- (4) Pour les actions variables, la valeur caractéristique ( $Q_k$ ) correspond :
- soit à la valeur supérieure qui présente une probabilité acceptée a priori de ne pas être dépassée, ou à la valeur inférieure qui présente une probabilité acceptée a priori de ne pas être atteinte pendant une certaine durée de référence, compte tenu de la durée de vie envisagée de la construction ou de la durée supposée de la situation de projet,
  - soit à une valeur spécifiée.

(4) **A** Dans l'attente de la publication de l'ENV 1991 Eurocode 1, les valeurs caractéristiques des actions variables courantes à utiliser avec cette norme expérimentale sont indiquées dans le tableau ci-après. Il est à noter que la valeur caractéristique de la charge de vent est prise égale à la valeur du "vent normal" tirée du DTU P 06-002 (NV65) multipliée par 1,2. Pour rester cohérent avec les limitations de déformations horizontales actuellement pratiquées, un ajustement des limites fixées par l'ENV 1993-1-1 Eurocode 3 pour la vérification des Etats Limites de Services est opéré (voir l'invalidation de 4.2.2(4)).

Action variable considérée	Valeur caractéristique de l'action
Charges d'exploitation	valeur tirée de la norme NF P 06-001
Charges de neige	valeur tirée de la norme DTU 06-006 (N84)
Charges de vent	<u>1,2 fois</u> la valeur "normale" tirée de la norme DTU P 06-002 (NV65)
Température	dilatation: $-4.10^{-4}$ à $+3.10^{-4}$ ou écart: $-33^\circ$ à $+25^\circ$ par rapport à la température de montage

- (5) Pour les actions accidentelles, la valeur caractéristique  $A_k$  (quand elle est nécessaire) correspond, en général, à une valeur spécifiée.

### 2.2.2.3 Valeurs représentatives des actions variables\*)

- (1) La principale valeur représentative est la valeur caractéristique  $Q_k$ .
- (2) D'autres valeurs représentatives sont liées à la valeur caractéristique  $Q_k$  au moyen d'un facteur  $\psi_i$ . Ces valeurs sont définies ainsi :
- valeur de combinaison:  $\psi_0 Q_k$  (voir 2.3.2.2)
  - valeur fréquente:  $\psi_1 Q_k$  (voir 2.3.4)
  - valeur quasi-permanente:  $\psi_2 Q_k$  (voir 2.3.4)
- (3) Des valeurs représentatives supplémentaires sont utilisées pour la vérification de la résistance à la fatigue ainsi que pour l'analyse dynamique.

(3) **C** Les actions qui s'exercent sur les structures ont rarement un caractère statique strict. Il est néanmoins possible de les considérer comme telles en majorant leur intensité par un coefficient dit "de majoration dynamique". Cet artifice permet ensuite de développer les calculs de vérification.

Le coefficient de majoration est fixé par les normes définissant les actions auxquelles il s'applique, ou les spécifications particulières recevant l'accord du client et du concepteur ou de l'autorité compétente.

- (4) Les valeurs des facteurs  $\psi_0$ ,  $\psi_1$  et  $\psi_2$  sont fixées :
- dans l'ENV 1991 Eurocode 1 ou dans d'autres normes de charges spécifiques, ou
  - par le client, ou par le concepteur en concertation avec le client, à condition que soient respectées les prescriptions minimales prévues dans les normes de charges spécifiques ou exigées par les autorités compétentes.

(4) **A** Dans l'attente de la publication de l'ENV 1991 Eurocode 1, les valeurs des coefficients  $\psi_i$  à utiliser avec cette norme expérimentale sont indiquées dans le tableau ci-après. Il est à noter que la valeur de  $\psi_0$  pour les charges d'exploitation et les charges de neige tirées des normes françaises correspondantes sont multipliées par un coefficient  $1,3/1,5 = 0,87$  pour compenser le passage de  $\gamma_Q = 1,3$  adoptée dans ces normes pour les actions variables d'accompagnement à  $\gamma_Q = 1,5$  adoptée dans cette norme expérimentale.

Action variable considérée	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Charges d'exploitation	0,87 fois la valeur tirée de la norme NF P 06-001	valeur tirée de la norme NF P 06-001	valeur tirée de la norme NF P 06-001
Charges de neige	0,87 fois la valeur tirée du DTU 06-006 (N 84)	valeur tirée du DTU 06-006 (N 84)	valeur tirée du DTU 06-006 (N 84)
Charges de vent	0,67	0,2	0
Température	0,53	0,5	0

\*) Des définitions plus complètes des valeurs représentatives sont données dans l'ENV 1991 Eurocode 1

#### 2.2.2.4 Valeurs de calcul des actions

- (1) La valeur de calcul  $F_d$  d'une action est exprimée en termes généraux par la formule :

$$F_d = \gamma_F F_k \quad (2.1)$$

où  $\gamma_F$  est le coefficient partiel de sécurité pour l'action considérée, qui prend en compte, par exemple, la possibilité d'un dépassement dans un sens défavorable du niveau d'intensité des actions, une modélisation imprécise des actions, des incertitudes dans l'évaluation des effets des actions ou de l'état limite considéré.

- (2) Des exemples spécifiques de  $\gamma_F$  sont :

$$G_d = \gamma_G G_k$$

$$Q_d = \gamma_Q Q_k \quad \text{ou} \quad \gamma_Q \psi_i Q_k$$

$$A_d = \gamma_A A_k \quad (\text{si } A_d \text{ n'est pas directement spécifié})$$

- (3) Les valeurs de calcul supérieure et inférieure des actions permanentes sont exprimées ci-dessous:

- si une seule valeur caractéristique  $G_k$  est utilisée (voir 2.2.2.2(2)), alors :

$$G_{d,\text{sup}} = \gamma_{G,\text{sup}} G_k$$

$$G_{d,\text{inf}} = \gamma_{G,\text{inf}} G_k$$

- si les deux valeurs caractéristiques supérieure et inférieure des actions permanentes sont utilisées (voir 2.2.2.2(2)), alors:

$$G_{d,\text{sup}} = \gamma_{G,\text{sup}} G_{k,\text{sup}}$$

$$G_{d,\text{inf}} = \gamma_{G,\text{inf}} G_{k,\text{inf}}$$

où  $G_{k,\text{sup}}$  est la valeur caractéristique supérieure de l'action permanente

$G_{k,\text{inf}}$  est la valeur caractéristique inférieure de l'action permanente

et  $\gamma_{G,\text{sup}}$  est la valeur supérieure du coefficient partiel de sécurité de l'action permanente

$\gamma_{G,\text{inf}}$  est la valeur inférieure du coefficient partiel de sécurité de l'action permanente

<b>(3) C</b> Les valeurs des coefficients $\gamma_{G,\text{sup}}$ et $\gamma_{G,\text{inf}}$ sont données au tableau 2.2.
---

### 2.2.2.5 Valeurs de calcul des effets des actions

- (1) Les effets (E) des actions sont les réponses de la structure aux actions (par exemple sollicitations, contraintes et déformations). Les valeurs de calcul ( $E_d$ ) des effets des actions sont déterminées à partir des valeurs de calcul des actions, des données géométriques et des propriétés des matériaux s'il y a lieu:

$$E_d = E(F_d, a_d, \dots) \quad (2.2)$$

où  $a_d$  est défini en 2.2.4.

### 2.2.3 Propriétés des matériaux

#### 2.2.3.1 Valeurs caractéristiques

- (1) Une propriété d'un matériau est représentée par une valeur caractéristique  $X_k$  qui correspond généralement à un quantile dans la distribution statistique supposée pour cette propriété particulière; elle est fixée par des normes spécifiques et contrôlée dans des conditions spécifiées.
- (2) Dans certains cas, une valeur nominale est utilisée comme valeur caractéristique.
- (3) En ce qui concerne les structures en acier, les propriétés des matériaux sont généralement représentées par des valeurs nominales utilisées en tant que valeurs caractéristiques.

(3) **C** Dans le cas de l'acier, les propriétés à prendre en compte sont principalement le module d'élasticité E, le coefficient de dilatation  $\alpha$ , la limite d'élasticité  $f_y$  et la résistance à la traction  $f_u$ .

- (4) Une propriété d'un matériau peut posséder deux valeurs caractéristiques, la valeur supérieure et la valeur inférieure. Dans la plupart des cas, seule la valeur inférieure est à prendre en compte. Toutefois, il convient de considérer des valeurs plus élevées, de la limite d'élasticité par exemple, dans certains cas particuliers où sous-estimer la résistance pourrait conduire à une sécurité réduite.

(4) **C** On trouvera en 6.4.3.2 (2) l'exemple d'un cas où la valeur supérieure de la résistance est à considérer.

#### 2.2.3.2 Valeurs de calcul

- (1) La valeur de calcul  $X_d$  d'une propriété d'un matériau est généralement définie par :

$$X_d = X_k / \gamma_M$$

où  $\gamma_M$  est le coefficient partiel de sécurité qui s'applique à la propriété concernée du matériau.

- (2) En ce qui concerne les structures en acier, la résistance de calcul  $R_d$  est déterminée, en général, directement à partir des valeurs caractéristiques des propriétés du matériau et des données géométriques:

$$R_d = R(X_k, a_k, \dots) / \gamma_M \quad (2.3)$$

où  $\gamma_M$  est le coefficient partiel de sécurité qui s'applique à la résistance.

- (3) La valeur de calcul  $R_d$  peut être déterminée par des essais. Des orientations sont données à ce sujet au Chapitre 8.

#### 2.2.4 Données géométriques

- (1) Les données géométriques sont généralement représentées par leur valeur nominale :

$$a_d = a_{nom} \quad (2.4)$$

- (2) Dans certains cas, les valeurs géométriques de calcul sont définies par:

$$a_d = a_{nom} + \Delta a \quad (2.5)$$

Les valeurs de  $\Delta a$  sont données dans les clauses appropriées.

- (3) *Pour les imperfections à prendre en compte dans l'analyse globale de la structure, voir 5.2.4.*

#### 2.2.5 Dispositions des charges et cas de charge<sup>\*)</sup>

- (1) Une disposition des charges est déterminée en fixant la position, le niveau d'intensité et la direction d'une action libre.
- (2) Un cas de charge est déterminé en fixant les dispositions compatibles des charges et l'ensemble des déformations et des imperfections à considérer pour une vérification donnée.

---

<sup>\*)</sup> Des règles détaillées sur les dispositions des charges et les cas de charge sont données dans l'ENV 1991 Eurocode 1.

## 2.3 Exigences de calcul

### 2.3.1 Généralités

- (1) On doit vérifier qu'aucun des états limites à considérer n'est dépassé.
- (2) Toutes les situations de projet et tous les cas de charge à prévoir pour la construction doivent être considérés.
- (3) Les éventuels écarts par rapport aux directions ou positions supposées des actions doivent être pris en compte.
- (4) Les calculs sont à exécuter en utilisant des modèles appropriés (complétés, au besoin, par des essais), comportant toutes les variables à considérer. Les modèles doivent être assez précis pour permettre de prévoir le comportement de la structure, dans la limite permise par le niveau de fabrication susceptible d'être atteint et la fiabilité des données de base du calcul.

### 2.3.2 Etats limites ultimes

#### 2.3.2.1 Conditions de vérification

- (1) Lorsque l'on considère un état limite d'équilibre statique, ou de grands déplacements ou déformations de la structure, on doit vérifier que

$$E_{d,dst} \leq E_{d,stab} \quad (2.6)$$

où  $E_{d,dst}$  est l'effet de calcul des actions déstabilisantes  
 et  $E_{d,stab}$  est l'effet de calcul des actions stabilisantes

- (2) Lorsque l'on considère un état limite de rupture ou de déformation excessive d'une section transversale, d'un élément ou d'un assemblage, on doit s'assurer, sauf dans le cas d'une vérification à la fatigue, que :

$$S_d \leq R_d \quad (2.7)$$

où  $S_d$  est la valeur de calcul d'une sollicitation (ou du torseur de plusieurs sollicitations)

et  $R_d$  la résistance de calcul correspondante,

chacune prenant en compte les valeurs de calcul respectives de toutes les propriétés de la structure.

- (3) Lorsque l'on considère un état limite de formation d'un mécanisme dans la structure, on doit vérifier que le mécanisme ne se produit pas - à moins que les actions ne dépassent leurs valeurs de calcul -, en prenant en compte les valeurs de calcul respectives de toutes les propriétés de la structure.



- (4) Lorsque les effets du second ordre conduisent à considérer un état limite de stabilité, on doit vérifier que l'instabilité ne survient pas, à moins que les actions ne dépassent leur valeur de calcul, en prenant en compte les valeurs de calcul respectives de toutes les propriétés de la structure. En outre, les sections doivent être vérifiées conformément à l'alinéa (2) ci-dessus.
- (5) Lorsque la fatigue conduit à considérer un état limite de rupture, on doit vérifier que  $D_d \leq 1,0$ ,  $D_d$  étant la valeur de calcul du dommage, voir Chapitre 9.
- (6) Lorsque l'on considère les effets des actions, on doit vérifier que :

$$E_d \leq C_d \tag{2.8}$$

où  $E_d$  est la valeur de calcul pour l'effet particulier des actions pris en considération  
 et  $C_d$  est la capacité de calcul pour cet effet des actions.

**(6) C** Il s'agit par exemple de vérifier que la capacité de rotation d'un assemblage (voir 6.9.5) est suffisante.

**2.3.2.2 Combinaisons d'actions**

- (1) Pour chaque cas de charge, les valeurs de calcul  $E_d$  des effets des actions doivent être déterminées en appliquant les règles de combinaison avec les valeurs de calcul des actions précisées au tableau 2.1.

<b>Tableau 2.1 Valeurs de calcul des actions à utiliser dans les combinaisons d'actions</b>				
Situation de projet	Actions permanentes $G_d$	Actions variables $Q_d$		Actions accidentelles $A_d$
		Action variable de base	Actions variables d'accompagnement	
Durable et transitoire	$\gamma_G G_k$	$\gamma_Q Q_k$	$\psi_0 \gamma_Q Q_k$	-
Accidentelle (sauf spécification différente donnée par ailleurs)	$\gamma_{GA} G_k$	$\psi_1 Q_k$	$\psi_2 Q_k$	$\gamma_A A_k$ (si $A_d$ n'est pas spécifiée directement)

(2) Les valeurs de calcul du tableau 2.1 doivent être combinées conformément aux règles suivantes, données sous forme symbolique<sup>\*)</sup> :

- Situations de projet durables et transitoires pour des vérifications autres que celles concernant la fatigue (combinaisons fondamentales) :

$$\sum_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (2.9)$$

- Situations de projet accidentelles (si des spécifications différentes ne sont pas données par ailleurs) :

$$\sum_j \gamma_{GA,j} G_{k,j} + A_d + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (2.10)$$

où :

$G_{k,j}$  valeurs caractéristiques des actions permanentes

$Q_{k,1}$  valeur caractéristique d'une des actions variables

$Q_{k,i}$  valeurs caractéristiques des autres actions variables

$A_d$  valeur de calcul (valeur spécifiée) de l'action accidentelle

$\gamma_{G,j}$  coefficient partiel de sécurité appliqué à l'action permanente  $G_{k,j}$

$\gamma_{GA,j}$  coefficient partiel de sécurité appliqué à  $G_{k,j}$  dans la cas de situations accidentelles

$\gamma_{Q,i}$  coefficient partiel de sécurité appliqué à l'action variable  $Q_{k,i}$

et  $\psi_0, \psi_1, \psi_2$  sont des coefficients définis en 2.2.2.3.

**(2) C** **Combinaisons fondamentales** : les actions à prendre en compte, ainsi que leurs valeurs représentatives, sont différentes suivant la situation, la combinaison et l'état limite considérés. Les combinaisons possibles étant très nombreuses, seules les plus agressives sont à prendre en compte ; celles qui sont manifestement couvertes par une combinaison plus défavorable n'ont pas à figurer dans les justifications. En particulier, les combinaisons fondamentales comportant les actions permanentes seules n'ont pas à être étudiées dans les nombreux cas où elles sont couvertes par une combinaison comportant une action variable.

Les coefficients  $\gamma_F$  - c'est-à-dire  $\gamma_G$  ou  $\gamma_Q$  - prennent une valeur supérieure  $\gamma_{F,sup}$  ou inférieure  $\gamma_{F,inf}$  suivant que l'action est défavorable ou favorable (voir 2.3.3.1).

(3) Les combinaisons relatives aux situations accidentelles peuvent soit comporter une action explicite accidentelle A, soit se référer à une situation survenant après un évènement accidentel ( $A = 0$ ). A moins d'une spécification différente, on peut utiliser  $\gamma_{GA}$  1,0.

<sup>\*)</sup> Des règles détaillées concernant les combinaisons d'actions sont données dans l'ENV 1991 Eurocode 1

- (4) Des actions indirectes doivent être introduites, le cas échéant, dans les expressions (2.9) et (2.10).

(4) C	Les actions indirectes sont, par exemple, le retrait du béton, les dénivellations ou tassements d'appuis.
-------	---

- (5) Pour les problèmes de fatigue, se reporter au Chapitre 9.

- (6) Des combinaisons simplifiées pour les structures de bâtiment sont données en 2.3.3.1.

### 2.3.2.3 Valeurs de calcul des actions permanentes

- (1) Dans les différentes combinaisons définies ci-dessus, les actions permanentes dont l'effet augmente celui des actions variables (en produisant des effets défavorables) doivent être représentées par leur valeur de calcul supérieure, alors que celles dont l'effet diminue celui des actions variables (en produisant des effets favorables) sont à prendre avec leur valeur de calcul inférieure (voir 2.2.2.4(3)).
- (2) Lorsque les résultats d'une vérification peuvent être très sensibles aux variations du niveau d'intensité d'une même action permanente d'un point à l'autre de la structure, cette action doit être considérée comme composée d'une partie favorable et d'une partie défavorable. Ceci s'applique en particulier, à la vérification de l'équilibre statique (voir 2.3.2.4).
- (3) Quand une action permanente est considérée comme composée d'une partie favorable et d'une partie défavorable, on peut prendre en compte la corrélation entre ces parties en adoptant des valeurs de calcul spécifiques (voir 2.3.3.1(3) pour les structures de bâtiment).

(3) C	Ces valeurs de calcul spécifiques s'appliquent plus particulièrement à la vérification de l'équilibre statique et au calcul des pièces mécaniques d'appuis assurant l'équilibre statique.
-------	---

- (4) *A l'exception des cas mentionnés en (2), il convient de représenter dans toute la structure chaque action permanente, dans sa totalité, par celle des deux valeurs de calcul, supérieure ou inférieure, qui conduit aux effets les plus défavorables pour une vérification donnée.*
- (5) *Pour les poutres continues et les ossatures de bâtiment, la même valeur de calcul du poids propre de la structure (évaluée comme indiqué en 2.2.2.2(3)) peut être appliquée à toutes les travées, à l'exception des cas concernant l'équilibre statique des travées en porte à faux (voir 2.3.2.4).*

### 2.3.2.4 Vérification de l'équilibre statique

- (1) Pour la vérification de l'équilibre statique, les actions déstabilisantes (défavorables) doivent être représentées par leur valeur de calcul supérieure et les actions stabilisantes (favorable) par leur valeur de calcul inférieure (voir 2.3.2.1(1)).
- (2) Pour la prise en compte des effets stabilisants, on ne doit inclure dans la combinaison que les actions dont on peut valablement supposer qu'elles agissent dans la situation considérée.
- (3) *Il convient d'appliquer les actions variables quand elles augmentent les effets déstabilisants, mais de ne pas les appliquer dans les cas où elles augmenteraient les effets stabilisants.*
- (4) *Il convient d'envisager la possibilité que des éléments non structuraux aient pu ne pas avoir été mis en place ou avoir été enlevés.*

- (5) Les valeurs de calcul des actions permanentes sont choisies en examinant si les effets stabilisants ou déstabilisants résultent :
- des parties défavorable et favorable d'une même action permanente, voir (9) ci-dessous, et /ou
  - d'actions permanentes différentes, voir (10) ci-après.
- (6) *Les poids propres d'éléments structuraux ou non structuraux indépendants et constitués de matériaux de construction différents, sont à traiter en tant qu'actions permanentes différentes.*
- (7) *Les poids propre d'une structure homogène est à traiter comme une action permanente unique composée d'une partie favorable et d'une partie défavorable.*
- (8) *Les poids propres de parties essentiellement similaires d'une structure (ou d'éléments non structuraux essentiellement de même nature) peuvent être également traités comme parties favorable et défavorable d'une action permanente unique.*
- (9) Pour les structures de bâtiment, les coefficients partiels de sécurité spéciaux donnés en 2.3.3.1 (3) s'appliquent aux parties défavorable et favorable d'un même action permanente, comme envisagé en 2.3.2.3(2).
- (10) Pour les structures de bâtiment, les coefficients partiels de sécurité normaux, donnés en 2.3.3.1 (1), s'appliquent aux actions permanentes autres que celles visées en (9).
- (11) *Pour des actions permanentes étroitement bornées ou étroitement contrôlées, des rapports plus petits de coefficients partiels de sécurité peuvent être utilisés dans les autres parties de l'ENV 1993 Eurocode 3.*
- (12) Quand l'incertitude sur la valeur d'une dimension géométrique influe de manière significative sur la vérification de l'équilibre statique, cette dimension doit être introduite dans la vérification avec la valeur la plus défavorable qu'elle peut raisonnablement atteindre.

### 2.3.3 Coefficients partiels de sécurité pour les états limites ultimes

#### 2.3.3.1 Coefficients partiels de sécurité pour les actions exercées sur des structures de bâtiment

- (1) Pour les situations de projet durables et transitoires, les coefficients partiels de sécurité données dans le tableau 2.2 doivent être utilisés.

Tableau 2.2 Coefficients partiels de sécurité : actions sur les ossatures de bâtiment pour des situations de projet durables et transitoires			
	Actions permanentes ( $\gamma_G$ )	Actions variables ( $\gamma_Q$ )	
		Action variable de base	Actions variables d'accompagnement
Effet favorable $\gamma_{F,inf}$	1,0 <sup>*)</sup>	-**)	-**)
Effet défavorable $\gamma_{F,sup}$	1,35 <sup>*)</sup>	1,5	1,5

\*) Voir également 2.3.3.1(3)  
 \*\*) Voir l'ENV 1991 Eurocode 1; dans les cas normaux, pour les structures de bâtiment,  $\gamma_{Q,inf} = 0$

- (2) Pour les situations accidentelles auxquelles s'applique l'équation (2.10), les coefficients partiels de sécurité pour les actions variables sont pris égaux à 1,0.
- (3) Lorsque, conformément à 2.3.2.3(2), une action permanente unique est à considérer comme composée d'une partie favorable et d'une partie défavorable, la partie favorable peut, en alternative, être associée à

$$\gamma_{G,inf} = 1,1$$

et la partie défavorable à

$$\gamma_{G,sup} = 1,35$$

à condition que l'application de  $\gamma_{G,inf} = 1,0$  à la fois aux parties favorable et défavorable ne conduise pas à un effet plus défavorable.

- (3) C** Ces valeurs de calcul spécifiques s'appliquent plus particulièrement à la vérification de l'équilibre statique et au calcul des pièces mécaniques d'appuis assurant l'équilibre statique.

- (4) Lorsque les composantes d'un effet vectoriel peuvent varier indépendamment, il convient de multiplier la composante favorable (par exemple la force longitudinale) par le coefficient de réduction

$$\psi_{vec} = 0,8$$

(4) C Voir un exemple d'application en 5.5.3 (2).

- (5) Pour les structures de bâtiment, dans un but de simplification, la combinaison (2.9) peut être remplacée par celle des combinaisons ci-après qui se révèle la plus contraignante :

- avec prise en compte uniquement de l'action variable la plus défavorable :

$$\sum_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} \quad (2.11)$$

- avec prise en compte de toutes les actions variables défavorables :

$$\sum_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + 0,9 \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} Q_{k,i} \quad (2.12)$$

### 2.3.3.2 Coefficients partiels de sécurité pour les résistances

- (1) Les coefficients partiels de sécurité concernant les résistances sont donnés dans les articles spécifiques des Chapitres 5 et 6.
- (2) Lorsque les propriétés de la structure sont déterminées par voie expérimentale, se reporter au Chapitre 8.
- (3) En ce qui concerne la vérification à la fatigue, se reporter au Chapitre 9.

### 2.3.4 Etats limites de service

- (1) On doit vérifier que

$$E_d \leq C_d \quad \text{ou} \quad E_d \leq R_d \quad (2.13)$$

où

$C_d$  est une valeur nominale ou une fonction de certaines propriétés de calcul des matériaux relative à l'effet des actions considéré

$E_d$  est l'effet de calcul des actions, déterminé sur la base d'une des combinaisons définies ci-dessous.

Le type de combinaison requis pour une vérification donnée d'état limite de service est désigné dans la clause correspondante du Chapitre 4 (voir 4.2.1 (4) et 4.3.1 (4)).

(1) C Le symbole  $C_d$  représente par exemple les valeurs limites de flèche données en 4.2.2.

- (2) Les expressions suivantes définissent trois types de combinaisons d'actions pour les états limites de service.

Combinaison rare :

$$\sum_j G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (2.14)$$

Combinaison fréquente :

$$\sum_j G_{k,j} + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (2.15)$$

Combinaison quasi-permanente :

$$\sum_j G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (2.16)$$

La notation est définie en 2.3.2.2(2).

- (3) Lorsque des règles simplifiées adaptées sont données dans certaines clauses relatives aux états limites de service, il n'est pas exigé de calculs détaillés faisant appel à des combinaisons d'actions.
- (4) Lorsque l'on justifie le dimensionnement à l'état limite de service par des calculs détaillés, on peut, dans le cas des structures de bâtiment, utiliser des combinaisons simplifiées.
- (5) *Pour les structures de bâtiment, dans un but de simplification, l'expression (2.14) pour la combinaison rare peut être remplacée par celle des deux combinaisons ci-après qui se révèle la plus contraignante :*

- avec prise en compte uniquement de l'action variable la plus défavorable :

$$\sum_j G_{k,j} + Q_{k,1} \quad (2.17)$$

- avec prise en compte de toutes les actions variables défavorables :

$$\sum_j G_{k,j} + 0,9 \sum_{i \geq 1} Q_{k,i} \quad (2.18)$$

*Ces deux expressions peuvent être également utilisées à la place de l'expression (2.15) pour la combinaison fréquente.*

- (6) Les coefficients  $\gamma_M$  doivent être pris égaux à 1,0 pour tous les états limites de service, sauf spécification différente dans des clauses particulières.

## **2.4 Durabilité**

- (1) Pour assurer une durabilité convenable à une construction, on doit tenir compte des facteurs suivants ainsi que de leur interaction :
- utilisation de la construction
  - performances requises
  - conditions prévisibles d'environnement
  - composition, propriétés et performances des matériaux
  - forme des éléments et dispositions constructives
  - qualité de fabrication et niveau de contrôle
  - mesures particulières de protection
  - maintenance prévue pendant la durée de vie envisagée de la construction.
- (2) Les conditions de l'environnement, à l'intérieur et à l'extérieur de l'ouvrage, doivent être estimées dès le stade du projet, afin d'évaluer leur influence vis-à-vis de la durabilité et de permettre la prise de mesures appropriées pour la protection des matériaux.

## **2.5 Résistance au feu**

- (1) Pour les problèmes de résistance au feu, se référer à l'ENV 1993-1-2 Eurocode 3 : Partie 1.2<sup>\*)</sup>

---

<sup>\*)</sup> En préparation



## APPENDICE

### TABLEAUX SYNOPTIQUES DES VALEURS DES COEFFICIENTS PARTIELS DE SECURITE INTERVENANT DANS CE DOCUMENT

Cet Appendice au Chapitre 2 doit être considéré comme faisant partie intégrante des adaptations nationales avec un statut de Commentaire puisqu'il ne fait que récapituler, dans un souci de synthèse, l'ensemble des valeurs attribuées au plan national aux coefficients encadrés de l'ENV 1993-1-1 (voir le paragraphe 0.4 de la Préface). Les tableaux synoptiques traitent non seulement des coefficients partiels de sécurité en général, que ce soit sur les actions ou les résistances, mais également des coefficients  $\psi_i$  relatifs aux actions variables d'accompagnement.

#### 1. COEFFICIENTS RELATIFS AUX ACTIONS

Tableau 1 - Valeurs des coefficients partiels de sécurité $\gamma_F$					
Référence dans l'EC3	Action concernée	Symbole utilisé	Domaine d'application	Valeurs	
				ENV 1993-1-1	EC3-DAN
2.3.3.1(1)	Action permanente	$\gamma_{G,inf}$	si effet favorable	1,0	1,0
		$\gamma_{G,sup}$	si effet défavorable	1,35	1,35
2.3.3.1(3)	Action permanente (composée de 2 parties)	$\gamma_{G,inf}$	pour la partie favorable	1,1	1,1
		$\gamma_{G,sup}$	pour la partie défavorable	1,35	1,35
2.3.2.2(3)	Action permanente	$\gamma_{GA}$	Situation accidentelle	1,0	1,0
2.3.3.1(1)	Action variable (de base ou accompagn.)	$\gamma_{Q,inf}$	si effet favorable	0	0
		$\gamma_{Q,sup}$	si effet défavorable	1,5	1,5
2.3.3.1(2)	Action variable (de base ou accompagn.)	$\gamma_{QA}$	Situation accidentelle	1,0	1,0
9.3.2(4)	Charge de fatigue	$\gamma_{Ff}$	—	1,0	1,0

Tableau 2 - Valeurs des coefficients $\psi_i$ pour actions variables d'accompagnement					
Référence dans l'EC3	Action variable concernée	Symbole utilisé	Modalités d'application	Valeurs	
				ENV 1993-1-1	EC3-DAN
2.2.2.3(4)	Charge imposée Charge d'exploitation	$\psi_0$	Valeur de combinaison	Référence à ENV 1991-2 Eurocode 1	0,87 x Valeur tirée de NF P 06-001
		$\psi_1$	Valeur fréquente		Valeur tirée de NF P 06-001
		$\psi_2$	Valeur quasi-permanente		Valeur tirée de NF P 06-001
2.2.2.3(4)	Vent	$\psi_0$	Valeur de combinaison	Référence à ENV 1991-2 Eurocode 1	0,67
		$\psi_1$	Valeur fréquente		0,2
		$\psi_2$	Valeur quasi-permanente		0
2.2.2.3(4)	Neige	$\psi_0$	Valeur de combinaison	Référence à ENV 1991-2 Eurocode 1	0,87 x Valeur tirée de DTU 06-006
		$\psi_1$	Valeur fréquente		Valeur tirée de DTU 06-006
		$\psi_2$	Valeur quasi-permanente		Valeur tirée de DTU 06-006
2.2.2.3(4)	Température	$\psi_0$	Valeur de combinaison	ENV 1991-2 Eurocode 1	0,53
		$\psi_1$	Valeur fréquente		0,5
		$\psi_2$	Valeur quasi-permanente		0

## 2. COEFFICIENTS RELATIFS AUX RESISTANCES

Tableau 3 - Valeurs des coefficients partiels de sécurité $\gamma_M$ sur les résistances					
Référence dans l'EC3	Résistance concernée	Symbole utilisé	Domaine d'application	Valeurs	
				ENV 1993-1-1	EC3-DAN
5.1.1(2)	Résistance des sections	$\gamma_{M0}$	- Résistance des sections . de Classe 1, 2 ou 3	1,1	1,0 ou 1,1
		$\gamma_{M1}$	. de Classe 4	1,1	1,1
		$\gamma_{M2}$	- Résistance de section nette au droit des trous de boulons	1,25	1,25
5.1.1(2)	Résistance des éléments	$\gamma_{M1}$	- Résistance aux instabilités	1,1	1,1
6.1.1(2)	Résistance des assemblages	$\gamma_{Mb}$	- Assemblages boulonnés . résistance au cisaillement	1,25	1,25
		$\gamma_{Mr}$	. résistance à la traction	1,25	1,50
		$\gamma_{Mp}$	- Assemblages rivés	1,25	1,25
		$\gamma_{Mw}$	- Résistance des axes d'articulation	1,25	1,25
		$\gamma_{Mw}$	- Assemblages soudés . acier Fe 360 . acier Fe 430 . acier Fe 510	1,25 1,25 1,25	1,25 1,30 1,35
K.1		$\gamma_{Mj}$	- Assemblages tubulaires	$\gamma_{M1}/1,1$	1,0
6.5.8.1(3)	Résistance des boulons HR au glissement	$\gamma_{Ms,ult}$	- aux ELU	1,25	1,10
		$\gamma_{Ms,ult}$	- aux ELU, avec trous surdimensionnés et trous oblongs	1,40	1,25
		$\gamma_{Ms,ser}$	- aux ELS	1,10	1,20
9.3.4(4)	Résistance à la fatigue	$\gamma_{Mf}$	- Eléments "redondants"	1,00 à 1,15	1,00 à 1,15
			- Eléments "non redondants"	1,25 à 1,35	1,25 à 1,35
Y.4.1(3)	Coefficient pour charge d'essai de réception	-	- Poids propre	1,00	1,00
			- Autres charges permanentes	1,15	1,00
			- Charges variables	1,25	1,00

### 3. AUTRES COEFFICIENTS

Tableau 4 - Autres coefficients encadrés					
Références dans l'EC3	Définition du coefficient	Symbole utilisé	Domaine d'application	Valeurs	
				ENV 1993-1-1	EC3-DAN
2.3.3.1(4)	Coefficient de réduction d'effet vectoriel	$\Psi_{vec}$	Déversement sous Flexion + traction non corrélées	0,8	0,8
C.2.5	Coefficient de sécurité relatif à la rupture fragile	$\gamma_C$	conséquence de la ruine: - condition C <sub>1</sub> - condition C <sub>2</sub>	1,0 1,5	1,0 1,5

## 3 Matériaux

### 3.1 Généralités

- (1) Les propriétés de matériaux données dans ce chapitre sont des valeurs nominales à adopter en tant que valeurs caractéristiques dans les calculs.
- (2) D'autres propriétés de matériaux sont données dans les Normes de Référence concernées dont la liste fait l'objet de l'Annexe B (normative).

(2) **C** Les Normes de Référence visées sont les Normes de Référence 1, 2, 3, 4, 5 et 10.

### 3.2 Acier de construction

**C** Les désignations d'acier adoptées dans cet Eurocode sont les désignations conformes aux normes NF EN 10025 et NF EN 10113. La norme NF EN 10027 qui traite spécifiquement de la désignation des aciers adopte une autre désignation symbolique. En attendant l'harmonisation de ces trois normes, on trouvera ci-après la correspondance entre les désignations des différentes nuances.

NF EN 10025	NF EN 10027-1	NF EN 10113	NF EN 10027-1
Fe 360 B	S235JR	Fe E 275 KG N	S275N
C	S235J0	Fe E 275 KT N	S275NL
D1	S235J2G1	Fe E 355 KG N	S355N
D2	S235J2G2	Fe E 355 KT N	S355NL
Fe 430 B	S275JR	Fe E 275 KG TM	S275M
C	S275J0	Fe E 275 KT TM	S275ML
D1	S275J2G1	Fe E 355 KG TM	S355M
D2	S275J2G2	Fe E 355 KT TM	S355ML
Fe 510 B	S355JR		
C	S355J0		
D1	S355J2G1		
D2	S355J2G2		
DD1	S355K2G1		
DD2	S355K2G2		

#### 3.2.1 Objet

- (1) Cette Partie 1.1 de l'ENV 1993 Eurocode 3 couvre la conception et le calcul des structures fabriquées avec des aciers conformes à la Norme de Référence 1, (voir Annexe B (normative)).
- (2) D'autres aciers de construction peuvent également être utilisés si l'on dispose des données nécessaires permettant de justifier dans ce cas l'application des règles de calcul et de fabrication concernées. Les méthodes d'essais et l'exploitation des résultats doivent être conformes aux dispositions des Chapitres 2 et 8 de cette Partie 1.1, alors que les exigences doivent s'aligner sur celles requises dans la Norme de Référence 1.
- (3) Pour les aciers à haute résistance, se référer à l'Annexe D<sup>\*)</sup> (annexe normative).

<sup>\*)</sup> En préparation

### 3.2.2 Propriétés des aciers laminés

#### 3.2.2.1 Valeurs nominales

- (1) Les valeurs nominales de la limite d'élasticité  $f_y$  et de la résistance à la traction  $f_u$  des aciers laminés à chaud sont données au tableau 3.1 pour les nuances d'acier Fe 360, Fe 430 et Fe 510 conformes à la norme EN 10025 et pour les nuances Fe E 275 et Fe E 355 conformes à la norme prEN 10113.
- (2) Les valeurs nominales du tableau 3.1 peuvent être adoptées, dans les calculs, en tant que valeurs caractéristiques.
- (3) On peut utiliser, en alternative, les valeurs nominales spécifiées dans les normes EN 10025 et prEN10113, qui couvrent une plage plus large d'épaisseurs.
- (4) Les mêmes valeurs peuvent être adoptées pour des sections creuses finies à chaud utilisées en construction.

<b>Tableau 3.1 Valeurs nominales de la limite d'élasticité <math>f_y</math> et de la résistance à la traction <math>f_u</math> des aciers de construction conformes aux normes EN 10025 ou prEN 10113</b>				
Nuance d'acier	Epaisseur t en mm <sup>*)</sup>			
	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 100 mm <sup>**)</sup>	
	$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_u$ (N/mm <sup>2</sup> )
EN 10025 :				
Fe 360	235	360	215	340
Fe 430	275	430	255	410
Fe 510	355	510	335	490
prEN 10113 :				
Fe E 275	275	390	255	370
Fe E 355	355	490	335	470

\*) t est l'épaisseur nominale de l'élément  
 \*\*) 63 mm pour les plaques et autres produits plats en acier sous condition TM de la norme prEN 10113-3

I Les alinéas (1) à (4) ci-dessus ainsi que le tableau 3.1 sont invalidés. On se reportera aux Normes de Référence de l'Annexe B en ce qui concerne les valeurs nominales de la limite d'élasticité  $f_y$  et de la résistance à la traction  $f_u$ .

- (5) Pour les aciers à haute résistance, se référer à l'Annexe D<sup>\*)</sup> (annexe normative).

\*) En préparation

### 3.2.2.2 Analyse en plasticité

(1) L'analyse en plasticité (voir 5.2.1.4) peut être utilisée dans l'analyse globale des structures ou de leurs éléments, pourvu que l'acier satisfasse aux conditions supplémentaires suivantes :

- le rapport de la résistance à la traction minimale spécifiée  $f_u$  à la limite d'élasticité minimale spécifiée  $f_y$  respecte la condition:

$$f_u / f_y \geq 1,2$$

- l'allongement à la rupture sur une longueur entre repères de  $5,65 \sqrt{A_0}$  (où  $A_0$ , est l'aire initiale de la section transversale) n'est pas inférieur à 15%,
- le diagramme contrainte-déformation montre que la déformation ultime  $\varepsilon_u$  correspondant à la résistance à la traction  $f_u$  représente au moins 20 fois la déformation élastique  $\varepsilon_y$  correspondant à la limite d'élasticité  $f_y$ .

(2) *On peut considérer que les nuances d'acier du tableau 3.1 satisfont ces conditions.*

(2) **C** Les nuances des aciers des normes EN 10025 et EN 10113 satisfont ces conditions.

### 3.2.2.3 Energie de rupture

(1) Le matériau doit avoir une énergie suffisante de rupture pour éviter la rupture fragile à la plus basse température de service, susceptible de se produire au cours de la durée de vie prévue de la structure.

(1) **A** La plus basse température de service sera prise égale à 0°C pour des éléments de structure à l'abri (c'est-à-dire à l'intérieur de constructions entièrement closes) et à -20°C pour des éléments de structure à l'air libre.

(2) *Dans les cas courants d'éléments soudés ou non soudés d'une ossature de bâtiment soumise à des charges statiques ou de fatigue (mais pas à des charges dynamiques), il n'est pas nécessaire de procéder à une vérification supplémentaire à la rupture fragile si les conditions indiquées au tableau 3.2 sont satisfaites.*

(3) *Pour les aciers à haute résistance, se référer à l'Annexe D (annexe normative).*

(3) **A** *Pour les aciers à haute limite d'élasticité de nuances et qualités relevant des normes de la série EN 10113, on se référera à la méthode de calcul de l'Annexe C.*

(4) *Pour tous les autres cas, il convient de se référer à l'Annexe C (annexe informative).*

**C** Les valeurs des épaisseurs maximales données dans le tableau 3.2 proviennent de l'application de la méthode de calcul décrite à l'Annexe C avec les conditions R1 (vitesse de mise en charge), C2 (conséquences de la rupture).

Nuance et qualité d'acier	Epaisseur maximale (mm) pour la plus basse température de service					
	0° C		- 10° C		- 20° C	
CONDITIONS DE SERVICE	S1	S2	S1	S2	S1	S2
EN 10025 <sup>(1)</sup> :						
Fe 360 B	150	41	108	30	74	22
Fe 360 C	250	110	250	75	187	53
Fe 360 D	250	250	250	212	250	150
Fe 430 B	90	26	63	19	45	14
Fe 430 C	250	63	150	45	123	33
Fe 430 D	250	150	250	127	250	84
Fe 510 B	40	12	29	9	21	6
Fe 510 C	106	29	73	21	52	16
Fe 510 D	250	73	177	52	150	38
Fe 510 DD <sup>(2)</sup>	250	128	250	85	250	59
prEN 10113 <sup>(3)</sup> :						
Fe E 275 KG <sup>(4)</sup>	250	250	250	192	250	150
Fe E 275 KT	250	250	250	250	250	250
Fe E 355 KG <sup>(4)</sup>	250	128	250	85	250	59
Fe E 355 KT	250	250	250	250	250	150
Conditions <sup>(5)</sup> de service	S1: . soit non-soudé . soit en compression			S2: soudé, en traction		
Dans les deux cas ce tableau suppose un taux de chargement R1 et des conséquences de rupture de condition C2, voir Annexe C (informative).						
Notes :						
(1) Pour les sections laminées d'épaisseur supérieure à 100 mm, l'énergie minimale Charpy V spécifiée dans la norme EN 10025 est soumise à approbation. Pour des épaisseurs allant jusqu'à 150 mm, une valeur minimale de 27J est exigée à la température d'essai spécifiée; pour des épaisseurs comprises entre 150 et 250 mm cette valeur est de 23J.						
(2) Pour les nuances Fe 510 DD de la norme EN 10025, l'énergie minimale Charpy V spécifiée est de 40J à -20°C. Les épaisseurs données dans le tableau pour cet acier supposent une valeur équivalente de 27J à -30°C.						
(3) Pour les aciers d'épaisseur supérieure à 150 mm délivrés sous condition N de la norme prEN 10113-2 et pour les aciers délivrés sous condition TM de la norme prEN 10113-3 dont l'épaisseur est supérieure à 150 mm pour les produits longs et 63 mm pour les produits plats, l'énergie minimale Charpy V spécifiée dans les normes de la série prEN 10113 est soumise à approbation. Pour des épaisseurs allant jusqu'à 150 mm, une valeur minimale de 27J est exigée; pour des épaisseurs comprises entre 150 et 250 mm cette valeur est de 23J. Il convient d'adopter une température d'essai de -30°C pour les aciers de qualité KG et de -50°C pour les aciers de qualité KT.						
(4) Pour les aciers de qualité KG de la norme prEN 10113, les valeurs minimales spécifiées de l'énergie Charpy V chutent à 40J à -20°C. Les épaisseurs données dans le tableau pour ces aciers supposent une valeur équivalente de 27J à -30°C.						
(5) L'Annexe C (informative) donne toutes précisions sur ces conditions.						



### 3.2.3 Propriétés des aciers formés à froid

- (1) Les valeurs nominales de la limite d'élasticité et de la résistance à la traction (à adopter comme valeurs caractéristiques dans les calculs) pour les éléments en acier formés à froid sont spécifiées dans l'ENV 1993-1-3 Eurocode 3 : Partie 1.3<sup>\*)</sup>.
- (2) La limite d'élasticité moyenne des profils creux finis à froid doit être déterminée suivant les indications de la figure 5.5.2.

### 3.2.4 Dimensions, masse et tolérances

- (1) Les dimensions et la masse de tous les profils, plaques et profils creux en acier laminé, ainsi que leurs tolérances dimensionnelles et de masse, doivent être conformes aux stipulations de la Norme de Référence 2 (voir Annexe B).

### 3.2.5 Valeurs de calcul de certaines propriétés de matériau

- (1) Pour les aciers couverts par le présent Eurocode, on doit prendre en compte dans les calculs les valeurs de propriétés suivantes:

- module d'élasticité longitudinale	$E = 210\,000 \text{ N/mm}^2$
- module de cisaillement	$G = E / [2(1+\nu)]$
- coefficient de Poisson	$\nu = 0,3$
- coefficient de dilatation	$\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ par } ^\circ\text{C}$
- masse volumique	$\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$

## 3.3 Moyens d'assemblage

### 3.3.1 Généralités

- (1) Les moyens d'assemblage doivent être appropriés aux conditions spécifiées de leur utilisation.
- (2) *Les moyens d'assemblage comprennent notamment les boulons, les éléments d'attache agissant par frottements ainsi que les rivets et les soudures; voir pour chacun la Norme de Référence respective en Annexe B (normative).*

(2) **C** Les Normes de Référence visées sont les Normes de Référence 3 à 10.

### 3.3.2 Boulons, écrous et rondelles

#### 3.3.2.1 Généralités

- (1) Les boulons, écrous et rondelles doivent être conformes à la Norme de Référence 3, voir Annexe B (normative).

<sup>\*)</sup> En préparation

- (2) Les boulons de classes inférieures à 4.6 ou supérieures à 10.9 ne doivent pas être utilisés sauf si des résultats d'essais ont démontré qu'ils peuvent être admis pour une utilisation particulière.
- (3) Les valeurs nominales de la limite d'élasticité  $f_{yb}$  ainsi que de la résistance à la traction  $f_{ub}$  (à adopter comme valeurs caractéristiques pour les calculs) sont données au tableau 3.3.

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
$f_{yb}$ (N/mm <sup>2</sup> )	240	320	300	400	480	640	900
$f_{ub}$ (N/mm <sup>2</sup> )	400	400	500	500	600	800	1000

- (3) **A** La classe 6.6 est ajoutée au tableau 3.3 avec les valeurs suivantes de résistances:

Classe	6.6
$f_{yb}$ (N/mm <sup>2</sup> )	360
$f_{ub}$ (N/mm <sup>2</sup> )	600

- (3) **C** La norme française NF P 22-430 ne s'applique plus.

### 3.3.2.2 Boulons précontraints

- (1) Les boulons à haute résistance peuvent être utilisés comme des boulons précontraints à serrage contrôlé, à condition de se conformer aux stipulations requises dans la Norme de Référence 3.
- (2) D'autres types de boulons à haute résistance peuvent être utilisés comme boulons précontraints à serrage contrôlé, s'il y a accord entre client, concepteur et autorité compétente.

### 3.3.3 Autres types d'éléments d'attache précontraints

**C** Est également couvert par cet article le cas des boulons à haute résistance dont la mise en précontrainte est obtenue par rupture en traction (ou torsion) de l'embout situé en extrémité de la partie filetée.

- (1) D'autres types d'éléments d'attache à haute résistance (tels que les rivetons à haute résistance par exemple) peuvent également être utilisés si le client, le concepteur et l'autorité compétente sont d'accord, à condition que leurs propriétés mécaniques soient similaires aux propriétés requises pour les boulons précontraints et qu'ils soient à même d'être serrés de façon fiable aux précontraintes initiales spécifiées.

### **3.3.4 Rivets**

- (1) Les propriétés matérielles, les dimensions et les tolérances des rivets en acier doivent être conformes aux conditions requises dans la Norme de Référence 5 (voir Annexe B (normative)).

### **3.3.5 Produits d'apport de soudage**

- (1) Tous les produits d'apport de soudage doivent être conformes à la Norme de Référence 4 (voir Annexe B (normative)).
- (2) Les valeurs spécifiées de la limite d'élasticité, de la résistance à la traction, de l'allongement à la rupture et de l'énergie minimale de rupture de l'éprouvette Charpy-V du métal d'apport doivent toutes être égales ou supérieures aux valeurs correspondantes spécifiées pour la nuance d'acier à souder.

## 4 Etats limites de service

### 4.1 Bases

- (1) Dans le domaine des ouvrages métalliques, les états limites de service (voir également 2.2.1.1) correspondent à:
  - des déformations ou flèches affectant l'aspect ou l'exploitation efficace de la construction (y compris le fonctionnement des machines ou des services);
  - des vibrations, oscillations ou déplacements latéraux provoquant l'inconfort des occupants d'une construction ou des dommages à son contenu;
  - des déformations, flèches, vibrations, oscillations ou déplacements latéraux causant des dommages à des finitions ou à des éléments non structuraux.
- (2) Afin d'éviter le dépassement de ces états limites, il est nécessaire de limiter les déformations, les flèches et les vibrations.
- (3) *Sauf accord entre le client, le concepteur et l'autorité compétente sur d'autres valeurs limites, il convient d'appliquer les valeurs limites indiquées dans ce Chapitre.*
- (4) *Lorsqu'une analyse globale en plasticité est utilisée pour la vérification à l'état limite ultime, il convient d'examiner l'éventualité qu'une redistribution plastique des sollicitations puisse aussi se produire à l'état limite de service. Cette redistribution ne saurait être permise que lorsqu'il peut être démontré qu'elle ne se répètera pas. Il y a également lieu de la prendre en compte dans le calcul des déformations.*
- (5) Quand des boulons précontraints sont utilisés dans des assemblages de Catégorie B (voir 6.5.3.1(3)), les exigences formulées en 6.5.8 concernant la résistance au glissement à l'état limite de service doivent être satisfaites.

## 4.2 Flèches

### 4.2.1 Exigences

- (1) Les structures en acier et leurs éléments constitutifs doivent être dimensionnés de manière que les flèches restent dans les limites que le client, le concepteur et l'autorité compétente ont considéré, en commun accord, appropriées à la destination et à l'occupation envisagées de l'ouvrage, ainsi qu'à la nature des matériaux devant être supportés.
- (2) *Des valeurs limites de flèches recommandées sont indiquées en 4.2.2. Dans certains cas, des valeurs plus sévères (ou, exceptionnellement, moins sévères) s'avèreront appropriées à la destination de l'ouvrage, à la nature des matériaux de parois, ou pour assurer le bon fonctionnement des ascenseurs, etc.*
- (3) *Les valeurs données en 4.2.2 sont des valeurs empiriques. Elles sont destinées à être comparées aux résultats des calculs et n'ont pas à être interprétées comme étant des critères de performance.*
- (4) *Il y a lieu de comparer les valeurs calculées à partir des combinaisons rares (voir 2.3.4) à toutes les limites données dans cette Section 4.2.*
- (5) *Il convient de calculer les flèches en tenant compte des effets du second ordre, de la rigidité à la rotation des assemblages semi-rigides, et de l'éventuelle apparition de déformations plastiques à l'état limite de service.*

(5) **A** *Il est admis que ces flèches peuvent être calculées aux états limites de service en tenant compte des imperfections initiales définies en 5.2.4, dans la mesure où cela peut permettre de réduire le nombre d'analyses globales à effectuer.*

### 4.2.2 Valeurs limites

- (1) Les notations des valeurs limites de flèches verticales indiquées ci-après sont représentées sur la figure 4.1 dans le cas de la poutre simplement appuyée, où :

$$\delta_{max} = \delta_1 + \delta_2 - \delta_0 \quad (4.1)$$

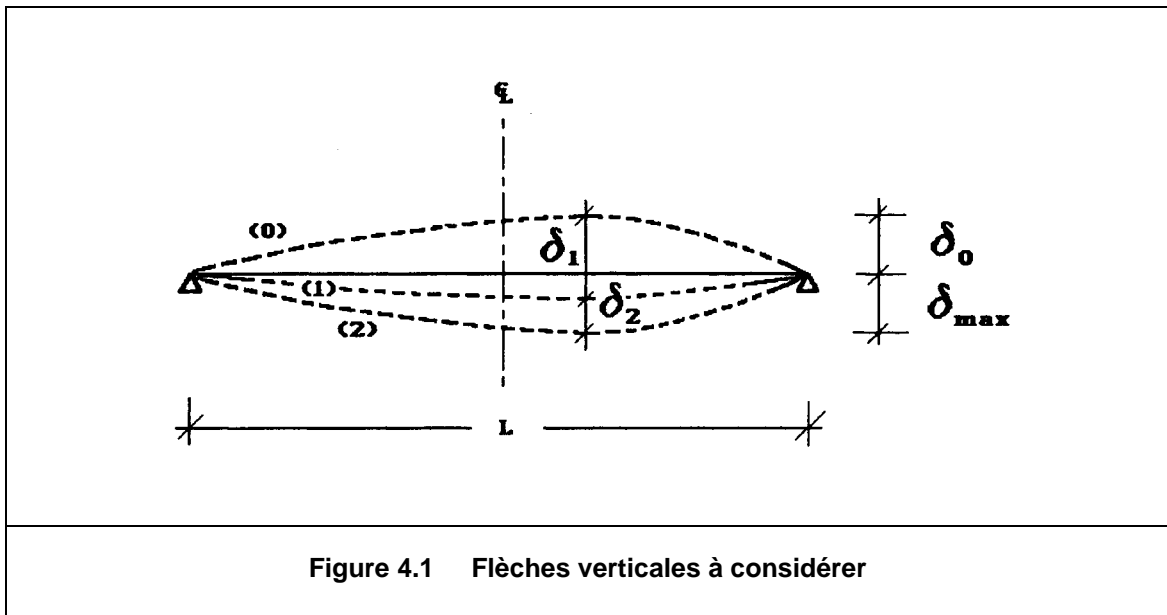
avec  $\delta_{max}$  = flèche dans l'état final, par rapport à la droite reliant les appuis.

$\delta_0$  = précintrage (contre-flèche) de la poutre non chargée, (état 0).

$\delta_1$  = variation de la flèche de la poutre due aux charges permanentes immédiatement après la mise en charge, (état 1).

et  $\delta_2$  = variation de la flèche de la poutre due aux charges variables augmentée de toute déformation dans le temps due aux charges permanentes, (état 2).

- (2) En ce qui concerne les bâtiments, des valeurs limites recommandées de flèches verticales sont données au tableau 4.1, où  $L$  est la portée de la poutre. Pour les poutres en porte à faux, la longueur  $L$  à considérer est égale à deux fois la longueur du porte-à-faux.



<b>Tableau 4.1 Valeurs limites recommandées pour les flèches verticales</b>		
Conditions	Limites (voir figure 4.1)	
	$\delta_{\max}$	$\delta_2$
Toitures en général <sup>C1)</sup>	$L / 200$	$L / 250$
Toitures supportant fréquemment du personnel autre que le personnel d'entretien	$L / 250$	$L / 300$
Planchers en général <sup>C2)</sup>	$L / 250$	$L / 300$
Planchers et toitures supportant des cloisons en plâtre ou en autres matériaux fragiles ou rigides	$L / 250$	$L / 350$
Planchers supportant des poteaux (à moins que la flèche ait été incluse dans l'analyse globale de l'état limite ultime) <sup>C3)</sup>	$L / 400$	$L / 500$
Cas où $\delta_{\max}$ peut nuire à l'aspect du bâtiment	$L / 250$	-

**C1** On entend par toitures en général, les toitures non accessibles aux usagers. Ces toitures supportent, uniquement, le passage des personnes chargées de l'entretien.  
Pour les toitures à faible pente, considérer également le paragraphe 4.2.3.

**C2** Les conditions d'utilisation de certaines machines peuvent nécessiter des flèches admissibles plus faibles que celles fixées par les règles générales ; ces limites sont alors à préciser par accord entre le client et le concepteur ou l'autorité compétente.

**C3** Cette limitation n'est à considérer que si la flèche de ces planchers a une influence sur le comportement de la structure supportée par ces poteaux. Dans le cas contraire, on se reportera aux limitations des deux cas précédents.

- (3) Pour les poutres de chemins de roulement et les monorails, il convient de limiter les flèches verticales et horizontales en fonction de l'utilisation et de la classe de l'équipement.

(3) A Dans l'attente de la parution de la Partie 6 : "Appareils de levage à charge suspendue" de l'ENV 1993 Eurocode 3, on se reportera à l'article 7.3 de la norme NF P22-615 - 2ème tirage.

- (4) En ce qui concerne les bâtiments, les limites recommandées de flèches horizontales en tête de poteaux sont:

- Portiques sans pont roulant	$h/150$
- Autres bâtiments à niveau unique	$h/300$
- Dans un bâtiment à plusieurs niveaux:	
. entre chaque étage	$h/300$
. pour la structure dans son ensemble	$h_o/500$

où  $h$  est la hauteur du poteau ou de l'étage

$h_o$  est la hauteur totale de la structure

- (4) I En conséquence de l'amendement de la clause (4) du paragraphe 2.2.2.2 pour ce qui concerne la valeur caractéristique de la charge de vent, les valeurs limites annoncées ci-dessus sont invalidées et remplacées par les valeurs suivantes:

- Portiques sans pont roulant	$h/125$
- Autres bâtiments à niveau unique	$h/250$
- Dans un bâtiment à plusieurs niveaux:	
. entre chaque étage	$h/250$
. pour la structure dans son ensemble	$h_o/420$

Cependant, dans le cas où les flèches horizontales ne seraient pas principalement engendrées par les charges de vent, les limites ci-dessous sont recommandées:

- Portiques sans pont roulant	$h/150$
- Autres bâtiments à niveau unique	$h/300$
- Dans un bâtiment à plusieurs niveaux:	
. entre chaque étage	$h/300$
. pour la structure dans son ensemble	$h_o/500$

- (4) C Portiques sans pont roulant

Les portiques sans pont roulant sont des portiques de bâtiments, à un niveau, sans exigence particulièrement restrictive en matière de déformation.

Ces portiques peuvent être simples ou à travées multiples.

Autres bâtiments à niveau unique

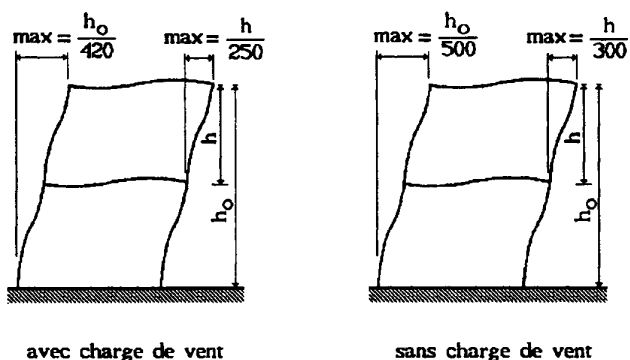
Ce sont des bâtiments ayant des exigences particulières en matière de déformations (ex. : fragilité des parois, aspect, confort, utilisation, etc...).

Les portiques de ces bâtiments peuvent être simples ou à travées multiples.

Dans le cas de parois fragiles, la valeur limite de flèche horizontale peut être supérieure lorsque des dispositions constructives des liaisons des parois à l'ossature le permettent.

.../...

.../...

Bâtiments à plusieurs niveaux

- (4) A Ces limites concernent des bâtiments d'habitation ou recevant du public. Pour les autres bâtiments, ces limites sont fixées par accord entre le client et le concepteur ou l'autorité compétente.

Portiques avec ponts roulants

Dans l'attente de la parution de la Partie 6 : "Appareils de levage à charge suspendue" de l'ENV 1993 Eurocode 3, on appliquera les limitations suivantes de flèches horizontales au niveau de la face supérieure de chaque poutre de roulement:

Groupe d'utilisation des ponts	Flèche horizontale maximale	
	avec vent	sans vent
1-2	$h/180$	-
3-4	$h/180$	-
5-6	$h/180$	$h/360$ mais $\leq 5$ cm

où  $h$  est la hauteur de la face supérieure de la poutre de roulement par rapport au pied du poteau.

En cas d'action de plusieurs ponts roulants, on se reportera, pour la combinaison de ces ponts, au paragraphe 7.1 de la norme NF P22-615 - 2ème tirage.



### 4.2.3 Accumulation d'eau de pluie

- (1) Dans le cas de toitures plates ou de toitures presque plates ayant une pente inférieure à 5 %, on vérifiera que les dispositions du projet permettent d'assurer une évacuation correcte de l'eau de pluie, excluant toute possibilité de formation de flaques. Dans cette vérification, il convient de tenir compte des éventuelles imprécisions de construction et des tassements des fondations, des flèches des éléments de couverture, des flèches des éléments structuraux, ainsi que des effets du précintrage (contre-flèche). Ceci s'applique également aux planchers de parkings ou à d'autres structures ouvertes sur le côté.
- (2) *Le précintrage (contre-flèche) des poutres peut réduire l'éventualité de formation de flaques d'eau de pluie, à condition que les orifices d'évacuation soient placés convenablement.*
- (3) *Lorsque la pente de la toiture est inférieure à 3%, il y a lieu d'effectuer des calculs supplémentaires pour vérifier qu'il n'y a pas risque d'effondrement sous le poids des eaux :*
  - *soit accumulées en flaques éventuellement formées en raison des flèches des éléments structuraux ou des éléments de couverture,*
  - *soit retenues par la neige.*

## 4.3 Effets dynamiques

### 4.3.1 Exigences

- (1) Des mesures appropriées doivent être prises dans le calcul pour tenir compte des effets des charges d'exploitation susceptibles de provoquer des chocs, des vibrations, etc.
- (2) *Les effets dynamiques à prendre en compte à l'état limite de service sont les vibrations provoquées par des machines et les oscillations dues à la résonance harmonique.*
- (3) *Il convient d'avoir des fréquences propres de structures ou de parties de structures suffisamment différentes de celles de la source d'excitation pour éviter la mise en résonance.*
- (4) *Il y a lieu de comparer les valeurs de flèches calculées à partir des combinaisons fréquentes (voir 2.3.4) à toutes les valeurs limites de flèches indiquées dans cette Section 4.3.*

### 4.3.2 Constructions ouvertes au public

- (1) Les vibrations et oscillations des structures dans lesquelles le public peut se déplacer doivent être limitées afin d'éviter un inconfort sensible aux utilisateurs.
- (2) *En ce qui concerne les planchers sur lesquels les gens marchent normalement, tels que planchers dans les bureaux, habitations ..., il convient de ne pas avoir, pour ces planchers, la fréquence propre la plus basse inférieure à 3 cycles/seconde. Cette condition est satisfaite si la flèche totale instantanée  $\delta_1 + \delta_2$  (définie en 4.2.2, mais calculée en utilisant la combinaison fréquente), est inférieure à 28 mm. Ces limites peuvent être moins sévères lorsque de fortes valeurs d'amortissement le justifient.*

- (3) *Dans le cas d'un plancher sur lequel on danse, on saute, ou on se déplace en cadence, tels que les planchers de gymnases ou de salles de danse, il convient de ne pas avoir, pour ce plancher, la fréquence propre la plus basse inférieure à 5 cycles/seconde. Cette condition est satisfaite si la flèche calculée comme indiqué ci-dessus ne dépasse pas 10 mm.*
- (4) *Au besoin, une analyse dynamique peut être effectuée pour montrer que les accélérations et les fréquences susceptibles de se produire ne seront pas de nature à provoquer un gêne sensible aux utilisateurs, ni des dommages aux installations.*

#### **4.3.3 Oscillations entretenues par le vent**

- (1) Les structures particulièrement souples, telles que grands immeubles très élancés ou toitures très étendues, ainsi que les éléments structuraux particulièrement souples, tels que certains tirants, doivent être examinés sous l'effet de l'action dynamique du vent, aussi bien du point de vue des vibrations dans la direction du vent que des vibrations normales à celle-ci.
- (2) *Il y a lieu d'analyser de telles structures du point de vue :*
- *des vibrations provoquées par des rafales,*
  - *des vibrations provoquées par des tourbillons.*
- (3) *Consulter également l'ENV 1991 Eurocode 1<sup>\*)</sup>*

---

\*) En préparation

## 5 Etats limites ultimes

### 5.1 Bases

#### 5.1.1 Généralités

- (1) Les structures en acier ainsi que leurs éléments constitutifs doivent être dimensionnés de manière que les conditions générales du calcul aux états limites ultimes spécifiées au Chapitre 2 soient satisfaites.

(1) **C** Bien qu'elles soient exposées à l'extérieur du Chapitre 5, la vérification de l'équilibre statique de l'ossature (traitée en 2.3.2.4), la résistance des assemblages (traitée au Chapitre 6), et la résistance à la fatigue (traitée au Chapitre 9), font également partie des vérifications aux états limites ultimes.

- (2) Le coefficient partiel de sécurité  $\gamma_M$  doit être pris égal aux valeurs suivantes:

- résistance des sections de Classe 1, 2 ou 3\*)  $\gamma_{M0} = 1,1$

(2) <b>I</b>	$\gamma_{M0} = 1,0$	si les produits en acier utilisés bénéficient de la marque NF Acier
	$\gamma_{M0} = 1,1$	dans les autres cas

- résistance des sections de Classe 4\*)  $\gamma_{M1} = 1,1$

- résistance des éléments aux instabilités  $\gamma_{M1} = 1,1$

- résistance de la section nette au droit des trous boulon  $\gamma_{M2} = 1,25$

- résistance des assemblages voir Chapitre 6

#### 5.1.2 Calcul des ossatures

- (1) Les ossatures doivent être soumises aux vérifications

- de résistance des sections transversales (5.4)
- de résistance des éléments (5.5)
- de résistance des assemblages (Chapitre 6)
- de stabilité globale (5.2.6)
- d'équilibre statique (2.3.2.4)

(1) **C** Ces vérifications doivent être effectuées sous les combinaisons d'actions définies au Chapitre 2 pour la vérification aux états limites ultimes.

\*) Pour la classification des section, voir 5.3

- (2) *Lorsque l'on procède aux vérifications de résistance des sections transversales et des éléments d'une ossature, chaque élément peut être traité isolément de l'ossature, les efforts appliqués à chaque extrémité étant ceux déterminés par l'analyse globale de l'ossature. Il convient de déterminer les conditions de liaison à chaque extrémité en considérant l'élément comme partie de l'ossature, en cohérence avec le type d'analyse (voir 5.2.1 et 5.2.2) et le mode de ruine (voir 5.2.6).*

(2) **C** Les conditions de liaison de l'élément étudié isolément de l'ossature interviennent dans le calcul de certains paramètres, tels que par exemple les longueurs de flambement ou de déversement, nécessaires à la détermination de la résistance de l'élément.

Dans le cadre de cette analyse locale de l'élément, des conditions de liaison fictives peuvent se substituer aux conditions effectives pour rester cohérent avec l'analyse globale effectuée. On se reportera, par exemple, aux paragraphes 5.2.6.2 (2), (7) et (8), ainsi que 5.2.6.3 (5), où la longueur de flambement à utiliser pour la vérification des poteaux dépend des conditions d'analyse globale, et à l'amendement de 5.5.4 (1) fixant les conditions de liaison dans le cadre d'une analyse locale au second ordre des poteaux.

L'analyse globale peut elle-même prendre en compte, de manière implicite, certains traits de comportement de sections ou d'éléments de manière à vérifier automatiquement tout ou partie des critères d'états limites ultimes à considérer (par exemple, l'introduction de l'imperfection géométrique équivalente dans les éléments comprimés dans le cadre d'une analyse plastique au second ordre permet, dans certains cas, une vérification implicite de la résistance au flambement de ces éléments dans le plan de l'ossature sous les charges de calcul).

### **5.1.3 Eléments tendus**

- (1) Les éléments tendus doivent être soumis à la vérification
- de résistance des sections transversales (5.4.3)

### **5.1.4 Eléments comprimés**

- (1) Les éléments comprimés doivent être soumis aux vérifications
- de résistance des sections transversales (5.4.4)
  - de résistance au flambement (5.5.1)

### **5.1.5 Eléments fléchis**

- (1) Les éléments sollicités en flexion doivent être soumis aux vérifications
- de résistance des sections transversales (5.4)
  - de résistance au déversement (5.5.2)
  - de résistance au voilement par cisaillement (5.6)
  - de résistance au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme (5.7.7)
  - de résistance à l'enfoncement de l'âme (5.7.1)

### 5.1.6 Éléments soumis à une combinaison d'effort axial et de moment fléchissant

- (1) Les éléments soumis à un effort axial combiné avec un moment fléchissant doivent être soumis aux vérifications
- de résistance des sections aux effets combinés (5.4.8)
  - de résistance des éléments aux effets combinés (5.5.3 et 5.5.4)
  - des critères de résistance des éléments fléchis (5.1.5)
  - des critères de résistance des éléments tendus (5.1.3)  
ou, selon le cas, des éléments comprimés (5.1.4)

### 5.1.7 Joints et assemblages

- (1) Les joints et les assemblages doivent satisfaire aux conditions spécifiées au Chapitre 6.

### 5.1.8 Fatigue

- (1) Une structure sollicitée par des charges fluctuantes répétées doit être soumise à une vérification de résistance à la fatigue.
- (2) Dans le cas de constructions en acier laminé à chaud ou constituées de profils creux finis à chaud ou à froid, les conditions spécifiées au Chapitre 9 doivent être satisfaites.
- (3) *En ce qui concerne les constructions en acier formé à froid, les règles de calcul données dans l'ENV 1993-1-3 Eurocode 3: Partie 1.3\*) ne couvrent que les structures soumises à des charges statiques prédominantes. Il convient de ne pas utiliser de constructions en acier formé à froid lorsque la fatigue prédomine, à moins que l'on dispose des données adéquates permettant de démontrer que la résistance à la fatigue est suffisante.*
- (4) *En règle générale, une vérification à la fatigue n'est pas requise pour les ossatures de bâtiments, à l'exception*
- des éléments supportant des dispositifs de levage ou des charges roulantes,
  - des éléments supportant des machines vibrantes,
  - des éléments sujets à des oscillations dues au vent,
  - des éléments sujets à des oscillations dues au déplacement de foules.

(4) **A** *En ce qui concerne les vibrations dues au déplacement de foules, sauf cas exceptionnels, les critères du paragraphe 4.3.2 suffisent à se prémunir des risques de fatigue.*

---

\*) En préparation

## 5.2 Calcul des sollicitations

**C** Les méthodes de calcul des sollicitations et les considérations exposées dans ce sous-chapitre concernent principalement des structures à barres (ossatures), planes et chargées dans leur plan. Les ossatures spatiales peuvent généralement être sous-structurées en ossatures planes sous certaines conditions (voir 5.2.3.2). Dans le cas contraire, il y a lieu d'adapter au mieux les principes énoncés ici et de les compléter pour tenir compte de traits de comportement spécifiques aux ossatures spatiales (torsion globale, par exemple).

### 5.2.1 Analyse globale

#### 5.2.1.1 Méthodes d'analyse

- (1) Les sollicitations dans une structure isostatique sont obtenues en utilisant les équations de la statique.
- (2) Dans une structure hyperstatique, les sollicitations peuvent, en général, être déterminées par l'une des méthodes d'analyse suivantes:
  - a) analyse globale élastique (5.2.1.3)
  - b) analyse globale plastique (5.2.1.4)
- (3) L'analyse globale élastique peut être utilisée dans tous les cas.
- (4) L'analyse globale plastique ne peut être utilisée que lorsque les sections transversales des éléments satisfont aux conditions spécifiées en 5.2.7 et 5.3.3 et l'acier à celles spécifiées en 3.2.2.2.
- (5) *Lorsque l'analyse globale est exécutée en appliquant les charges par accroissements successifs, il peut être considéré suffisant, dans le cas de structures de bâtiments, d'adopter une augmentation proportionnelle et simultanée de toutes les charges.*

**(5) C** Cette règle d'application ne concerne que les cas d'analyse non-linéaire (plastique et/ou au second ordre, assemblages à comportement non-linéaire) où la réponse de la structure n'est pas proportionnelle aux charges auxquelles elle est soumise.

#### 5.2.1.2 Effets des déformations de la structure

- (1) Les sollicitations peuvent, en général, être déterminées en utilisant l'une des théories suivantes:
  - a) théorie du premier ordre, se référant à la géométrie initiale de la structure;
  - b) théorie du second ordre, prenant en considération l'influence de la déformation de la structure.

- (2) L'analyse globale peut être fondée sur la théorie du premier ordre dans les cas suivants:
- a) ossatures contreventées (5.2.5.3)
  - b) ossatures rigides (5.2.5.2)
  - c) utilisation de méthodes de calcul prenant indirectement en compte les effets du second ordre (5.2.6).

(2) **C** La prise en compte des effets du second ordre peut, dans certains cas, être imposée dans l'analyse du système de contreventement lui-même, voir 5.2.5.3 (7). De même, une analyse au second ordre doit être utilisée dans le cas d'une ossature contreventée pour laquelle il y a lieu d'introduire explicitement les imperfections de certains éléments fortement comprimés au niveau de l'analyse globale (voir 5.2.4.2 (4)).

- (3) L'analyse globale peut être fondée sur la théorie du second ordre dans tous les cas.

### 5.2.1.3 Analyse globale élastique

- (1) L'analyse globale élastique doit être fondée sur l'hypothèse d'un comportement contrainte-déformation du matériau linéaire, quel que soit le niveau de contrainte.
- (2) Cette hypothèse peut être retenue pour l'analyse élastique au premier comme au second ordre, même dans les éléments où la résistance de la section transversale est basée sur sa résistance plastique; voir 5.3.3.
- (3) A la suite d'une analyse élastique au premier ordre, les moments calculés peuvent être modifiés en redistribuant jusqu'à 15% du moment de pointe calculé dans n'importe quel élément, à condition que:
- (a) les sollicitations dans l'ossature restent en équilibre avec les charges appliquées, et que
  - (b) tous les éléments dans lesquels les moments sont réduits aient des sections transversales de Classe 1 ou de Classe 2 (voir 5.3).

(3) **C** L'avantage de cette méthode est de pouvoir simuler, dans le cadre d'une analyse globale élastique, une analyse plastique avec des sections qui peuvent être de Classe 2, la redistribution limitée des moments de pointe ne nécessitant ainsi qu'une faible capacité de rotation des sections concernées.

On entend par moment élastique de pointe dans un élément les pics du diagramme de moment localisés aux extrémités de cet élément ou au droit de charges concentrées.

(3) **A** La diminution d'un moment élastique de pointe  $M_{pic}$  dans un élément n'est permise que dans la mesure où la section considérée est maintenue au déversement, où cet élément n'est pas sujet au flambement et où la résistance plastique de calcul de la section concernée à la flexion est dépassée. Compte tenu de la limite de 15%, la redistribution ne sera donc possible que si ce moment de pointe est tel que

$$M_{p\ell,Rd} < M_{pic} \leq M_{p\ell,Rd} / 0,85$$

.../...

.../...

L'amplitude de la diminution de moment dans la section considérée est fixée puisqu'il s'agit de ramener le moment de pointe à  $M_{p\ell.Rd}$ . La part de moment  $\Delta M$  qui doit être redistribuée est donc

$$\Delta M = M_{pic} - M_{p\ell.Rd}$$

Deux sections (les deux extrémités, par exemple) dans un même élément peuvent être concernées, ainsi que plusieurs éléments à la fois, la redistribution pouvant éventuellement se faire en plusieurs étapes successives. Dans ces cas, la limite de redistribution de 15% ne sera vérifiées qu'entre les moments de pointe initiaux et ceux obtenus en fin de redistribution.

- (4) Les hypothèses adoptées pour le calcul des assemblages doivent satisfaire aux conditions requises en 5.2.2.

#### 5.2.1.4 Analyse globale plastique

- (1) Une analyse globale plastique peut être conduite en utilisant:

- soit des méthodes d'analyse rigide-plastique
- soit des méthodes d'analyse élastique-plastique.

- (1) **A** Lorsque l'on utilise une analyse globale plastique, la résistance plastique des sections des éléments soumis à un risque d'instabilité (flambement et/ou déversement) peut être introduite avec le coefficient partiel de sécurité  $\gamma_{M1}$  au lieu de  $\gamma_{M0}$ . Ceci permet d'assurer une cohérence entre l'hypothèse de résistance adoptée dans l'analyse globale et celle retenue dans les critères de vérification des éléments.

- (2) Les méthodes suivantes d'analyse élastique-plastique peuvent être utilisées:

- élastique-parfaitement plastique
- élastique-plastique.

- (3) Lorsque l'on procède à une analyse globale plastique, un maintien latéral doit être prévu au droit de tous les emplacements de rotules plastiques pour lesquelles une rotation plastique peut se produire, sous l'un quelconque des cas de charge.

- (3) **A** Sauf justification particulière, ce maintien latéral est à assurer au niveau de la semelle comprimée.

- (3) **C** On se reportera au Commentaire de 5.5.2(7) pour les conditions d'espacement entre points de maintien latéral au voisinage des rotules plastiques.

- (4) *Il y a lieu de réaliser le maintien à une distance de l'emplacement théorique de la rotule plastique n'excédant pas la mi-hauteur de la section transversale de l'élément.*

- (5) *Il convient de ne pas utiliser les méthodes d'analyse rigide-plastique pour une analyse au second ordre, sauf dans les conditions spécifiées en 5.2.6.3.*



- (6) *Dans l'analyse "rigide-plastique", les déformations élastiques des éléments et des fondations sont négligées et les déformations plastiques sont supposées concentrées au droit de rotules plastiques.*
- (7) *Dans l'analyse "élastique-parfaitement plastique", on suppose que la section transversale reste parfaitement élastique jusqu'à ce que le moment de résistance plastique soit atteint et qu'ensuite elle devient parfaitement plastique. Les déformations plastiques sont supposées concentrées au droit de rotules plastiques.*
- (8) *Dans l'analyse "élasto-plastique", la relation bilinéaire contrainte-déformation indiquée à la figure 5.2.1 peut être utilisée pour les nuances d'acier spécifiées au Chapitre 3. On peut adopter, en alternative, une relation plus précise. La section transversale reste parfaitement élastique jusqu'à ce que la contrainte dans les fibres extrêmes atteigne la limite d'élasticité. Lorsque le moment continue d'augmenter, la section se plastifie graduellement au fur et à mesure que la plasticité se répand dans la section transversale et les déformations plastiques s'étendent partiellement le long de l'élément.*
- (9) *Afin d'éviter d'éventuelles difficultés numériques lorsque l'analyse élasto-plastique est faite par ordinateur, on peut utiliser, comme alternative et si nécessaire, la relation contrainte-déformation bi-linéaire présentée à la figure 5.2.2.*
- (10) *Lorsque l'on procède à une analyse élastique-plastique, on peut considérer suffisant, dans le cas de structures de bâtiments, d'appliquer les charges en une série d'accroissements jusqu'à atteindre les charges de calcul, et d'utiliser les sollicitations qui en résultent pour vérifier les résistances des sections transversales et la stabilité des éléments.*
- (11) *Dans le cas de structures de bâtiments, il n'est normalement pas nécessaire de considérer les effets de plastification alternée.*

(11) <b>C</b>	Dans le cas d'ossatures ayant des assemblages semi-rigides, on se reportera à l'amendement attaché à la clause 6.4.2.3.
---------------	---

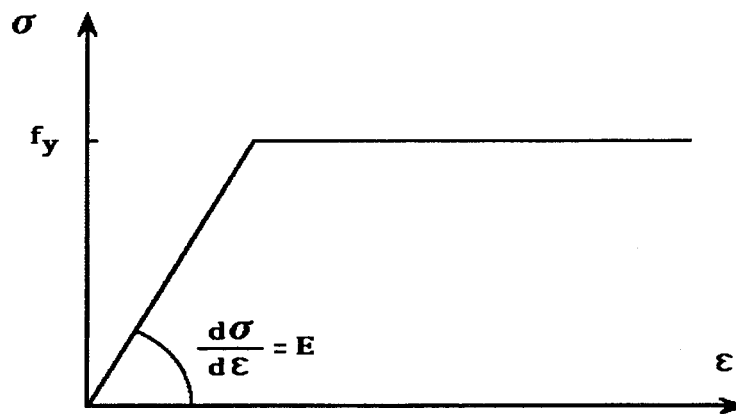


Figure 5.2.1 Relation contrainte-déformation bi-linéaire

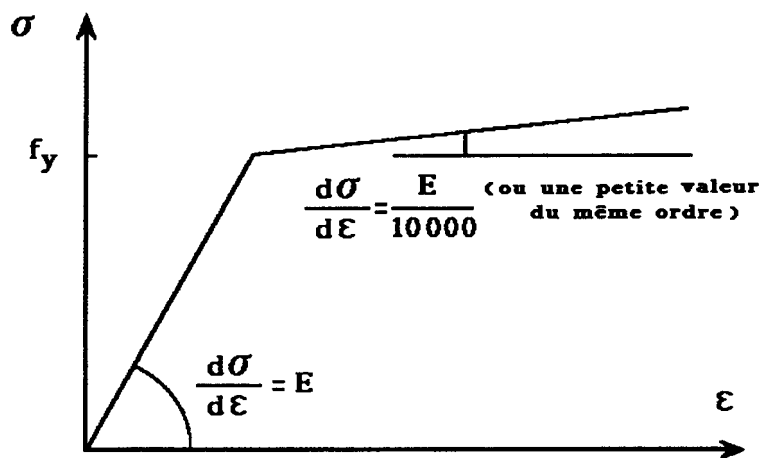


Figure 5.2.2 Autre relation contrainte-déformation bi-linéaire possible (à n'utiliser que pour une analyse élasto-plastique)

## 5.2.2 Hypothèses de calcul

### 5.2.2.1 Bases

- (1) Les hypothèses adoptées dans l'analyse globale de la structure doivent être cohérentes avec le type de comportement prévisible des assemblages.
- (2) Les hypothèses adoptées dans le calcul des éléments doivent être cohérentes avec (ou placer en sécurité eu égard à) la méthode utilisée pour l'analyse globale ainsi qu'avec le type de comportement prévisible des assemblages.

(3) *Le tableau 5.2.1 montre le type d'assemblages requis pour différents types de modélisation de structures, en fonction de la méthode d'analyse globale utilisée.*

(3) *I La typologie de modélisation structurale étant sans objet, les paragraphes 5.2.2.2 à 5.2.2.4 sont invalidés, ainsi que les parties du tableau 5.2.1 qui y sont rattachées. En conséquence, l'alinéa (3) ci-dessus est invalidé et remplacé par:*

*La partie non invalidée du tableau 5.2.1 montre le type d'assemblages requis en fonction de la méthode d'analyse globale utilisée.*

- (4) *Les conditions requises pour les divers types d'assemblages sont données en 6.4.2 et 6.4.3.*
- (5) *Pour la classification des assemblages poutre-poteau en assemblages rigides ou semi-rigides, voir 6.9.6.*
- (6) *Lorsqu'il est nécessaire de calculer la charge critique élastique d'une ossature pour un mode d'instabilité à noeuds déplaçables, il convient de tenir compte de l'influence de tous les assemblages semi-rigides, indépendamment du fait que l'analyse globale de l'ossature soit élastique ou plastique.*
- (7) *Lorsque l'on utilise des assemblages semi-rigides, il y a lieu de retenir la valeur initiale de la rigidité en rotation (voir 6.9.6) pour calculer les charges critiques élastiques ou les longueurs de flambement.*

(7) **C** *Se reporter à l'amendement de 6.9.4(3) pour la définition conventionnelle de la rigidité initiale d'un assemblage semi-rigide à la rotation.*

### 5.2.2.2 Modélisation en structure réticulée

(1) *Dans une structure dite réticulée, on peut supposer que les assemblages entre les éléments ne développent pas de moments. Dans l'analyse globale, les éléments peuvent être supposés effectivement articulés.*

(2) *Les assemblages doivent satisfaire aux conditions requises pour les assemblages articulés, telles que spécifiées soit en 6.4.2.1, soit en 6.4.3.1.*

**I** *La typologie de modélisation structurale étant sans objet, les alinéas (1) et (2) sont invalidés.*

### 5.2.2.3 Modélisation en structure continue

- (1) *L'analyse élastique est fondée sur hypothèse de la parfaite continuité, avec des assemblages rigides respectant les conditions données en 6.4.2.2.*
- (2) *L'analyse rigide-plastique est fondée sur hypothèse de la parfaite continuité, avec des assemblages à résistance complète respectant les conditions requises en 6.4.3.2.*
- (3) *L'analyse élastique-plastique est fondée sur hypothèse de la parfaite continuité, avec des assemblages rigides à résistance complète satisfaisant aux conditions requises en 6.4.2.2 et 6.4.3.2.*

**I** *La typologie de modélisation structurale étant sans objet, les alinéas (1) à (3) sont invalidés.*

### 5.2.2.4 Modélisation en structure semi-continue

- (1) *Dans l'analyse élastique, il convient de baser le comportement des assemblages sur des courbes de calcul moment-rotation ou effort-déplacement correctement évaluées.*
- (2) *L'analyse rigide-plastique est fondée sur les moments de résistance de calcul des assemblages dont on a justifié une capacité de rotation suffisante, voir 6.4.3 et 6.9.5.*
- (3) *Dans l'analyse élastique-plastique, il convient de prendre en compte les courbes de calcul moment-rotation des assemblages, voir 6.9.2.*

**I** *La typologie de modélisation structurale étant sans objet, les alinéas (1) à (3) sont invalidés.*

<b>Tableau 5.2.1 Hypothèses de calcul</b>		
<b>TYPE DE MODELISATION</b>	<b>METHODE D'ANALYSE GLOBALE</b>	<b>TYPES D'ASSEMBLAGES</b>
Réticulée	Noeuds articulés	- Articulés (6.4.2.1) - Articulés (6.4.3.1)
Continue	Elastique	- Rigides (6.4.2.2) - Articulés (6.4.3.1)
	Rigide-plastique	- Résistance complète (6.4.3.2) - Articulés (6.4.3.1)
	Elastique-plastique	- Résistance complète - Rigides (6.4.3.2 et 6.4.2.2) - Articulés (6.4.3.1 et 6.4.2.1)
Semi-continue	Elastique	- Semi-rigides (6.4.2.3) - Rigides (6.4.2.2) - Articulés (6.4.2.1)
	Rigide-plastique	- Résistance partielle (6.4.3.3) - Résistance complète (6.4.3.2) - Articulés (6.4.3.1)
	Elastique-plastique	- Résistance partielle - Semi-rigides (6.4.3.3 et 6.4.2.3) - Résistance partielle - Rigides (6.4.3.3 et 6.4.2.2) - Résistance complète - Semi-rigides (6.4.3.2 et 6.4.2.3) - Résistance complète - Rigides (6.4.3.2 et 6.4.2.2) - Articulés (6.4.3.1 et 6.4.2.1)

### 5.2.3 Systèmes structuraux

#### 5.2.3.1 Structures

(1) L'étendue de l'analyse globale requise dépend du type de structure.

(a) Éléments structuraux simples

Les poutres à travée unique et les éléments isolés tendus ou comprimés sont isostatiques. Les structures triangulées peuvent être isostatiques ou hyperstatiques.

(b) Poutres continues et ossatures rigides

Les poutres continues et les ossatures dans lesquelles les effets du second ordre sont négligeables ou sont éliminés par des mesures adéquates (voir 5.2.5), doivent être analysées pour des dispositions appropriées de charges variables en vue de déterminer les combinaisons de sollicitations les plus défavorables nécessaires à la vérification de la résistance des éléments et des assemblages.

(1) C	(b)	Ces dispositions doivent être examinées dans le cadre de chaque combinaison d'actions (voir 2.2.5)
-------	-----	--

(c) Ossatures souples

Les ossatures souples (voir 5.2.5) doivent être analysées pour les dispositions de charges variables qui sont les plus défavorables eu égard à une ruine suivant un mode à noeuds déplaçables. En outre, elles doivent également être analysées eu égard à une ruine suivant un mode à noeuds fixes comme décrit en (b).

(2) Les imperfections initiales d'aplomb spécifiées en 5.2.4.3 - ainsi que les imperfections des éléments où cela est nécessaire, voir 5.2.4.2(4) - doivent être introduits dans l'analyse globale de toutes les ossatures.

#### 5.2.3.2 Sous-structuration

(1) Pour l'analyse globale, la structure peut être décomposée en un certain nombre de sous-structures, à condition que:

(a) l'interaction structurale entre les sous-structures soit correctement modélisée,

(b) la disposition des sous-structures soit appropriée au système structural utilisé,

(c) les éventuels effets défavorables, dus à l'interaction entre les sous-structures soient pris en compte.

#### 5.2.3.3 Rigidité des appuis

(1) On doit prendre en compte les caractéristiques de déformation des bases ou autres fondations auxquelles les poteaux sont connectés par des assemblages résistant à la rotation. Des valeurs de rigidité appropriées doivent être adoptées dans toutes les méthodes d'analyse globale autres que la méthode rigide-plastique.

- (2) *Lorsqu'un véritable axe d'articulation ou un grain est mis en oeuvre, la rigidité de rotation de l'appui doit être prise égale à zéro.*
- (3) *Optionnellement, on peut aussi adopter des valeurs de rigidité appropriées pour représenter la nature semi-rigide d'appuis de type articulé.*

#### 5.2.3.4 Modélisation en structure réticulée

- (1) *L'Annexe H<sup>\*)</sup> donne des méthodes appropriées de modélisation pour l'analyse d'ossatures réticulées.*

(1) *I La typologie de modélisation structurale étant sans objet, l'alinéa (1) est invalidé.*

#### 5.2.3.5 Modélisation en structure continue

- (1) *L'Annexe H<sup>\*)</sup> présente des méthodes de sous-structuration appropriée pour l'analyse globale d'ossatures rigides.*

(1) *I La typologie de modélisation structurale étant sans objet, l'alinéa (1) est invalidé.*

#### 5.2.3.6 Modélisation en structure semi-continue

- (1) *Une sous-structuration appropriée pour l'analyse globale de structures dites semi-continues peut également être utilisée, voir l'Annexe H<sup>\*)</sup>.*

(1) *I La typologie de modélisation structurale étant sans objet, l'alinéa (1) est invalidé.*

### 5.2.4 Prise en compte des imperfections

#### 5.2.4.1 Bases

- (1) Le calcul doit prendre en compte, par des moyens appropriés, les effets des imperfections de réalisation, incluant les contraintes résiduelles et les imperfections géométriques telles que défaut de verticalité, défaut de rectitude ou d'ajustage, ainsi que les excentricités de moindre importance inévitables dans les assemblages réels.
- (2) On peut utiliser des imperfections géométriques équivalentes adéquates, dont les valeurs permettent de simuler les effets possibles de tous les types d'imperfections.

(2) **C** Ces imperfections géométriques équivalentes ne doivent en aucun cas être considérées comme des tolérances géométriques de fabrication et de montage à part entière. Elles prennent en compte à la fois ces tolérances ainsi que d'autres effets comme ceux des contraintes résiduelles et de l'hétérogénéité du matériau.

- (3) Les effets des imperfections doivent être pris en compte dans les cas suivantes:
- (a) analyse globale,
  - (b) analyse des systèmes de contreventement,
  - (c) calcul des éléments.

<sup>\*)</sup> A préparer dans une étape ultérieure des travaux

### 5.2.4.2 Méthode d'application

- (1) Les imperfections doivent être prises en compte en incluant, dans l'analyse, des quantités additionnelles adéquates représentant les imperfections globale de l'ossature, les imperfections des éléments et les imperfections pour l'analyse des systèmes de contreventement.

**(1) C** On entend par quantités additionnelles, soit des imperfections affectant la géométrie initiale de l'ossature, soit des charges simulant des effets équivalents à ces imperfections.

La nature et l'amplitude des quantités additionnelles peuvent dépendre du type d'analyse globale effectuée (voir par exemple la figure 5.5.1).

- (2) Les effets des imperfections globales de l'ossature données en 5.2.4.3 doivent être inclus dans l'analyse globale de celle-ci. Les sollicitations résultant alors de l'analyse doivent être utilisées pour le calcul des éléments.

**(2) A** Les effets des imperfections globales de l'ossature peuvent être généralement négligés dans les combinaisons d'action où interviennent des charge horizontales significatives telles que celles résultant de l'action du vent.

- (3) Les effets des imperfections données en 5.2.4.4 doivent être inclus dans l'analyse des systèmes de contreventement. Les sollicitations résultant alors de l'analyse doivent être utilisées pour le calcul des éléments.

- (4) Les effets des imperfections des éléments (voir 5.2.4.5) peuvent être négligés dans l'analyse globale, sauf, dans les ossatures souples (voir 5.2.5.2), dans le cas d'éléments comprimés dont les liaisons transmettent des moments et pour lesquels:

$$\bar{\lambda} > 0,5[A f_y / N_{Sd}]^{0,5} \quad (5.1)$$

ou  $N_{Sd}$  = valeur de calcul de l'effort de compression

et  $\bar{\lambda}$  = élancement réduit de l'élément dans le plan (voir 5.5.1.2), calculé sur la base d'une longueur de flambement égale à sa longueur d'épure

**(4) C** La présence simultanée dans un élément d'une compression importante et d'une imperfection initiale en forme d'arc génère aux extrémités de celui-ci des effets qui peuvent modifier de façon sensible le comportement global d'une ossature. On considère que ceci intervient pour tout élément comprimé à plus du quart de son effort axial critique élastique  $N_{cr}$ , calculé pour la barre supposée bi-articulée ( $N_{Sd} > N_{cr}/4$ ). Cette condition est équivalente à la condition (5.1) ci-dessus.

Dans le cadre de l'analyse globale, qui doit alors être au second ordre, les imperfections peuvent être introduites que pour les éléments remplissant la condition (5.1).

Il est de bonne pratique d'effectuer dans un premier temps l'analyse globale sans tenir compte de ces imperfections et de vérifier a posteriori si l'un quelconque des éléments remplit la condition énoncée. Dans les cas, en général peu nombreux, où la réponse est affirmative, l'analyse globale doit alors être reprise pour les combinaisons d'actions concernées.



### 5.2.4.3 Imperfections globales d'ossature

- (1) Les effets des imperfections doivent être pris en compte dans l'analyse de l'ossature au moyen d'une imperfection géométrique équivalente ayant la forme d'un défaut initial d'aplomb  $\phi$  déterminé par la formule:

$$\phi = k_c k_s \phi_0 \quad (5.2)$$

avec

$$\phi_0 = 1/200$$

$$k_c = [0,5 + 1/n_c]^{0,5} \quad \text{avec} \quad k_c \leq 1,0$$

$$\text{et} \quad k_s = [0,2 + 1/n_s]^{0,5} \quad \text{avec} \quad k_s \leq 1,0$$

où  $n_c$  est le nombre de poteaux par plan

et  $n_s$  est le nombre d'étages

(1) **C** Le défaut initial d'aplomb peut varier de 1/630 à 1/200. On se place en sécurité en prenant  $\phi = 1/200$ .

- (2) Les poteaux qui supportent une charge verticale  $N_{Sd}$  inférieure à 50% de la charge verticale moyenne par poteau dans le plan considéré ne doivent pas être inclus dans  $n_c$ .

(2) **C** La charge verticale moyenne est définie comme le quotient de la charge verticale totale appliquée à l'ossature dans le plan considéré, divisée par le nombre total de poteaux dans ce plan (entendre ici colonnes de poteaux).

- (3) Les poteaux qui ne traversent pas tous les étages inclus dans  $n_s$  ne doivent pas être inclus dans  $n_c$ . Les niveaux de plancher ou de toiture non connectés à tous les poteaux inclus dans  $n_c$  ne doivent pas être pris en compte dans la détermination de  $n_s$ .

**Note:** Toute combinaison de  $n_c$  et  $n_s$  satisfaisant à ces conditions peut être utilisée en toute sécurité.

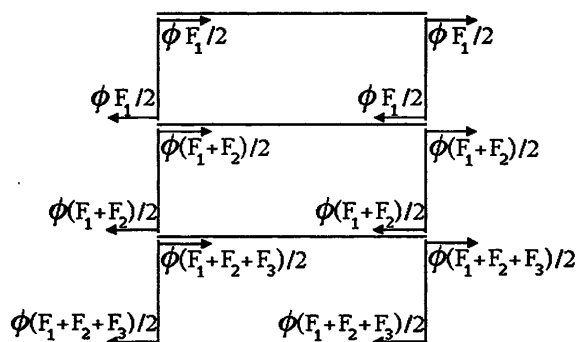
- (4) Ces imperfections initiales d'aplomb s'appliquent dans toutes les directions horizontales, mais elles ne doivent être prises en considération que dans une seule direction à la fois.

- (5) On doit aussi considérer les éventuels effets de torsion que ces imperfections peuvent engendrer dans la structure lorsqu'elles sont introduites de manière anti-symétrique sur deux faces opposées de celle-ci.

- (6) *Pour la commodité du calcul, l'imperfection initiale d'aplomb peut être remplacée par un système équilibré de forces horizontales équivalentes, voir figure 5.2.3.*

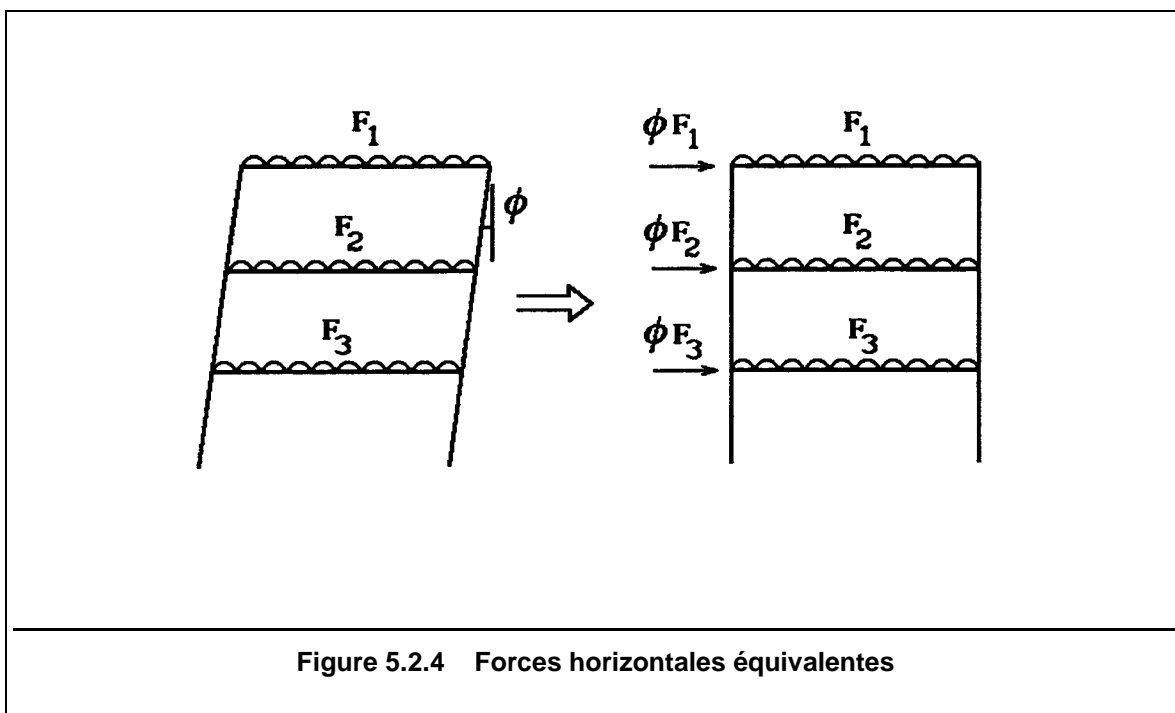
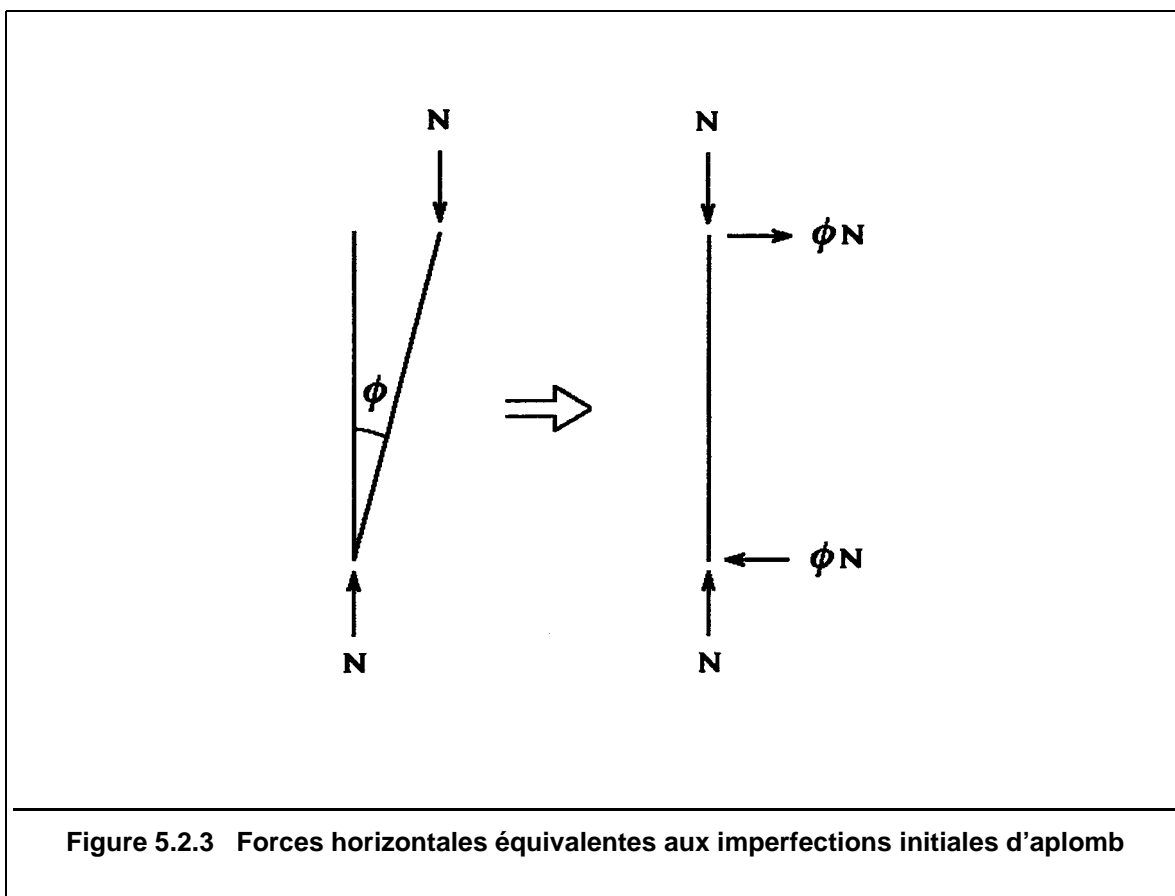
- (7) Dans les ossatures de bâtiment à plusieurs niveaux, il convient d'appliquer ces forces horizontales équivalentes à chaque niveau de plancher et de toiture, ces forces étant proportionnelles aux charges verticales appliquées à la structure au niveau considéré, voir figure 5.2.4.

- (7) C Les forces horizontales équivalentes aux imperfections d'aplomb dans chaque tronçon de poteau, appliquées conformément à la figure 5.2.3, conduisent au système de charges donné dans la figure ci-dessous, système dont est déduit le chargement équivalent du schéma de droite de la figure 5.2.4. Dans ce dernier, la résultante des forces au niveau de chaque poutre a été ramenée sur la colonne de gauche et les forces en pied des poteaux ont été omises. Dans la mesure où, en général, les liaisons aux appuis sont rigides en translation horizontale, les forces qui leur sont appliquées n'ont en effet pas d'influence sur le comportement global de l'ossature; mais il y aurait lieu de les introduire dans l'analyse globale dans le cas contraire.



- (8) Il y a lieu de déterminer les réactions horizontales à chaque appui en partant de l'imperfection initiale d'aplomb et non des forces horizontales équivalentes. En l'absence de charges horizontales réelles, la résultante des réactions horizontales est nulle.

- (8) C Les réactions d'appui déterminées par l'analyse globale de l'ossature soumise au système de forces équivalentes présenté à la figure 5.2.4 doivent être corrigées, à chaque appui, par la force équivalente apparaissant sur la figure donnée dans le commentaire du 5.2.4.3 (7) en pied du poteau de base correspondant, c'est-à-dire égale au produit du faux-aplomb initial global par l'effort axial dans ce poteau. Cette correction n'est, bien sûr, pas nécessaire si les forces équivalentes en pied des poteaux sont introduites au départ dans l'analyse globale.



#### 5.2.4.4 Imperfections pour analyse des systèmes de contreventement

- (1) Les effets des imperfections doivent être pris en compte dans l'analyse des systèmes de contreventement nécessaires pour assurer la stabilité latérale, sur leur longueur, des poutres ou des éléments comprimés. Ces effets doivent être introduits au moyen d'une imperfection géométrique équivalente des éléments à stabiliser, sous la forme d'une imperfection initiale en arc, de flèche:

$$e_o = k_r L/500 \quad (5.3)$$

où  $L$  est la portée du système de contreventement

et  $k_r = [0,2 + 1/n_r]^{0,5}$  mais  $k_r \leq 1,0$

où  $n_r$  est le nombre d'éléments à stabiliser

- (2) *Par commodité, les imperfections initiales en arc des éléments à stabiliser peuvent être remplacées par la force équivalente définie à la figure 5.2.5.*

- (3) *Lorsque le système de contreventement doit stabiliser une poutre fléchie, il convient de déterminer la force  $N$  de la figure 5.2.5 par*

$$N = M / h \quad (5.4)$$

où  $M$  = moment maximal dans la poutre  
 $h$  = hauteur totale de la poutre

- (3) **A** *Pour le calcul du système de contreventement, la force équivalente  $q$  propre à chaque poutre peut n'être, dans ce cas, appliquée que sur la longueur comprimée de la membrure stabilisée et  $N$  prend la valeur maximale de l'effort de compression.*

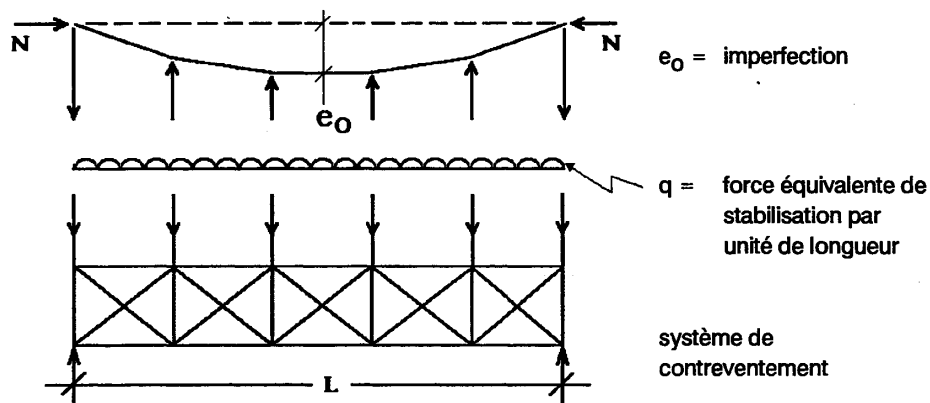
- (4) Lorsque des poutres ou des éléments comprimés possèdent des joints de continuité, on doit aussi vérifier que le système de contreventement est capable de résister à un effort local égal à  $k_r N/100$  qui lui est appliqué par chacune de ces poutres ou chacun de ces éléments comprimés et de transmettre cet effort aux points de maintien adjacents de ces poutres ou éléments comprimés; voir figure 5.2.6.

- (4) **C** Au droit d'un joint de continuité le long d'une poutre ou d'un élément, les dispositions constructives et/ou les conditions d'exécution sont susceptibles de créer une imperfection initiale en forme de brisure. Dans ces conditions, il convient de considérer les effets d'imperfection définis en (4). On peut citer comme exemples les assemblages de continuité des colonnes de poteaux au niveau d'un plancher dans une ossature de bâtiment à étages (imperfections agissant sur la palée de stabilité verticale) ou l'assemblage de continuité de la membrure comprimée d'une poutre-treillis.

- (5) Dans cette vérification, cet effort local s'ajoute à toutes les charges externes agissant sur le système de contreventement, mais les efforts dus à l'imperfection définie en (1) peuvent être omis.

#### **5.2.4.5 Imperfections des éléments**

- (1) En règle générale, on doit prendre en compte les effets des imperfections sur le calcul des éléments en utilisant les formules de flambement appropriées données dans cet Eurocode.
- (2) En alternative, pour un élément comprimé, on peut inclure les imperfections initiales en arc spécifiées en 5.5.1.3 dans une analyse au second ordre de cet élément.
- (3) Lorsqu'il est nécessaire (voir 5.2.4.2) de prendre en compte des imperfections d'éléments dans l'analyse globale, les imperfections spécifiées en 5.5.1.3 doivent être incluses et une analyse globale au second ordre doit être utilisée.



La force  $N$  est supposée constante sur la portée  $L$  du système de contreventement. Pour un effort variable, ceci place légèrement en sécurité.

#### Pour un élément contreventé unique

$$\text{Si } \delta_q \leq L/2500 : \quad q = \frac{N}{50 L}$$

$$\text{Si } \delta_q > L/2500 : \quad q = \frac{N}{60 L} [1 + \alpha]$$

où  $\delta_q =$  flèche du système de contreventement dans son plan due à  $q$  plus toute charge extérieure

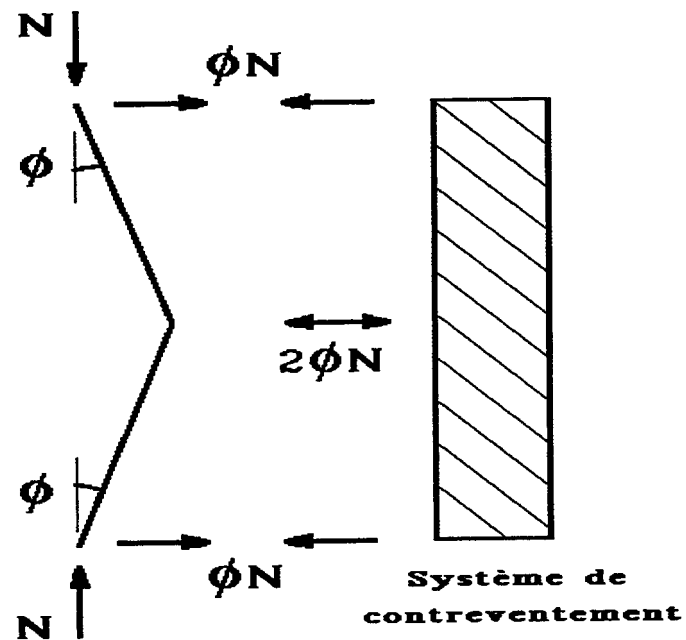
et  $\alpha = 500 \delta_q/L$  mais  $\alpha \geq 0,2$

#### Pour des éléments contreventés multiples

$$\text{Si } \delta_q \leq L/2500 : \quad q = \frac{\sum N}{60 L} [k_r + 0,2]$$

$$\text{Si } \delta_q > L/2500 : \quad q = \frac{\sum N}{60 L} [k_r + \alpha]$$

**Figure 5.2.5 Force équivalente de stabilisation**



$$\phi = k_r \phi_o \quad : \quad \phi_o = 1/200$$

$$2\phi N = k_r N/100$$

**Figure 5.2.6** Forces à considérer au droit d'un joint de continuité dans un élément comprimé

## 5.2.5 Stabilité latérale

### 5.2.5.1 Rigidité latérale

- (1) Toutes les structures doivent posséder une rigidité suffisante en vue de limiter la déformation latérale. Ceci peut être assuré par:
- a) la rigidité à la déformation latérale de systèmes de contreventement qui peuvent être
    - des ossatures triangulées
    - des ossatures à noeuds rigides
    - des voiles, des noyaux et autres éléments de même type
  - b) la rigidité des ossatures elles-mêmes, qui peut faire appel à une ou plusieurs des possibilités suivantes:
    - triangulation
    - rigidité des assemblages
    - poteaux en console

(1) **C** Dans le contexte général de ce sous-chapitre considérant principalement des ossatures planes (voir le commentaire de 5.2), on désigne par déformation latérale une déformation de l'ossature dans son plan, résultant des déplacements horizontaux des noeuds (intersections des poutres et poteaux) dans ce plan.

- (2) Des assemblages semi-rigides peuvent être utilisés, à condition que l'on puisse démontrer qu'ils possèdent une rigidité de rotation fiable et suffisante (voir 6.9.4) pour satisfaire aux conditions requises de stabilité globale suivant un mode à noeuds déplaçables, voir 5.2.6.

### 5.2.5.2 Classification en ossatures souples ou rigides

- (1) Une ossature peut être classée comme ossature rigide si sa réponse aux charges horizontales dans le plan est suffisamment rigide pour que l'on puisse, avec une précision acceptable, négliger les sollicitations additionnelles engendrées par la prise en compte des déplacements horizontaux de ses noeuds.
- (2) Toute autre ossature doit être classée comme ossature souple et les effets des déplacements horizontaux de ses noeuds doivent être pris en compte dans son calcul, voir 5.2.1.2.
- (3) *Une ossature peut être classée comme ossature rigide, pour un cas de charge donné, si le rapport de charges  $V_{Sd}/V_{cr}$  pour ce cas de charge, satisfait au critère:*

$$V_{Sd}/V_{cr} \leq 0,1 \quad (5.5)$$

où  $V_{Sd}$  = valeur de calcul de la charge verticale totale

et  $V_{cr}$  = valeur critique élastique de la charge verticale totale pour l'instabilité suivant le mode à noeuds déplaçables



- (3) **C** La charge  $V_{cr}$  est, en général, calculée sous son aspect de charge de bifurcation d'équilibre, c'est-à-dire sans les charges horizontales et sur la géométrie initiale de la structure (sans imperfections). Conformément à la clause 5.2.2.1(7), on doit retenir, pour le calcul de  $V_{cr}$ , la valeur initiale de la rigidité en rotation des assemblages semi-rigides. La clause 5.2.6.2(6) donne, dans le cas d'ossatures de bâtiments à étages, une méthode approximative permettant de calculer  $V_{Sd}/V_{cr}$  à partir des résultats d'une analyse globale élastique au premier ordre.

Le coefficient d'amplification critique

$$\alpha_{cr} = \frac{V_{cr}}{V_{Sd}}$$

peut également être utilisé pour préjuger de la rigidité d'une structure. La condition d'ossature rigide devient alors:

$$\alpha_{cr} \geq 10$$

- (4) *Les ossatures planes de structures de bâtiments à étages avec, à chaque niveau, des poutres assemblées à chaque poteau (voir figure 5.2.7), peuvent être traitées comme ossatures rigides, pour un cas de charge donné, si le critère qui suit est satisfait. Calculés à l'aide d'une théorie du premier ordre, les déplacements horizontaux intrinsèques à chaque étage, résultant de l'application des charges horizontales et verticales de calcul, ainsi que de l'imperfection initiale d'aplomb (voir 5.2.4.3) appliquée sous forme de forces horizontales équivalentes, doivent satisfaire au critère:*

$$\frac{\delta}{h} \cdot \frac{V}{H} \leq 0,1 \quad (5.6)$$

où  $\delta$  = déplacement horizontal à la partie supérieure de l'étage par rapport à sa partie inférieure

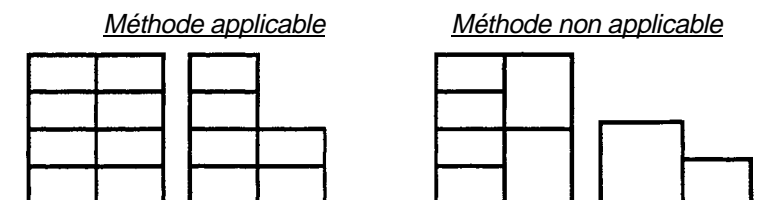
$h$  = hauteur de l'étage

$H$  = réaction horizontale totale à la partie inférieure de l'étage

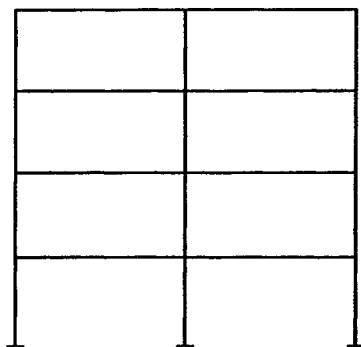
et  $V$  = réaction verticale totale à la partie inférieure de l'étage.

- (4) **A** *Les portiques à un niveau sont considérés comme un cas particulier auquel cette méthode s'applique. Dans le cas de traverses à une ou deux pentes, elle ne sera pas appliquée, sauf justification particulière, si la pente excède 20%.*

*Dans le cas général, pour que cette méthode soit applicable, les poutres ne doivent pas être interrompues à l'intérieur de l'ossature.*



- (5) *Dans le cas d'ossatures souples, il y a également lieu de satisfaire les conditions de stabilité globale données en 5.2.6.*



**Figure 5.2.7** Ossature de bâtiment dont les poutres sont connectées à chaque poteau à chaque étage

### 5.2.5.3 Classification en ossatures contreventées ou non contreventées

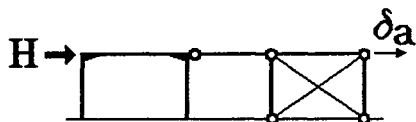
- (1) Une ossature peut être classée comme contreventée si sa rigidité latérale est assurée par un système de contreventement dont la réponse aux charges horizontales dans le plan est suffisamment rigide pour que l'on puisse considérer, avec une précision acceptable, que toutes les charges horizontales sont reprises par ce seul système de contreventement.

(1) **C** Cette classification ne concerne que les ossatures de bâtiments à étages possédant un système de contreventement à chaque niveau, et dont on peut, par sous-structuration, analyser séparément l'ossature stabilisée d'une part et le système de contreventement d'autre part (palée de stabilité, par exemple). De plus, on doit pouvoir considérer, avec une précision suffisante, que les forces horizontales sont appliquées au droit des files de poutres. Dans le cas contraire, il y a lieu de prendre en compte les moments engendrés par ces forces dans l'analyse de l'ossature stabilisée.

- (2) *Une ossature métallique peut être classée comme contreventée, si le système de contreventement réduit ses déplacements horizontaux d'au moins 80%.*

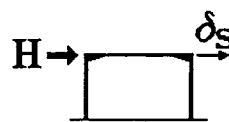
(2) **C** Cette réduction doit être effective sur le déplacement horizontal relatif entre le sommet et la base de chacun des étages.

Dans le cas d'une ossature à un niveau, il est équivalent de dire que, pour que celle-ci soit considérée contreventée, il convient que la rigidité latérale  $R_a$  de l'ossature avec son système de contreventement soit au moins 5 fois supérieure à la rigidité latérale  $R_s$  de l'ossature sans son système de contreventement.



avec système de contreventement

$$R_a = \frac{H}{\delta_a}$$



sans système de contreventement

$$R_s = \frac{H}{\delta_s}$$

$$\delta_a \leq \delta_s/5 \quad \text{ou} \quad R_a \geq 5.R_s$$

(3) Une ossature contreventée peut être traitée comme parfaitement appuyée latéralement.

(3) **C** Il s'agit ici de l'ossature que stabilise le système de contreventement, dans le plan de contreventement considéré. Le système de contreventement lui-même peut, selon le cas, être classé comme souple ou rigide (voir 5.2.5.3 (7)).

(4) Les effets des imperfections initiales d'aplomb (voir 5.2.4.3) dans une ossature contreventée doivent être pris en compte dans le calcul du système de contreventement.

(5) *On peut considérer que les imperfections initiales d'aplomb (ou les forces horizontales équivalentes, voir 5.2.4.3), ainsi que toutes les charges horizontales appliquées à une ossature contreventée, ne sollicitent que le système de contreventement.*

(6) *Il convient de dimensionner le système de contreventement pour résister:*

- *à toutes les charges horizontales appliquées aux ossatures dont il assure le contreventement,*
- *à toutes les charges horizontales ou verticales appliquées directement au système de contreventement lui-même,*
- *aux effets des imperfections initiales d'aplomb (ou aux forces horizontales équivalentes) propres au système de contreventement lui-même et ceux provenant de toutes les ossatures dont il assure le contreventement.*

(7) *Lorsque le système de contreventement est une ossature ou une sous-ossature, il peut lui-même être classé comme ossature souple ou rigide; voir 5.2.5.2.*

(8) *Lorsque le critère donné en 5.2.5.2(3) est appliqué à une ossature ou sous-ossature faisant office de système de contreventement, il convient de prendre également en compte dans le calcul la charge verticale totale agissant sur toutes les ossatures dont elle assure le contreventement.*

(9) *Lorsque le critère donné en 5.2.5.2(4) est appliqué à une ossature ou sous-ossature faisant office de système de contreventement, il y a lieu de prendre également en compte la charge totale horizontale et verticale agissant sur toutes les ossatures dont elle assure le contreventement, ainsi que l'imperfection initiale d'aplomb appliquée sous forme de forces horizontales équivalentes issues du système de contreventement lui-même et de toutes les ossatures qu'il stabilise.*

## 5.2.6 Stabilité globale des ossatures

### 5.2.6.1 Généralités

- (1) La résistance de toute ossature vis à vis d'un mode de ruine à noeuds déplaçables doit être vérifiée. Cependant, cette résistance est considérée acquise s'il est démontré que l'ossature est rigide (voir 5.2.5.2).
- (2) La résistance de toute ossature vis à vis d'un mode de ruine à noeuds fixes doit également être vérifiée, y compris dans le cas d'ossatures classées comme souples.
- (3) *Il convient d'envisager la possibilité de modes de ruine locaux intéressant un seul étage.*
- (4) Dans les ossatures à traverses brisées non-triangulées, la stabilité des traverses dans leur plan doit aussi être vérifiée.

(4) **C** Une perte de stabilité dans le plan des traverses peut survenir lorsqu'un effet de chapeau ou d'arc apparaît.



- (5) L'utilisation de l'analyse rigide-plastique avec emplacement de rotules plastiques dans les poteaux doit être limitée aux cas où l'on peut démontrer que les poteaux sont à même de former des rotules ayant une capacité de rotation suffisante, voir 5.2.7.

### 5.2.6.2 Analyse élastique des ossatures souples

- (1) Quand on utilise une analyse globale élastique, les effets du second ordre suivant le mode de déformation à noeuds déplaçables doivent être inclus, soit directement en utilisant une analyse élastique au second ordre, soit indirectement au moyen de l'une des méthodes alternatives suivantes:
  - (a) analyse élastique au premier ordre, avec amplification des moments dus à la déformation latérale,
  - (b) analyse élastique au premier ordre, avec longueurs de flambement correspondant au mode d'instabilité à noeuds déplaçables.

(1) **C** Le paragraphe 5.2.6.2 (5) définit les moments dus à la déformation latérale.

- (2) *Si l'on effectue une analyse globale élastique au second ordre, on peut utiliser, pour le calcul des éléments, des longueurs de flambement dans le plan déterminées suivant le mode d'instabilité à noeuds fixes.*

(2) **C** Lorsque les effets du second ordre liés au déplacement latéral relatif entre les extrémités (noeuds de l'ossature) des éléments comprimés sont pris en compte dans l'analyse globale, seuls les effets du second ordre dus à la déformée locale entre leurs extrémités sont à introduire dans les vérifications de résistance de ces éléments. Pour des raisons de cohérence visant à ne pas introduire deux fois les mêmes effets, ceci implique alors de considérer, pour ces vérifications, les longueurs de flambement suivant le mode d'instabilité à noeuds fixes (voir Annexe E). Dans ces conditions, adopter la longueur d'épure des éléments comme longueur de flambement est une approximation qui est du côté de la sécurité.

- (3) *Dans la méthode avec amplification des moments dus à la déformation latérale, il convient de majorer ces derniers, calculés par une analyse élastique au premier ordre, dans le rapport:*

$$\frac{1}{1 - V_{Sd} / V_{cr}} \quad (5.7)$$

où  $V_{Sd}$  = valeur de calcul de la charge verticale totale

et  $V_{cr}$  = valeur critique élastique de la charge verticale totale suivant un mode d'instabilité à noeuds déplaçables

- (3) **C** Lorsque l'on utilise la notion de coefficient d'amplification critique  $\alpha_{cr}$  (voir le commentaire de 5.2.5.2 (3)), ce rapport peut s'exprimer par

$$\frac{1}{1 - 1/\alpha_{cr}}$$

- (4) *Il convient de ne pas utiliser la méthode avec amplification des moments dus à la déformation latérale lorsque le rapport de charges  $V_{Sd} / V_{cr}$  est supérieur à 0,25.*

- (4) **C** Lorsque l'on utilise la notion de coefficient d'amplification critique  $\alpha_{cr}$  (voir le commentaire de 5.2.5.2 (3)), cette méthode ne doit pas être appliquée si

$$\alpha_{cr} < 4$$

On se reportera à 5.2.6.2 (6) pour le calcul de  $V_{cr}$  dans le cas de bâtiments à étages et au commentaire de 5.2.5.2(3) dans le cas général.

- (5) *Les moments dus à la déformation latérale sont les moments associés à la translation horizontale du sommet d'un étage par rapport à la base de celui-ci. Ils sont dus au chargement horizontal mais peuvent également provenir du chargement vertical si soit la structure, soit ce chargement, est asymétrique.*

- (5) **C** Dans le cas d'ossatures de bâtiment à étages, on peut, en général, considérer, avec une précision suffisante, que les moments dus à la déformation latérale sont ceux qui résultent aux extrémités des éléments, des forces horizontales (réelles ou équivalentes) appliquées à l'ossature. Il faut remarquer que l'introduction de l'imperfection globale initiale  $\phi$  ou des forces horizontales équivalentes implique qu'une part des moments dus à la déformation latérale provient du chargement vertical.

Dans la mesure où l'on peut supposer que les forces horizontales sont appliquées aux noeuds (intersections poutres-poteaux), il est loisible de prendre en compte les effets du second ordre directement au niveau de l'analyse globale au 1er ordre en appliquant l'amplification du paragraphe (3) à ses forces horizontales (réelles ou équivalentes aux imperfections globales de l'ossature).

Dans les autres cas d'ossatures, ou pour les ossatures de bâtiment où la forte dissymétrie soit de l'ossature elle-même, soit du mode d'application des forces verticales, impliquerait une déformation latérale importante sous la seule action des forces verticales, les moments dus à la déformation latérale sont ceux obtenus dans les éléments de l'ossature à l'issue des opérations suivantes:

- en plus des conditions d'appui naturelles, on bloque les noeuds (intersections des poutres et des poteaux) de l'ossature en translation horizontale et on procède à l'analyse globale pour le cas de charge étudié,
- on relève les réactions horizontales aux noeuds bloqués en translation horizontale,
- on procède à une analyse globale de l'ossature avec ses seules conditions d'appui naturelles et soumise seulement aux opposées des réactions relevées en b).

.../...

.../...

Les moments fléchissants alors obtenus sont les moments dus à la déformation latérale.

Les moments qui résulteraient d'une analyse au second ordre sont donc égaux à la somme

- des moments obtenus en a)
- des moments obtenus en c) amplifiés par le coefficient d'amplification

$$\frac{1}{1 - V_{Sd}/V_{cr}}$$

- (6) *Dans le cas des ossatures de bâtiments à étages visées en 5.2.5.2(4), l'approximation suivante peut être utilisée comme alternative à la détermination directe de  $V_{Sd}/V_{cr}$  :*

$$\frac{V_{Sd}}{V_{cr}} = \frac{\delta}{h} \cdot \frac{V}{H} \quad (5.8)$$

où  $\delta$ ,  $h$ ,  $H$  et  $V$  sont définis en 5.2.5.2(4).

- (6) **C** La formule proposée ici permet de déterminer le rapport  $(V_{Sd}/V_{cr})_e$  pour un quelconque étage  $e$  de l'ossature de bâtiment. La valeur  $V_{Sd}/V_{cr}$  à retenir pour l'ossature est la plus grande des valeurs de chaque étage, c'est-à-dire

$$V_{Sd}/V_{cr} = \max (V_{Sd}/V_{cr})_e$$

En passant à la notion de coefficient d'amplification critique  $(\alpha_{cr})_e = (V_{cr}/V_{Sd})_e$  de chaque étage (voir commentaire du 5.2.5.2(3)), on obtient, pour l'ossature complète,  $\alpha_{cr} = \min (\alpha_{cr})_e$

- (7) *Dans le cas de la méthode avec amplification des moments dus à la déformation latérale, on peut utiliser, dans le calcul des éléments, des longueurs de flambement dans le plan déterminées suivant le mode d'instabilité à noeuds fixes.*

- (7) **C** Se reporter au commentaire de (2)

- (8) *Lorsque l'on utilise une analyse élastique au premier ordre avec, pour le calcul des poteaux, des longueurs de flambement dans le plan déterminées suivant le mode d'instabilité à noeuds déplaçables, il convient de multiplier, dans les poutres et les assemblages poutre - poteau, les moments dus à la déformation latérale par 1,2, à moins qu'une valeur plus petite puisse être justifiée par analyse.*

### 5.2.6.3 Analyse plastique des ossatures souples

- (1) Lorsque l'on utilise l'analyse globale plastique, les effets du second ordre dans le mode de déformation transversale doivent être pris en compte.
- (2) Ceci est généralement réalisé en utilisant une analyse élastique-plastique au second ordre, voir 5.2.1.4.
- (3) Toutefois, en alternative, une analyse rigide-plastique avec prise en compte indirecte des effets du second ordre, comme indiqué en (4), peut être adoptée dans les cas suivants :
- (a) Ossatures à un ou deux niveaux pour lesquelles
    - soit aucune rotule plastique ne se forme dans les poteaux,
    - soit les poteaux satisfont à 5.2.7.
  - (b) Ossatures avec bases de poteaux encastrées, dans lesquelles le mode de ruine à noeuds déplaçables n'implique de rotules plastiques qu'à la base encastrée des poteaux, voir figure 5.2.8, et pour lesquelles le dimensionnement est fondé sur un mécanisme rendu incomplet dans lequel les tronçons inférieurs de poteaux sont dimensionnés pour rester élastiques sous le moment plastique intervenant dans le mécanisme.
- (4) Dans les cas donnés en (3),  $V_{Sd} / V_{cr}$  ne doit pas dépasser 0,20 et il y a lieu d'amplifier toutes les sollicitations par le rapport donné en 5.2.6.2(3).

**I** La fiabilité de la méthode rigide-plastique appliquée aux ossatures souples n'étant pas démontrée dans le cas général, les alinéas (3) et (4) ainsi que la figure 5.2.8 sont invalidés.

- (5) Pour le calcul des éléments, il convient d'utiliser des longueurs de flambement dans le plan déterminées suivant le mode d'instabilité à noeuds fixes. Il y a lieu de prendre en compte l'influence des rotules plastiques dans la détermination de ces longueurs de flambement.

(5) **C** Se reporter au commentaire de 5.2.6.2(2)

L'Annexe E, en E.2(6), fournit des indications pour prendre en compte l'influence des rotules plastiques dans les poutres sur le calcul des longueurs de flambement des poteaux. Ces rotules plastiques sont à considérer comme des articulations qui modifient la rigidité des poutres dans lesquelles elles apparaissent.

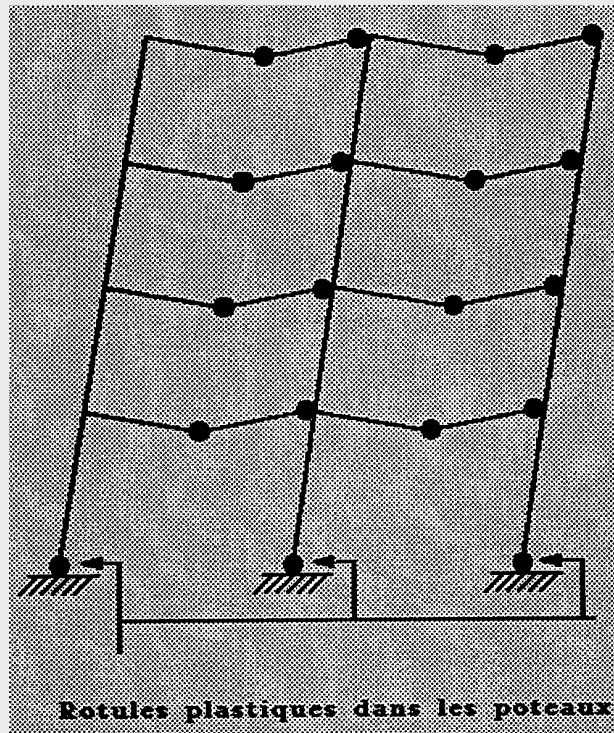


Figure 5.2.8 Mécanisme de déformation transversale ne comportant de rotules plastiques dans les poteaux qu'à la base de ceux-ci



### 5.2.7 Conditions sur les poteaux pour une analyse plastique

- (1) Dans les ossatures, il faut s'assurer que lorsque des rotules plastiques se forment dans des éléments également comprimés, la capacité de rotation y est suffisante

(1) A Seules des rotules plastiques se produisant aux extrémités peuvent être acceptées dans les éléments comprimés pour lesquels il y a risque de flambement. Dans ce cas, outre l'exigence d'avoir une capacité de rotation suffisante, ces rotules plastiques doivent correspondre à une plastification confinée sur une longueur réduite de l'élément (notion de rotule plastique "franche"). En effet, lorsque le moment fléchissant au voisinage d'une rotule plastique a une variation faible, la longueur d'élément dont les sections sont au moins partiellement plastifiée peut être importante, mettant ainsi en défaut une étude de stabilité de cet élément basée sur la notion de rotule plastique. Ainsi, dans le cadre de poteaux d'ossatures de bâtiment, et pour limiter l'extension de la plastification au voisinage d'une rotule plastique, on devra vérifier que, sauf justification particulière, la résistance élastique de la section située à une distance  $L/10$  de la rotule plastique n'est pas dépassée,  $L$  étant la longueur d'épure du poteau.

- (2) *Ce critère est supposé satisfait si l'on utilise une analyse globale élastique-plastique, à condition que les sections transversales satisfassent aux exigences requises en 5.3.3.*

- (3) *Lorsque des rotules plastiques se forment dans les poteaux d'ossatures calculées en utilisant une analyse rigide-plastique au premier ordre, il convient que les poteaux satisfassent au critère suivant:*

- *dans les ossatures contreventées:*

$$\bar{\lambda} \leq 0,40[A f_y / N_{Sd}]^{0,5} \quad (5.9)$$

- *dans les ossatures non-contreventées:*

$$\bar{\lambda} \leq 0,32[A f_y / N_{Sd}]^{0,5} \quad (5.10)$$

où  $\bar{\lambda}$  = élancement réduit dans le plan (voir 5.5.1.2), calculé sur la base d'une longueur de flambement égale à la longueur d'épure

- (4) *Dans les ossatures calculées en utilisant une analyse globale rigide-plastique au premier ordre, il convient également de vérifier la résistance au flambement en plan des poteaux dans lesquels se forment des rotules plastiques, en adoptant, comme longueurs de flambement, leurs longueurs d'épure.*

- (5) *A l'exception de la méthode présentée en 5.2.6.3 (3)(b), il convient de ne pas utiliser une analyse globale rigide-plastique au premier ordre pour les ossatures non-contreventées ayant plus de deux niveaux.*

(5) A *La clause 5.2.6.3(3)b ayant été invalidée, la référence à celle-ci n'a pas lieu d'être.*

### 5.3 Classification des sections transversales

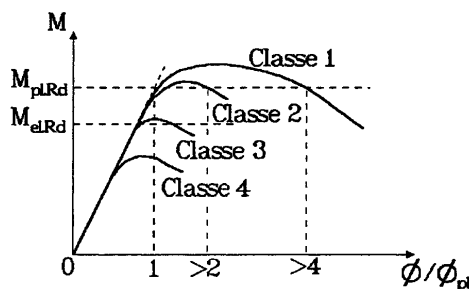
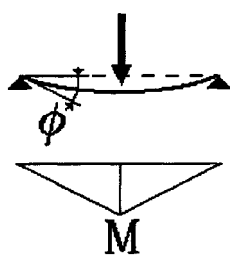
#### 5.3.1 Bases

- (1) Lorsque l'on utilise une analyse globale plastique, les éléments doivent être capables de former des rotules plastiques ayant une capacité de rotation suffisante pour permettre la nécessaire redistribution des moments fléchissants.
- (2) Lorsque l'on utilise une analyse globale élastique, les éléments peuvent avoir des sections transversales de n'importe quelle classe, à condition que le calcul de ces éléments prenne en compte la limitation éventuelle de la résistance de la section par le voilement local.

#### 5.3.2 Classification

- (1) Quatre classes de sections transversales sont définies:
  - Classe 1 - Sections transversales pouvant former une rotule plastique avec la capacité de rotation requise pour une analyse plastique.
  - Classe 2 - Sections transversales pouvant développer leur moment de résistance plastique, mais avec une capacité de rotation limitée.
  - Classe 3 - Sections transversales dont la contrainte calculée dans la fibre extrême comprimée de l'élément en acier peut atteindre la limite d'élasticité, mais dont le voilement local est susceptible d'empêcher le développement du moment de résistance plastique.
  - Classe 4 - Sections transversales dont la résistance au moment fléchissant ou à la compression doit être déterminée avec prise en compte explicite des effets dévoilement local.

(1) C Des lois types de comportement moment-rotation correspondant à chaque classe de section sont présentées ci-dessous, mettant en évidence la résistance et la capacité de rotation qui peuvent être atteintes avant apparition du phénomène de voilement local (correspondant à l'affaissement de la loi de comportement), tout risque de déversement étant empêché.



- (2) Les réductions de résistance dues aux effets de voilement local des sections transversales de Classe 4 peuvent être prises en compte à l'aide de la méthode des largeurs efficaces, voir 5.3.5.
- (3) Le classement d'une section transversale dépend des dimensions de chacune de ses parois comprimées.
- (4) Les parois comprimées à considérer dans une section transversale comprennent toute paroi totalement ou partiellement comprimée par l'effort axial et/ou le moment fléchissant présent dans la section sous le cas de charge considéré.
- (5) Les différentes parois comprimées d'une section transversale (telles qu'une âme ou une semelle) peuvent, en général, être de classes différentes.
- (6) La classe d'une section transversale est, normalement, la classe la plus haute (la plus défavorable) de ses parois comprimées.
- (7) En alternative, le classement d'une section transversale peut être défini en mentionnant à la fois la classe de la semelle et celle de l'âme.
- (8) *Il convient de tirer les proportions limites des parois comprimées pour les Classes 1, 2 et 3 du tableau 5.3.1. Il y a lieu de considérer de Classe 4 toute paroi dont les proportions sont au delà des limites de la Classe 3.*

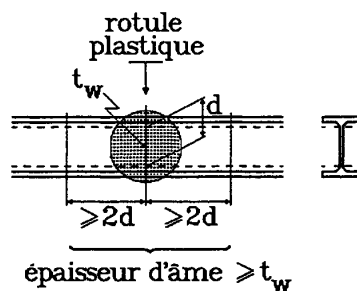
### 5.3.3 Conditions sur les sections transversales pour une analyse globale plastique

- (1) Au droit des rotules plastiques, les sections transversales des éléments qui contiennent ces rotules plastiques doivent avoir un axe de symétrie dans le plan de chargement.
- (2) Au droit des rotules plastiques, les sections transversales des éléments qui contiennent ces rotules plastiques doivent avoir une capacité de rotation qui ne soit pas inférieure à la rotation requise dans ces rotules plastiques.

(2) **C** Un maintien latéral doit être prévu au droit des rotules plastiques pour prévenir tout phénomène d'instabilité par déversement (voir 5.2.1.4 (3)). Les conditions de maintien sont données à l'amendement de 5.5.2 (1).

- (3) *Pour satisfaire à la condition ci-dessus, il convient de déterminer les rotations requises par une analyse de rotations.*
- (4) Dans les ossatures de bâtiment, lorsque les rotations requises ne sont pas déterminées, tous les éléments contenant des rotules plastiques doivent avoir, au droit de ces rotules, des sections transversales de Classe 1.
- (5) *Lorsque la section transversale varie sur la longueur de l'élément, il convient de satisfaire aux critères additionnels suivants:*
  - (a) *De part et d'autre des emplacements de rotules plastiques, l'épaisseur de l'âme ne doit pas être réduite sur une longueur au moins égale à  $2d$  à partir de la rotule plastique,  $d$  étant la hauteur libre de l'âme au droit de la rotule plastique.*

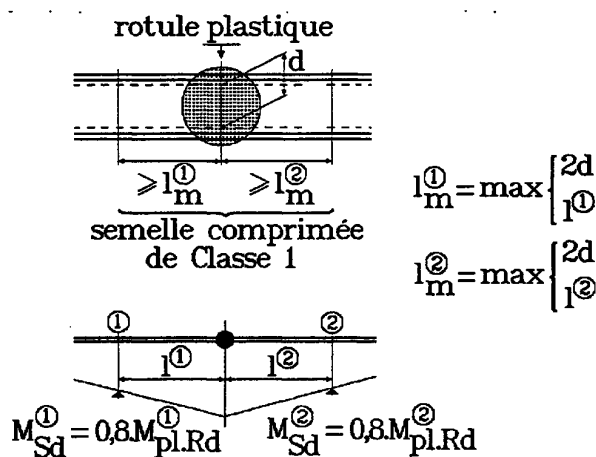
(5) (a) **C** La figure ci-dessous illustre la condition requise sur l'épaisseur de l'âme au voisinage de la rotule plastique ( $t_w$  est l'épaisseur de l'âme au droit de cette rotule).



(b) De part et d'autre des emplacements de rotules plastiques, la semelle comprimée doit être de Classe 1 sur une longueur, à partir de la rotule plastique, au moins égale à la plus grande des valeurs suivantes:

- $2d$ , où  $d$  est défini en (a)
- distance de la rotule plastique à la section dans laquelle le moment fléchissant a chuté à 0,8 fois le moment de résistance plastique de cette section.

(5) (b) **C** Les figures ci-dessous illustrent la condition requise sur la classe de la semelle comprimée au voisinage de la rotule plastique la seconde figure précise le diagramme de moment fléchissant dans cette zone).



(c) Partout ailleurs, la semelle comprimée doit être de Classe 1 ou 2 et l'âme de Classe 1, 2 ou 3.

### 5.3.4 Conditions sur les sections transversales pour une analyse globale élastique

- (1) Lorsque l'on utilise une analyse globale élastique, le rôle de la classification des sections transversales est d'identifier à quel niveau la résistance d'une section transversale est limitée par sa résistance au voilement local.

(1) **C** Le classement des sections a pour conséquence de fixer le coefficient partiel de sécurité ( $\gamma_{M0}$  ou  $\gamma_{M1}$ ) à appliquer dans la détermination de la résistance de calcul de la section.

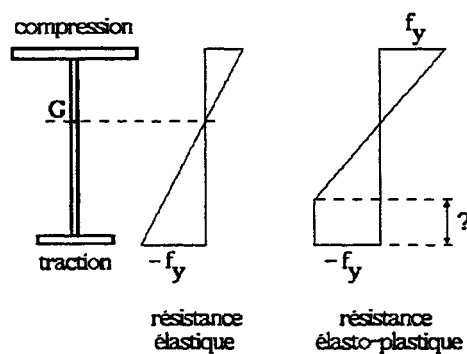
- (2) Si toutes les parois comprimées d'une section transversale sont de Classe 2, cette section peut être considérée comme capable d'atteindre son moment de pleine résistance plastique.

- (3) Si toutes les parois comprimées d'une section transversale sont de Classe 3, la résistance de celle-ci peut être fondée sur une répartition élastique des contraintes dans la section, ces contraintes étant plafonnées à la limite d'élasticité dans les fibres extrêmes.

- (4) *Dans le cas d'une section transversale de Classe 3 pour laquelle la limite d'élasticité est d'abord atteinte dans la fibre extrême tendue, les réserves plastiques de la zone tendue de la section peuvent être utilisées, au moyen de la méthode présentée dans l'ENV 1993-1-3 Eurocode 3: Partie 1.3\*), pour déterminer sa résistance.*

(4) **C** Dans le projet d'ENV 1993-1-3 Eurocode 3: Partie 1.3 de janvier 1991, la méthode présentée peut être rapportée de la manière suivante. Dans une section de classe 3, lorsque la limite d'élasticité  $f_y$  est d'abord atteinte dans la fibre tendue, les réserves plastiques de la zone tendue peuvent être utilisées jusqu'à ce que la contrainte dans la fibre comprimée atteigne à son tour  $f_y$  (résistance élasto-plastique de la section). Ces réserves augmentent la résistance de calcul de la section qui demeure néanmoins en classe 3, notamment dans le cadre de l'analyse globale.

Le calcul de la résistance de la section implique normalement un processus itératif pour déterminer la hauteur plastifiée de la zone tendue conduisant à  $f_y$  dans la fibre comprimée. Dans le cas de la flexion composée, on pourra déterminer le moment résistant en présence de l'effort axial fixé à sa valeur de calcul  $N_{Sd}$ .



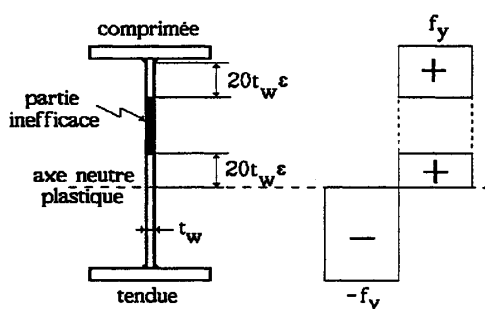
\*) En préparation.

- (5) *En alternative, la résistance d'une section transversale comportant une semelle comprimée de Classe 2 mais une âme de Classe 3 peut être déterminée en traitant l'âme comme une âme efficace de Classe 2, avec une aire efficace réduite, en utilisant la méthode présentée dans l'ENV 1994-1-1 Eurocode 4: Partie 1.1<sup>\*)</sup>.*

(5) **C** La capacité de rotation d'une section étant due essentiellement à la capacité de raccourcissement de sa semelle comprimée, la section ainsi réduite peut être considérée comme une section de classe 2, y compris pour l'analyse globale et il est donc loisible de compter sur la résistance plastique de la section réduite.

La méthode présentée dans le paragraphe 4.3.3.1 (3) de l'ENV 1994-1-1 Eurocode 4 permet de réduire la discontinuité entre les classes 2 et 3 et peut être rapportée ainsi:

L'âme de classe 3 peut être représentée par une âme efficace de classe 2 en supposant que la hauteur d'âme qui résiste en compression est limitée à  $20t_w\epsilon$  pour la partie adjacente à la semelle comprimée et à  $20t_w\epsilon$  également pour la partie adjacente à la position finale de l'axe neutre plastique dans la section considérée avec l'âme efficace.



- (6) Lorsque l'une quelconque des parois comprimées d'une section transversale est de Classe 4, cette section doit être calculée comme une section de Classe 4, voir 5.3.5.

(6) **C** On remarque que les limites supérieures des rapports largeur-épaisseur définis pour la classe 3 dans le tableau 5.3.1 ne coïncident pas avec celles déduites des calculs de section efficace (voir 5.3.5(3)) en prenant  $\rho = 1$ ; comme il est précisé en 5.3.4(6), c'est uniquement le tableau 5.3.1 qui doit être utilisé pour le classement des sections.

Tableau 5.3.1 (Feuille 1)		Rapports largeur maximaux pour parois comprimées		
(a) <u>Ames</u> : (parois internes perpendiculaires à l'axe de flexion)				
Classe	Ame fléchie	Ame comprimée	Ame en flexion composée	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)				
1	$d/t_w \leq 72 \varepsilon$	$d/t_w \leq 33 \varepsilon$	Quand $\alpha > 0,5$ : $d/t_w \leq 396 \varepsilon / (13 \alpha - 1)$  Quand $\alpha < 0,5$ : $d/t_w \leq 36 \varepsilon / \alpha$	
2	$d/t_w \leq 83 \varepsilon$	$d/t_w \leq 38 \varepsilon$	Quand $\alpha > 0,5$ : $d/t_w \leq 456 \varepsilon / (13 \alpha - 1)$  Quand $\alpha < 0,5$ : $d/t_w \leq 41,5 \varepsilon / \alpha$	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)				
3	$d/t_w \leq 124 \varepsilon$	$d/t_w \leq 42 \varepsilon$	Quand $\psi > -1$ : $d/t_w \leq 42 \varepsilon / (0,67 + 0,33\psi)$  Quand $\psi \leq -1$ : $d/t_w \leq 62 \varepsilon (1 - \psi) \sqrt{-\psi}$	
$\varepsilon = \sqrt{235 / f_y}$	$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	235	275	355
	$\varepsilon$	1	0,92	0,81

**C**      **Tableau 5.3.1 - Feuille 1**

Une paroi est ici traitée isolément de la section à laquelle elle appartient. Le diagramme de contraintes est propre à l'âme. Ainsi, dans le cas d'une section dissymétrique simplement fléchie, l'âme est soumise à une flexion composée.

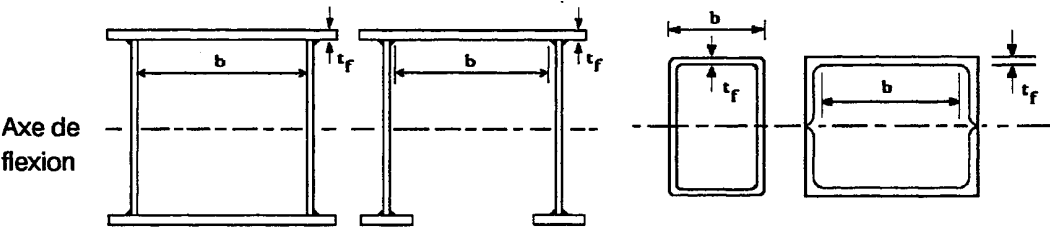
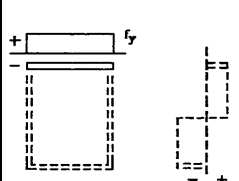
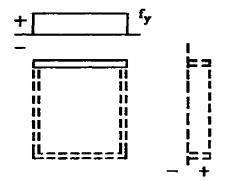
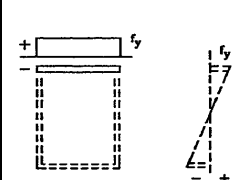
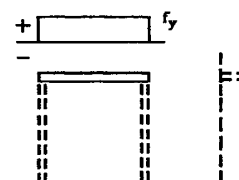
Dans le cas de la flexion composée, la position de l'axe neutre élastique ou plastique n'est connue qu'après détermination des sollicitations dans la section, donc après l'analyse globale de la structure. Ceci implique ainsi une vérification a posteriori de la classe de l'âme donc de la section. Cependant, lorsque l'effort axial peut être évalué ou connu avant de procéder à l'analyse globale, il est possible, en exprimant le moment résistant (élastique ou plastique) de la section en présence de cet effort axial, de déterminer la classe de l'âme en fonction de son élancement. L'effort axial admissible peut, à l'inverse, être déterminé pour une classe d'âme donnée et un élancement donné.

Dans le cas d'une âme fléchie-tendue, l'élancement limite de la Classe 3 est calculé avec un rapport de contraintes  $\psi$  déterminé sur la base d'une distribution élastique de contraintes ( $\psi < -1$ ), en faisant abstraction du fait qu'à l'état limite ultime, la limite d'élasticité serait d'abord atteinte sur la fibre tendue.

**C**      **Tableau 5.3.1 - Feuille 2**

Dans le cas de sections uniformément comprimées, les élancements limites de parois pour les Classes 1 et 2 sont identiques à ceux de la Classe 3 car aucune capacité de rotation plastique n'est alors nécessaire (pas de rotule plastique) pour assurer une redistribution des sollicitations dans l'élément considéré.

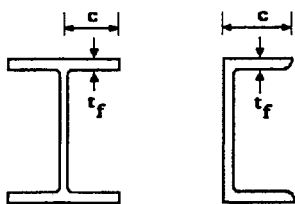


Tableau 5.3.1 (Feuille 2)		Rapports largeur-épaisseur maximaux pour parois comprimées			
(b) parois internes de semelles : (parois internes parallèles à l'axe de flexion)					
					
Classe	Type	Section fléchie		Section comprimée	
Distribution de contraintes dans la paroi et sur la hauteur de la section (compression positive)					
1	Sections creuses laminées Autres	$(b - 3t_f)/t_f \leq 33 \varepsilon$	$b/t_f \leq 33 \varepsilon$	$(b - 3t_f)/t_f \leq 42 \varepsilon$	$b/t_f \leq 42 \varepsilon$
2	Sections creuses laminées Autres	$(b - 3t_f)/t_f \leq 38 \varepsilon$	$b/t_f \leq 38 \varepsilon$	$(b - 3t_f)/t_f \leq 42 \varepsilon$	$b/t_f \leq 42 \varepsilon$
Distribution de contraintes dans la paroi et sur la hauteur de la section (compression positive)					
3	Sections creuses laminées Autres	$(b - 3t_f)/t_f \leq 42 \varepsilon$	$b/t_f \leq 42 \varepsilon$	$(b - 3t_f)/t_f \leq 42 \varepsilon$	$b/t_f \leq 42 \varepsilon$
$\varepsilon = \sqrt{235 / f_y}$		$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	235	275	355
		$\varepsilon$	1	0,92	0,81

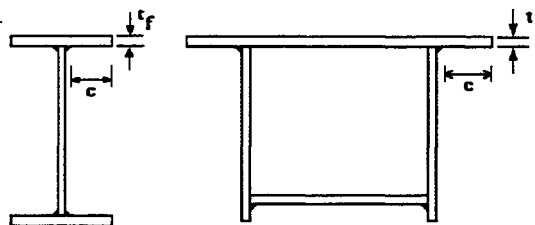
**Tableau 5.3.1  
(Feuille 3)**

**Rapports largeur-épaisseur maximaux  
pour parois comprimées**

(b) Parois semelles en console :

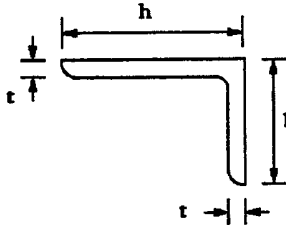
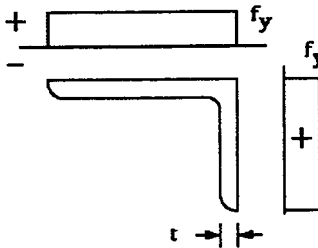
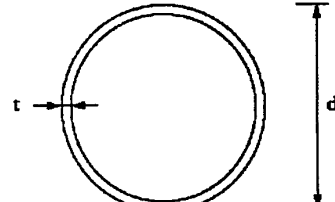


Sections laminées



Sections soudées

Classe	Type de section	Paroi comprimée	Paroi en flexion composée		
			bord comprimé	bord tendu	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)					
1	laminées soudées	$c/t_f \leq 10 \varepsilon$ $c/t_f \leq 9 \varepsilon$	$c/t_f \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha}$ $c/t_f \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$ $c/t_f \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	
2	laminées soudées	$c/t_f \leq 11 \varepsilon$ $c/t_f \leq 10 \varepsilon$	$c/t_f \leq \frac{11\varepsilon}{\alpha}$ $c/t_f \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{11\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$ $c/t_f \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)					
3	laminées soudées	$c/t_f \leq 15 \varepsilon$ $c/t_f \leq 14 \varepsilon$	$c/t_f \leq 23 \varepsilon \sqrt{k_\sigma}$ $c/t_f \leq 21 \varepsilon \sqrt{k_\sigma}$ Pour $k_\sigma$ voir tableau 5.3.3		
$\varepsilon = \sqrt{235 / f_y}$		$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	235	275	355
		$\varepsilon$	1	0,92	0,81

Tableau 5.3.1 (Feuille 4)		Rapports largeur-épaisseur maximaux pour parois comprimées			
d) <u>Cornières</u>  Se référer aussi à (c) "Parois de semelles en console" (voir feuille 3)				(Ne s'applique pas aux cornières en contact continu avec d'autres composants)	
Classe	Section comprimée				
Distribution de contraintes dans la section (compression positive)					
3	$\frac{h}{t} \leq 15\varepsilon$		$\frac{b+h}{2t} \leq 11,5\varepsilon$		
(e) <u>Sections tubulaires</u>					
Classe	Section fléchie et/ou comprimée				
1	$d/t \leq 50\varepsilon^2$				
2	$d/t \leq 70\varepsilon^2$				
3	$d/t \leq 90\varepsilon^2$				
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	235	275	355	
	$\varepsilon$	1	0,92	0,81	
	$\varepsilon^2$	1	0,85	0,66	

### 5.3.5 Caractéristiques de la section efficace des sections transversales de Classe 4

(1) Le calcul des caractéristiques de section efficace des sections transversales de Classe 4 doit être fondé sur les largeurs efficaces des parois comprimées (voir 5.3.2(2)).

(1) **A** En général, l'analyse globale des ossatures hyperstatiques doit être effectuée en utilisant les caractéristiques des sections brutes. Toutefois, dans les cas où l'on utilise des sections comportant des semelles de Classe 4 et où il est prévisible que le voilement local influe notablement sur la distribution des sollicitations, il convient de procéder à une analyse globale basée sur les caractéristiques des sections efficaces.

(1) **C** Il est rappelé (voir 5.3.2(4)), que par "parois comprimées", on entend aussi les parois partiellement comprimées (par exemple, les âmes fléchies).

La détermination de la partie efficace d'une paroi de Classe 4 peut être faite suivant l'une des deux méthodes suivantes:

a) on considère que la contrainte maximale dans la paroi, celle-ci gardant la même distribution de contraintes (paramètre  $\phi$ ), est égale à la limite d'élasticité  $f_y$ . Dans ce cas, la largeur efficace de la paroi est indépendante du niveau des contraintes et ne dépend que de leur distribution et des conditions d'appui de la paroi (voir tableaux 5.3.2 et 5.3.3).

b) on effectue les calculs avec les contraintes effectivement présentes dans la paroi sous les charges de calcul. Dans ce cas, la réduction de la paroi et les contraintes qui en résultent pour équilibrer les sollicitations s'influencent tour à tour dans un processus itératif qui s'arrête quand une convergence est obtenue sur l'état final de contraintes.

La méthode a) est exposée explicitement en 5.3.5(3) et la clause 5.3.5(8) offre la possibilité d'effectuer la méthode b), celle-ci étant cependant exclue pour les cas visés en 5.3.5(9).

Dans le cadre d'application de la méthode a), les clauses 5.3.5(4) et 5.3.5(5) fixent l'ordre de traitement des différentes parois composant une section pour déterminer la partie efficace de celle-ci. Dans le cadre d'application de la méthode b), cet ordre de traitement des parois peut également être adopté.

(2) *Les largeurs efficaces des parois comprimées sont définies au tableau 5.3.2 pour les parois internes de section et au tableau 5.3.3 pour les parois en console.*

(2) **C** On entend ici par "paroi interne" une paroi ayant ses deux bords longitudinaux raidis (appuyés). Lorsque l'appui longitudinal est le fait d'un bord tombé, il y a lieu de vérifier que celui-ci assure une rigidité suffisante.

On entend ici par "paroi en console" une paroi ayant un bord longitudinal raidi (appuyé), l'autre étant libre.

Les largeurs efficaces fournies par les tableaux 5.3.2 et 5.3.3 sont celles de la partie comprimée seulement. Il faut leur ajouter la largeur de la partie tendue de la paroi pour obtenir la largeur efficace totale.

(2) **A** *A cause d'une discontinuité dans le passage de la Classe 3 à la Classe 4 (déjà mentionnée en commentaire de 5.3.4 (6)), l'application de la méthode exposée en 5.3.5 à des parois de Classe 4 ayant un élancement  $\bar{b}/t$  dans le voisinage de l'élancement limite supérieur de la Classe 3 (voir tableau 5.3.1) peut conduire à des largeurs efficaces inférieures aux largeurs de parois limites de la Classe 3. Dans ce cas, il est loisible d'adopter ces dernières dans la suite des calculs.*

(3) De façon approchée, le coefficient de réduction  $\rho$  peut être obtenu de la manière suivante:

- lorsque  $\bar{\lambda}_p \leq 0,673$  :  $\rho = 1$
- lorsque  $\bar{\lambda}_p > 0,673$  :  $\rho = (\bar{\lambda}_p - 0,22) / \bar{\lambda}_p^2$  (5.11)

où  $\bar{\lambda}_p$  est l'élancement de la paroi donné par :

$$\bar{\lambda}_p = [f_y / \sigma_{cr}]^{0,5} = \frac{\bar{b} / t}{28,4 \varepsilon \sqrt{k_\sigma}}$$

où  $t$  est l'épaisseur de la paroi

$\sigma_{cr}$  est la contrainte critique de voilement

$k_\sigma$  est le coefficient de voilement correspondant au rapport de contraintes  $\psi$ , tiré du tableau 5.3.2 ou du tableau 5.3.3 selon le cas

et  $\bar{b}$  est la largeur de paroi à considérer (voir tableau 5.3.1) définie comme suit :

$\bar{b} = d$  pour les âmes

$\bar{b} = b$  pour les parois internes de semelles (sauf pour les sections creuses laminées)

$\bar{b} = b - 3t$  pour les semelles de sections creuses laminées

$\bar{b} = c$  pour les parois de semelles en console

$\bar{b} = (b + h)/2$  pour les cornières à ailes égales

$\bar{b} = h$  ou  $(b + h)/2$  pour les cornières à ailes inégales

(3) C La contrainte critique de voilement est donnée par:

$$\sigma_{cr} = k_\sigma \frac{\pi^2 E}{12(1 - \nu^2)} \left(\frac{t}{\bar{b}}\right)^2$$

d'où 
$$\bar{\lambda}_p = \frac{\bar{b}}{t} \frac{1}{\pi \sqrt{12(1 - \nu^2)}} \cdot \frac{f_y}{k_\sigma E} = \frac{\bar{b} / t}{28,4 \varepsilon \sqrt{k_\sigma}}$$

(3) A Les contraintes étant limitées à  $f_y \gamma_{M1}$  dans les sections transversales de Classe 4, il est loisible de remplacer  $f_y$  par  $f_{y0} = f_y \gamma_{M1}$  dans le calcul de  $\bar{\lambda}_p$ . Cette possibilité ne s'applique pas aux cas visés en 5.3.5(9).

.../...

.../...

Dans les tableaux 5.3.2 et 5.3.3, les coefficients de voilement  $k_{\sigma}$  sont donnés dans l'hypothèse défavorable où la paroi est supposée assez longue pour que les conditions d'appui des bords transversaux n'aient pas d'influence notable. Par ailleurs, pour le calcul de  $k_{\sigma}$ , il est loisible d'adopter, au lieu des approximations polynomiales proposées, des valeurs plus précises fournies par la littérature spécialisée, à condition que celles-ci soient établies pour des parois articulées sur leurs lignes d'appuis.

- (4) Pour déterminer la largeur efficace des parois de semelles, le rapport de contraintes  $\psi$  intervenant dans le tableau 5.3.2 ou le tableau 5.3.3 peut être basé sur les caractéristiques de la section transversale brute.
- (5) Pour déterminer la largeur efficace d'une âme, le rapport de contraintes  $\psi$  intervenant dans le tableau 5.3.2 peut être obtenu en utilisant l'aire efficace de la (ou des) semelle(s) comprimée(s) mais en considérant la section brute de l'âme.
- (6) En général, l'axe centroïde (axe passant par le centre de gravité) de la section efficace se décalera d'une distance  $e$  par rapport à celui de la section brute, voir figures 5.3.1 et 5.3.2. Il convient de prendre ce décalage en compte dans le calcul des caractéristiques de la section transversale efficace.
- (7) Lorsque la section transversale est soumise à un effort axial, il convient d'utiliser la méthode donnée en 5.4.8.3 qui prend en compte le moment additionnel  $\Delta M$  calculé par

$$\Delta M = N e_N \quad (5.12)$$

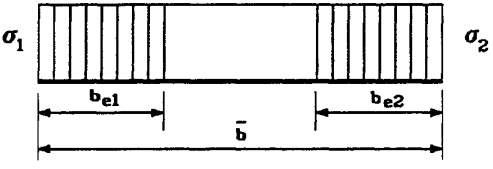
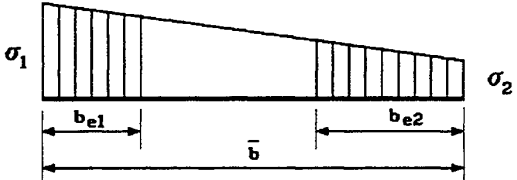
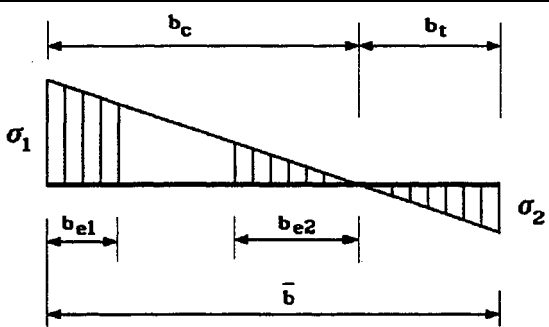
où  $e_N$  = décalage de l'axe centroïde lorsque la section transversale est soumise à une compression uniforme, voir figure 5.3.3.

et  $N$  est positif pour la compression.

- (7) A En cas d'effort axial, on peut également appliquer le critère 5.4.8.3(1) en considérant une section efficace calculée en utilisant les méthodes a) ou b) du commentaire de 5.3.5(1))

L'attention est attirée sur le fait que dans le cadre de la méthode approchée donnée en 5.4.8.3(2), l'effet de  $\Delta M$  est calculé sur la section efficace déterminée en flexion seule.

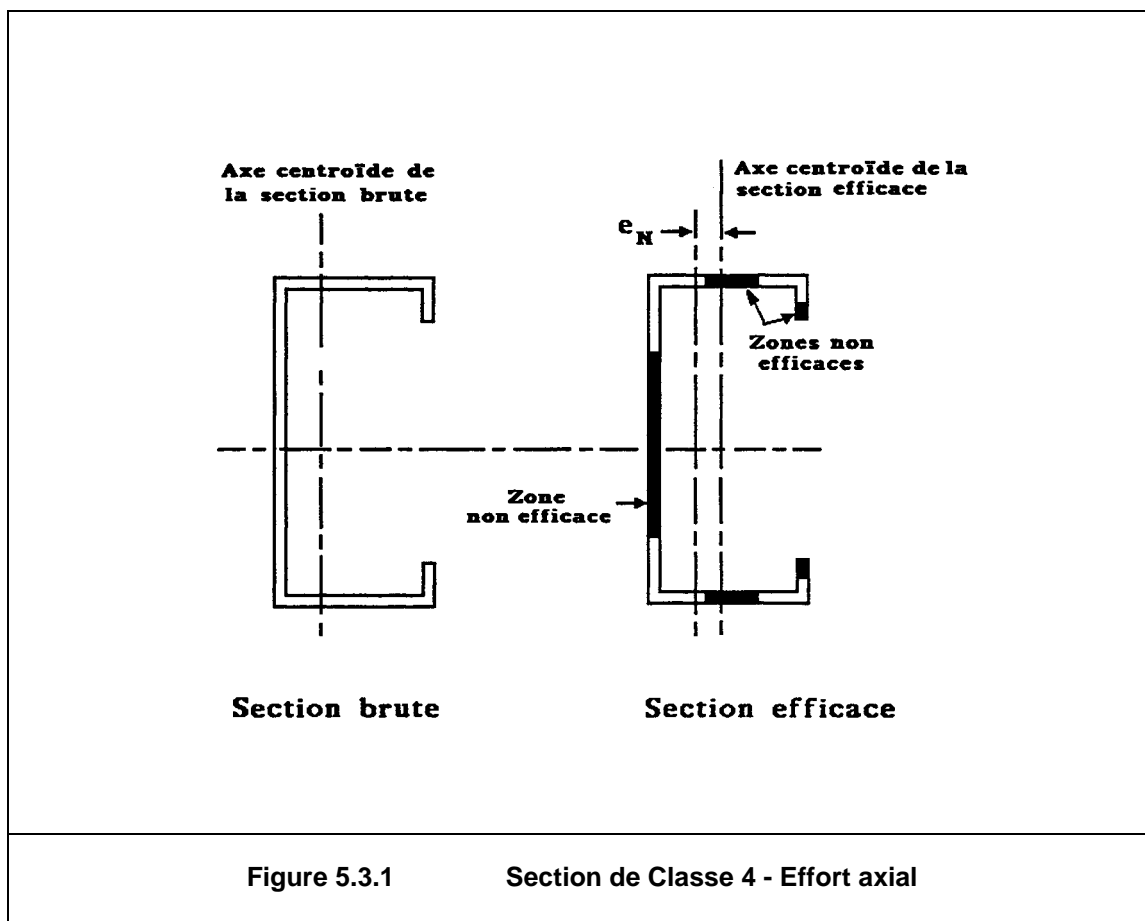
- (8) A l'exception du cas visé en (9), il est possible de déterminer, en vue d'une meilleure économie, l'élanement  $\bar{\lambda}_p$  d'une paroi en utilisant la contrainte maximale de compression  $\sigma_{com.Ed}$  dans cette paroi à la place de la limite d'élasticité  $f_y$ , à condition que  $\sigma_{com.Ed}$  soit calculée en utilisant les largeurs efficaces  $b_{eff}$  de toutes les parois comprimées de la section. Cette procédure exige, en général, un calcul itératif au cours duquel  $\psi$  est redéterminé à chaque pas à partir des contraintes calculées sur la section efficace obtenue à la fin du pas précédent, en incluant les contraintes résultant du moment additionnel  $\Delta M$ .
- (9) Cependant, lorsque la vérification de la résistance de calcul d'un élément aux instabilités est faite en appliquant la Section 5.5, il convient de toujours calculer l'élanement  $\bar{\lambda}_p$  d'une paroi sur la base de sa limite d'élasticité  $f_y$  pour la détermination de  $A_{eff}$ ,  $e_N$ , et  $W_{eff}$ .

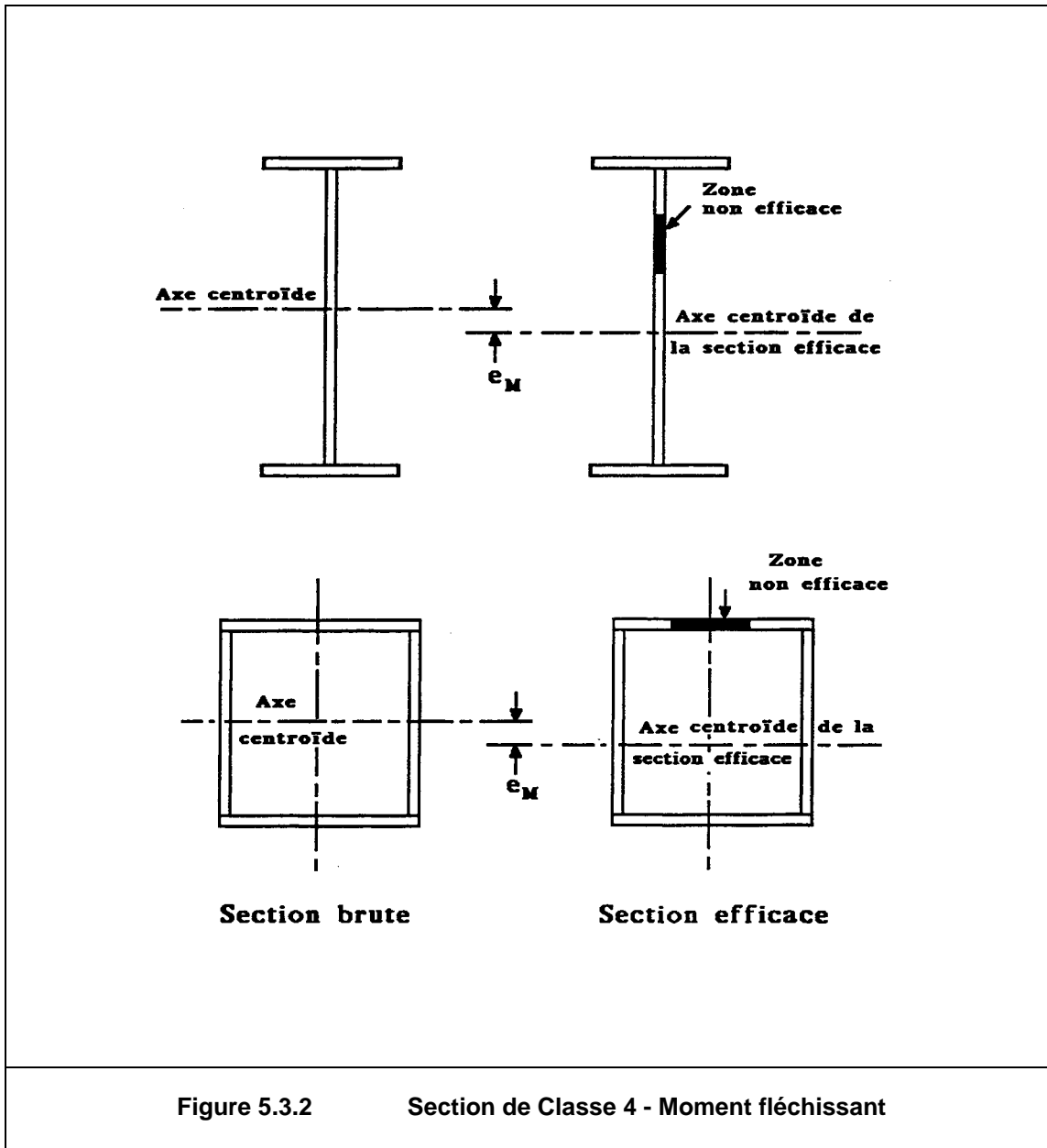
Tableau 5.3.2 Parois internes comprimées						
Distribution de contraintes (compression positive)				Largeur efficace $b_{eff}$ de la partie comprimée de paroi		
				$\psi = +1 :$ $b_{eff} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = 0,5 b_{eff}$ $b_{e2} = 0,5 b_{eff}$		
				$0 \leq \psi < 1 :$ $b_{eff} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = \frac{2 b_{eff}}{5 - \psi}$ $b_{e2} = b_{eff} - b_{e1}$		
				$\psi < 0 :$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho \bar{b} / (1 - \psi)$ $b_{e1} = 0,4 b_{eff}$ $b_{e2} = 0,6 b_{eff}$		
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	+1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1	$-1 > \psi > -2$
Coefficient de voilement $k_\sigma$	4,0	$\frac{8,2}{1,05 + \psi}$	7,81	$7,81 - 6,29\psi + 9,78\psi^2$	23,9	$5,98 (1 - \psi)^2$
Alternativement, pour $1 \geq \psi \geq -1$ : $k_\sigma = \frac{16}{[(1 + \psi)^2 + 0,112(1 - \psi)^2]^{0,5} + (1 + \psi)}$						

**Tableau 5.3.3 Parois comprimées en console**

Distribution de contraintes (compression positive)		Large efficace $b_{eff}$ de la partie comprimée de paroi			
		$0 \leq \psi < 1 :$  $b_{eff} = \rho c$			
		$\psi < 0 :$  $b_{eff} = \rho b_c = \rho c / (1 - \psi)$			
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	+1	0	-1	+1 $\geq \psi \geq$ -1	
Coefficient de voilement $k_\sigma$	0,43	0,57	0,85	$0,57 - 0,21\psi + 0,07\psi^2$	
		$0 \leq \psi < 1 :$  $b_{eff} = \rho c$			
		$\psi < 0 :$  $b_{eff} = \rho b_c = \rho c / (1 - \psi)$			
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	+1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1
Coefficient de voilement $k_\sigma$	0,43	$\frac{0,578}{\psi + 0,34}$	1,70	$1,7 - 5\psi + 17,1\psi^2$	23,8







### 5.3.6 Effets des charges transversales appliquées sur les âmes

- (1) Les effets de contraintes transversales de compression significatives sur la résistance au voilement local d'une âme doivent être pris en compte dans le calcul. De telles contraintes peuvent provenir de charges transversales appliquées à l'élément ou apparaître aux intersections d'éléments.
- (2) *La présence de contraintes transversales de compression significatives peut effectivement réduire les valeurs maximales des rapports largeur sur épaisseur  $d/t_w$  des âmes de Classe 1, 2 ou 3 données dans le tableau 5.3.1, en fonction de l'espacement des raidisseurs d'âme.*
- (3) *On doit utiliser une méthode éprouvée de vérification. Il peut être fait référence aux règles d'application concernant les plaques raidies présentées dans l'ENV 1993-2 Eurocode 3 : Partie 2<sup>\*)</sup>*

---

<sup>\*)</sup> En préparation

## 5.4 Résistance des sections transversales

### 5.4.1. Généralités

- (1) Ce sous-chapitre concerne la résistance des sections transversales des éléments, résistance qui peut être limitée par:
- la résistance plastique de la section transversale brute,
  - la résistance de la section nette au droit des trous de fixations,
  - les effets du traînage de cisaillement,
  - la résistance au voilement local, sous contraintes normales,
  - la résistance au voilement par cisaillement.

(1) C	Dans cette Section 5-4, sauf spécification contraire, les sollicitations à utiliser dans les critères de vérification ou dans la détermination des résistances de calcul sont à prendre avec leur valeur absolue.
-------	---

- (2) *La résistance plastique d'une section transversale peut être vérifiée en trouvant une distribution de contraintes qui équilibre les sollicitations sans dépasser la limite d'élasticité du matériau, à condition que cette distribution soit vraisemblable, tout en considérant les déformations plastiques associées.*
- (3) Outre les conditions requises dans cette Section 5.4, la résistance des éléments aux instabilités doit aussi être vérifiée, voir 5.5.
- (4) *Au besoin, il convient également de procéder à une vérification de la stabilité globale de l'ossature, voir 5.2.1.2 et 5.2.6.*

### 5.4.2 Caractéristiques des sections transversales

#### 5.4.2.1 Caractéristiques de la section transversale brute

- (1) Les caractéristiques de la section brute doivent être déterminées en utilisant les dimensions nominales. Il n'est pas nécessaire de déduire les trous pratiqués pour les fixations, mais il faut tenir compte des ouvertures plus importantes. Les pièces de couvre-joints et les traverses de liaison ne doivent pas être considérées.

#### 5.4.2.2 Aire nette

- (1) L'aire nette d'une section transversale d'élément ou d'une paroi de section doit être prise égale à son aire brute diminuée des aires des trous et autres ouvertures.
- (2) Dans le calcul des caractéristiques d'une section nette, la déduction pour un trou de fixation doit être prise égale à l'aire de la section transversale brute du trou dans le plan de son axe. Pour les trous à épaulement fraisé, on doit tenir compte de la portion fraisée de manière appropriée.
- (3) A condition que les trous de fixations ne soient pas en quinconce, l'aire totale à déduire pour leur prise en compte doit être la somme maximale des aires des sections des trous dans n'importe quelle section transversale perpendiculaire à l'axe de l'élément.

- (4) Lorsque les trous de fixations sont en quinconce, l'aire totale à déduire pour leur prise en compte doit être la plus grande des valeurs suivantes:
- a) déduction des trous qui ne sont pas en quinconce, voir (3),
  - b) somme des aires des sections de tous les trous situés sur une ligne quelconque, diagonale ou brisée, s'étendant progressivement à travers ou le long de l'élément, diminuée de la somme des valeurs  $s^2t/(4p)$  calculées pour chaque intervalle entre trous le long de la ligne, voir figure 5.4.1,
- où  $s$  est l'espacement des centres des deux trous qui bordent l'intervalle considéré, mesuré parallèlement à l'axe de l'élément,
- $p$  est l'espacement des centres de ces deux mêmes trous, mesuré perpendiculairement à l'axe de l'élément,
- et  $t$  est l'épaisseur.
- (5) Dans une cornière ou tout autre élément comportant des trous dans plus d'un plan, l'espacement  $p$  doit être mesuré le long de la ligne moyenne dans l'épaisseur du matériau, voir figure 5.4.2.

#### 5.4.2.3 Effets du traînage de cisaillement

- (1) *Les effets du traînage de cisaillement dans les semelles peuvent être négligés à condition que :*
- a) *pour les parois de section en console :  $c \leq L_o / 20$*
  - b) *pour les parois internes de section :  $b \leq L_o / 10$*
- où  $L_o$  est la longueur entre points de moment nul
- $b$  est la largeur de la paroi interne de section
- et  $c$  est la largeur de la paroi de section en console

**(1) C** Ces effets sont dus aux déformations de cisaillement présentes dans les parois de sections soumises à des contraintes normales. Ils entraînent une modification de la répartition de ces contraintes. Ces effets ne doivent pas être confondus avec les effets du second ordre de voilement local qui, eux aussi, modifient, dans le même sens en général, cette répartition des contraintes normales.

Les largeurs  $b$  et  $c$  sont les largeurs libres des parois définies au tableau 5.3.1., feuilles 2 et 3.  $L_o$  est la longueur entre points de moment nul dans le cas de poutres continues.

- (2) *Lorsque ces limites sont dépassées, il convient d'adopter une largeur efficace de semelle.*
- (3) *Le calcul des largeurs efficaces des semelles est traité dans l'ENV 1993-1-3 Eurocode 3: Partie 1.3\*) ainsi que dans l'ENV 1993-2 Eurocode 3: Partie 2\*).*

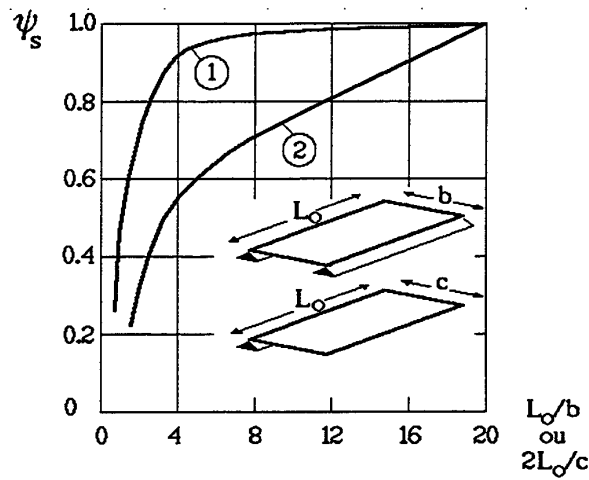
\*) En préparation

(3) C Le calcul des largeurs efficaces, présenté dans le projet d'ENV 1993-1-3 Eurocode 3: Partie 1.3 de janvier 1991, peut être rapporté ainsi:

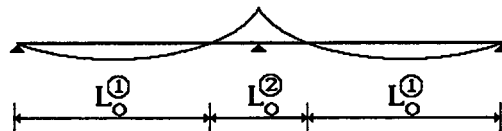
- parois internes de section :  $b_{\text{eff}} = \psi_s \cdot b$
- parois de section en console :  $b_{\text{eff}} = 0,85 \cdot \psi_s \cdot c$

où  $\psi_s$  : coefficient de réduction ( $\psi_s \leq 1$ ) pour prise en compte des effets de traînage de cisaillement, dont la valeur peut être tirée de la figure ci-dessous en fonction de

- .  $L_o/b$  pour les parois internes
- .  $2L_o/c$  pour les parois en console



La courbe 1 doit être utilisée en milieu de travée. La courbe 2 doit être utilisée aux appuis et dans les zones d'application des charges localisées.



Dans le cas où la paroi considérée est de Classe 4 (paroi comprimée), l'interaction des effets de traînage de cisaillement avec ceux du voilement local conduit à retenir pour cette paroi la largeur efficace suivante:

- parois internes de section:  $b_{\text{eff}} = \psi_s \cdot \rho \cdot b$
- parois de section en console:  $b_{\text{eff}} = 0,85 \cdot \psi_s \cdot \rho \cdot c$

où  $\rho$  est le coefficient de réduction calculé en 5.3.5.

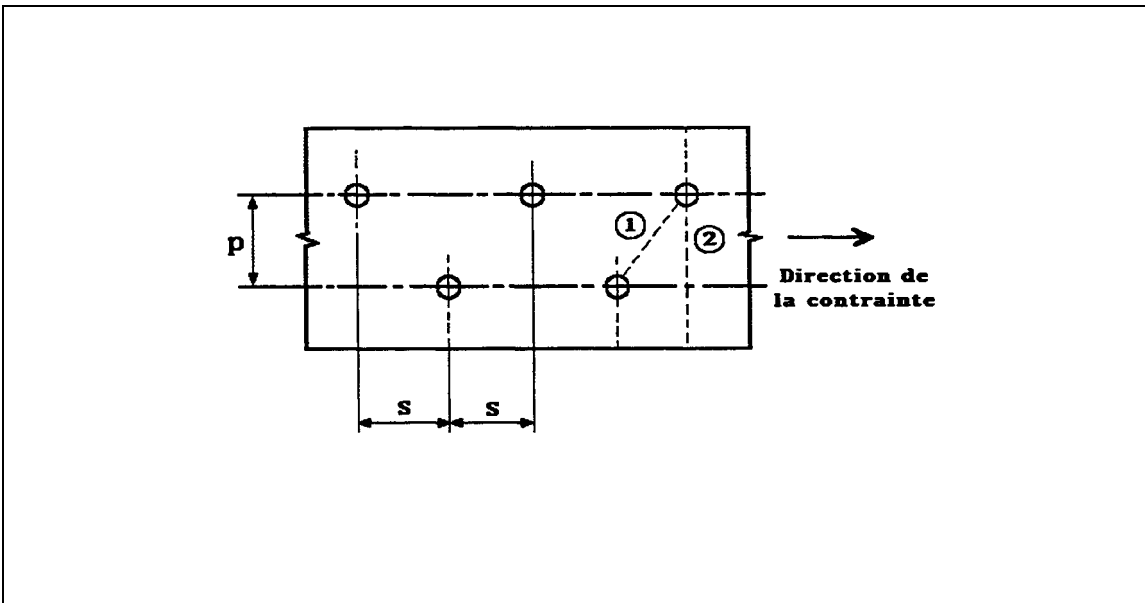


Figure 5.4.1 Trous en quinconce

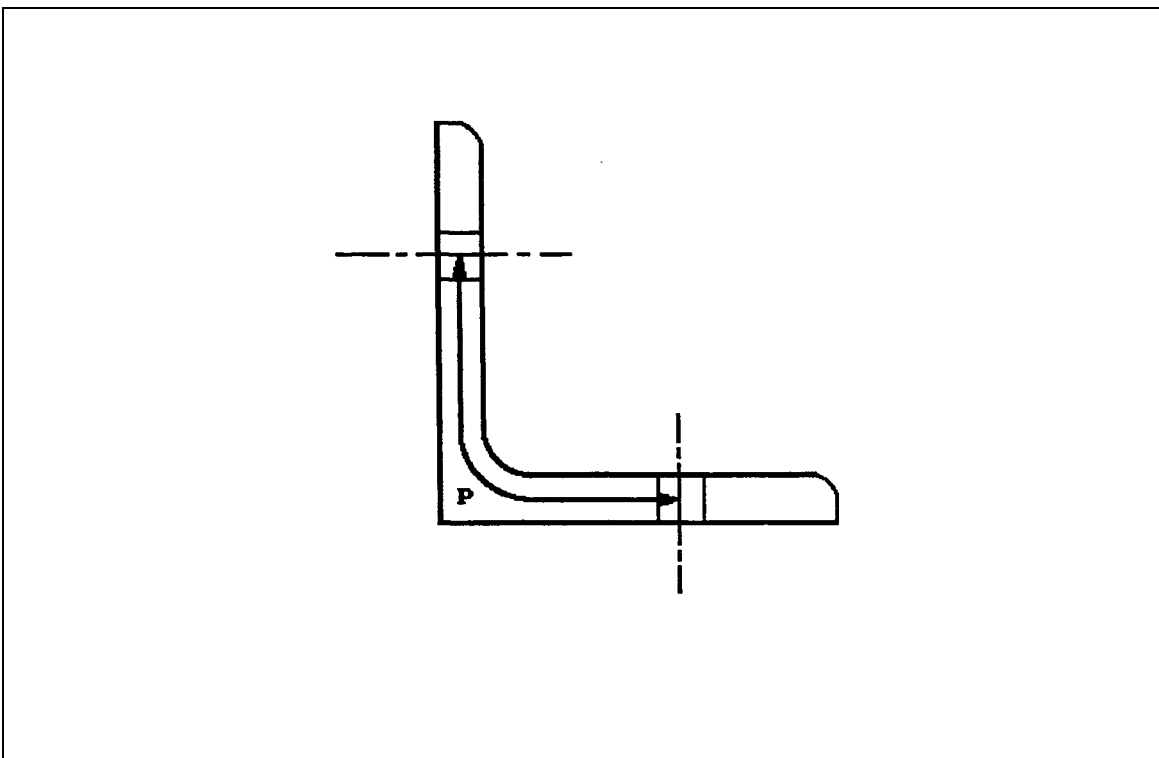


Figure 5.4.2 Cornières avec trous dans les deux ailes

### 5.4.3 Effort axial de traction

- (1) Dans les éléments sollicités en traction axiale, la valeur de calcul  $N_{Sd}$  de l'effort de traction dans chaque section transversale doit satisfaire à la condition:

$$N_{Sd} \leq N_{t,Rd} \quad (5.13)$$

où  $N_{t,Rd}$  est la résistance de calcul de la section à la traction, prise comme la plus petite des valeurs suivantes :

- a) résistance plastique de calcul de la section brute

$$N_{p\ell,Rd} = A f_y / \gamma_{M0}$$

- b) résistance ultime de calcul de la section nette au droit des trous de fixations

$$N_{u,Rd} = 0,9 A_{net} f_u / \gamma_{M2}$$

- (2) Dans les assemblages de la Catégorie C calculés pour résister au glissement à l'état limite ultime (voir 6.5.3.1), la résistance plastique de calcul  $N_{net,Rd}$  de la section nette au droit des trous de fixations doit être prise égale à:

$$N_{net,Rd} = A_{net} f_y / \gamma_{M0} \quad (5.14)$$

- (3) *Pour les cornières assemblées par une seule aile, on se reportera également à 6.5.2.3 et 6.6.10. Il convient également de tenir un raisonnement similaire pour d'autres types de sections assemblées par des parties en console, telles que sections en T et en U.*

- (4) Si un comportement ductile est requis, la résistance plastique de calcul  $N_{p\ell,Rd}$  doit être inférieure à la résistance ultime de la section nette  $N_{u,Rd}$  au droit des trous de fixations, c'est-à-dire:

$$N_{u,Rd} \geq N_{p\ell,Rd} \quad (5.15)$$

Cette condition sera satisfaite si:

$$0,9 \frac{A_{net}}{A} \geq \frac{f_y \gamma_{M2}}{f_u \gamma_{M0}}$$

- |  |
|--|
| (4) <b>A</b> Sauf exception dûment justifiée, cette condition devra toujours être remplie. |
|--|



#### 5.4.4 Effort axial de compression

- (1) Pour les éléments sollicités en compression axiale, la valeur de calcul  $N_{Sd}$  de l'effort de compression dans chaque section transversale doit satisfaire à la condition:

$$N_{Sd} \leq N_{c,Rd} \quad (5.16)$$

où  $N_{c,Rd}$  est la résistance de calcul à la compression de la section transversale, prise comme la plus petite des valeurs suivantes:

- a) résistance plastique de calcul de la section brute

$$N_{p\ell,Rd} = A f_y / \gamma_{M0}$$

- b) résistance de calcul de la section brute au voilement local

$$N_{o,Rd} = A_{eff} f_y / \gamma_{M1}$$

où  $A_{eff}$  = aire efficace de la section, voir 5.3.5.

(1) **C** Pour les sections de Classe 1, 2 ou 3, la résistance de calcul  $N_{o,Rd}$  au voilement local, déterminée sur la section efficace, n'a pas lieu d'être considérée (la notion de section efficace n'a pas de sens pour ces classes de sections). De ce fait, comme cela apparaît en (2), il convient de retenir la résistance plastique de calcul  $N_{p\ell,Rd}$  pour la résistance de calcul à la compression.

- (2) La résistance de calcul à la compression  $N_{c,Rd}$  de la section transversale est déterminée comme suit :

Sections transversales de Classe 1, 2 ou 3:  $N_{c,Rd} = A f_y / \gamma_{M0}$

Sections transversales de Classe 4:  $N_{c,Rd} = A_{eff} f_y / \gamma_{M1}$

- (3) *Dans le cas des sections transversales dissymétriques de Classe 4, il convient d'utiliser la méthode donnée en 5.4.8.3 pour prendre en compte le moment additionnel  $\Delta M$  dû au décalage de l'axe centroïde (axe passant par le centre de gravité) de la section efficace, voir 5.3.5(7).*

- (4) De plus, on doit vérifier la résistance des éléments au flambement, voir 5.5.1.

- (5) Il n'est pas nécessaire de déduire les trous de fixations dans les éléments comprimés, à l'exception des trous surdimensionnés et des trous oblongs.

(5) **C** Sont considérés comme trous de fixations les trous remplis par des éléments d'attache de diamètre adapté, dans les conditions normales du paragraphe 7.5.2.

Les trous surdimensionnés et les trous oblongs sont définis en 7.5.2.

## 5.4.5 Moment fléchissant

### 5.4.5.1 Bases

- (1) En absence d'effort tranchant, la valeur de calcul  $M_{Sd}$  du moment fléchissant dans chaque section transversale doit satisfaire à la condition:

$$M_{Sd} \leq M_{c,Rd} \quad (5.17)$$

où  $M_{c,Rd}$  est la résistance de calcul de la section transversale à la flexion, prise égale à la plus petite des valeurs suivantes :

- a) moment de résistance plastique de calcul de la section brute

$$M_{pl,Rd} = W_{pl} f_y / \gamma_{M0}$$

- b) moment de résistance de calcul de la section brute au voilement local

$$M_{o,Rd} = W_{eff} f_y / \gamma_{M1}$$

où  $W_{eff}$  est le module élastique de la section efficace, voir 5.3.5.

- (1) b) **C** Il convient ici de retenir le module élastique minimal de la section efficace.

Pour les sections de Classe 1, 2 ou 3, la résistance de calcul  $M_{o,Rd}$  au voilement local, déterminée sur la section efficace, n'a pas lieu d'être considérée (la notion de section efficace n'a pas de sens pour ces classes de sections). De ce fait, comme cela apparaît en 5.4.5.2 (1), il convient de retenir le moment de résistance plastique  $M_{pl,Rd}$  (Classes 1 et 2) et le moment de résistance élastique  $M_{el,Rd}$  (Classe 3) pour la résistance de calcul à la flexion.

- c) moment de résistance ultime de calcul  $M_{u,Rd}$  de la section nette au droit des trous de fixations, voir 5.4.5.3.

- (2) Pour les sections transversales de Classe 3, la résistance de calcul de la section brute à la flexion doit être égale au moment de résistance élastique de calcul donné par:

$$M_{el,Rd} = W_{el} f_y / \gamma_{M0} \quad (5.18)$$

- (2) **C** Il convient ici de retenir le module élastique minimal de la section brute.

- (3) Pour les interactions de moment fléchissant et d'effort tranchant, se référer à 5.4.7.

- (4) L'élément doit, en outre, être soumis à une vérification de sa résistance au déversement, voir 5.5.2.

### 5.4.5.2 Flexion uniaxiale

- (1) En absence d'effort tranchant, la résistance de calcul à la flexion d'une section transversale sans trous de fixations est déterminée comme suit:

Sections transversales de Classe 1 ou 2:  $M_{c,Rd} = W_{pl} f_y / \gamma_{M0}$

Sections transversales de Classe 3:  $M_{c,Rd} = W_{el} f_y / \gamma_{M0}$

Sections transversales de Classe 4:  $M_{c,Rd} = W_{eff} f_y / \gamma_{M1}$

- |              |   |
|--------------|---|
| (1) <b>A</b> | Dans le cas de sections de Classe 4 en I ou en caisson simplement fléchies dans le plan de l'âme ou des âmes et dont les semelles sont de Classe 1 ou 2, il est loisible d'adopter une résistance de calcul $M_{c,Rd}$ à la flexion simple déterminée comme en (1) pour la Classe 4 mais en substituant $\gamma_{M0}$ à $\gamma_{M1}$ . Cette possibilité n'est pas à considérer si les éléments concernés sont soumis à des risques d'instabilité. |
|--------------|---|

### 5.4.5.3 Trous de fixations

- (1) Il n'est pas nécessaire de tenir compte des trous de fixations dans la semelle tendue à condition que pour celle-ci:

$$0,9 \frac{A_{f.net}}{A_f} \geq \frac{f_y}{f_u} \cdot \frac{\gamma_{M2}}{\gamma_{M0}} \quad (5.19)$$

- (2) Lorsque  $A_{f.net}/A_f$  ne remplit pas cette condition, on peut adopter une aire réduite de semelle satisfaisant à la limite.

- |              |   |
|--------------|---|
| (2) <b>C</b> | L'aire réduite à adopter est définie par: |
|--------------|---|

$$A_{f.réduite} = 0,9 \cdot A_{f.net} \cdot \frac{f_u}{f_y} \cdot \frac{\gamma_{M0}}{\gamma_{M2}}$$

- (3) Les trous de fixations dans la zone tendue de l'âme n'ont pas besoin d'être pris en compte à condition que le critère indiqué en (1) soit satisfait pour toute la zone tendue incluant la semelle tendue plus la zone tendue de l'âme.
- (4) Les trous de fixations dans la zone comprimée de la section transversale n'ont pas besoin d'être pris en compte, à l'exception des trous surdimensionnés et des trous oblongs.

- |              |  |
|--------------|--|
| (4) <b>C</b> | Voir le commentaire du paragraphe 5.4.4 (5). |
|--------------|--|

### 5.4.5.4 Flexion biaxiale

- (1) Dans les cas de flexion suivant les deux axes, on doit utiliser les méthodes données en 5.4.8.

### 5.4.6 Effort tranchant

- (1) La valeur de calcul  $V_{Sd}$  de l'effort tranchant dans chaque section transversale doit satisfaire à la condition:

$$V_{Sd} \leq V_{pl.Rd} \quad (5.20)$$

où  $V_{pl.Rd}$  est la valeur de calcul de la résistance plastique au cisaillement donnée par:

$$V_{pl.Rd} = A_v (f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$$

où  $A_v$  est l'aire de cisaillement.

- (2) L'aire de cisaillement  $A_v$  peut être déterminée comme suit:

a)	profils en I ou en H laminés, effort parallèle à l'âme	$A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f$
b)	profils en U laminés, effort parallèle à l'âme	$A - 2bt_f + (t_w + r)t_f$
c)	sections soudées en I, H ou en caisson, effort parallèle à l'âme	$\Sigma(dt_w)$
d)	sections soudées en I, H, U ou en caisson, effort parallèle à la semelle	$A - \Sigma(dt_w)$
e)	profils creux rectangulaires laminés d'épaisseur uniforme: effort parallèle à la hauteur effort parallèle à la largeur	$A_h / (b+h)$ $A_b / (b+h)$
f)	profils creux circulaires d'épaisseur uniforme	$2A/\pi$
g)	plats et barres pleines	$A$

où  $A$  = aire de la section transversale

$b$  = largeur hors-tout

$d$  = hauteur d'âme

$h$  = hauteur hors-tout

$r$  = rayon du congé de raccordement

$t_f$  = épaisseur de semelle

et  $t_w$  = épaisseur d'âme

(2) A	La hauteur d'âme $d$ est à prendre ici entre nus intérieurs des semelles.
-------	---

- (3) *Dans les autres cas, il convient de déterminer  $A_v$  par analogie.*

- (4) Pour simplifier, la valeur de  $A_v$  des profils laminés en I, H ou U, avec effort parallèle à l'âme, peut être prise égale à  $1,04 \cdot h t_w$
- (5) Le cas échéant, les formules données en (2) peuvent être appliquées aux éléments constitutifs d'une section d'élément composé.
- (6) Si l'épaisseur de l'âme n'est pas constante, il convient de retenir l'épaisseur minimale pour  $t_w$
- (7) En outre, la résistance au voilement par cisaillement doit être vérifiée comme spécifié en 5.6 lorsque:

- pour une âme non raidie:

$$d/t_w > 69 \varepsilon$$

- pour une âme raidie:

$$d/t_w > 30 \varepsilon \sqrt{k_\tau}$$

où  $k_\tau$  est le coefficient de voilement par cisaillement, voir 5.6.3

et  $\varepsilon = [235 / f_y]^{0,5}$  [ $f_y$  en N/mm<sup>2</sup>]

- (8) Il n'est pas nécessaire de prendre en compte les trous de fixations dans les âmes si

$$A_{v.net} \geq [f_y / f_u] A_v \quad (5.21)$$

Lorsque  $A_{v.net}$  ne satisfait pas à cette condition, on peut adopter une aire efficace de cisaillement  $[f_u / f_y] A_{v.net}$ .

- (8) I Par cohérence avec 6.5.2.2 (sécurité rendue homogène), et par analogie avec 5.4.5.3, la clause (8) est invalidée et remplacée par:

Il n'est pas nécessaire de prendre en compte les trous de fixations dans les âmes si

$$A_{v.net} \geq \frac{f_u}{f_y} \cdot \frac{\gamma_{M2}}{\gamma_{M0}} A_v \quad (5.21)$$

Si  $A_{v.net}$  ne satisfait pas à cette condition, l'aire efficace est alors calculée par:

$$A_{v.eff} = A_{v.net} \cdot \frac{f_u}{f_y} \cdot \frac{\gamma_{M0}}{\gamma_{M2}}$$

et l'on doit substituer l'aire efficace ainsi définie à  $A_v$  dans la formule donnant  $V_{pl.Rd}$  en 5.4.6.1. Se reporter à 5.4.2.2 pour le calcul de  $A_{v.net}$ .

- (9) En outre, le critère de cisaillement de bloc donné en 6.5.2.2 doit être vérifié aux extrémités de l'élément.

### 5.4.7 Moment fléchissant et effort tranchant

- (1) Le moment théorique de résistance plastique d'une section transversale est réduit par la présence du cisaillement. Pour de petites valeurs d'effort tranchant, cette réduction est si faible qu'elle est compensée par l'écroutissement du matériau et peut donc être négligée. Toutefois, lorsque l'effort tranchant dépasse la moitié de la résistance plastique au cisaillement, il faut tenir compte de son effet sur le moment de résistance plastique.
- (2) *A condition que la valeur de calcul  $V_{Sd}$  de l'effort tranchant ne dépasse pas 50% de la résistance plastique de calcul au cisaillement  $V_{pl,Rd}$ , il n'est pas nécessaire de réduire les résistances à la flexion données par 5.4.5.2.*
- (3) *Lorsque l'effort tranchant  $V_{Sd}$  dépasse 50% de  $V_{pl,Rd}$  il convient de réduire la valeur de calcul de la résistance de la section transversale à la flexion à  $M_{V,Rd}$ , moment de résistance plastique réduit compte tenu de l'effort tranchant, obtenu comme suit:*

- a) *pour les sections transversales à semelles égales, fléchies suivant l'axe de forte inertie:*

$$M_{V,Rd} = \left( W_{pl} - \frac{\rho A_V^2}{4t_w} \right) f_y / \gamma_{M0} \quad \text{mais} \quad M_{V,Rd} \leq M_{c,Rd} \quad (5.22)$$

où  $\rho = (2V_{Sd}/V_{pl,Rd} - 1)^2$

- b) *dans les autres cas:*

*$M_{V,Rd}$  est pris égal au moment de résistance plastique de calcul de la section transversale, déterminé en utilisant une limite d'élasticité réduite  $(1-\rho)f_y$  pour l'aire de cisaillement, mais en étant limité à  $M_{c,Rd}$ .*

**Note:** *La clause (3) s'applique aux sections de Classes 1, 2, 3 et 4. Il y a lieu d'utiliser la valeur appropriée de  $M_{c,Rd}$ , voir 5.4.5.2.*

### 5.4.8 Moment fléchissant et effort axial

**C** Les notations de l'article 5.4.8 sont, sauf spécifications contraires, celles définies à la figure 1.1.

#### 5.4.8.1 Sections transversales de Classes 1 et 2

- (1) Pour les sections transversales de Classes 1 et 2, le critère à satisfaire en l'absence d'effort tranchant est:

$$M_{Sd} \leq M_{N,Rd} \quad (5.23)$$

où  $M_{N,Rd}$  est le moment de résistance plastique de calcul réduit par la prise en compte de l'effort axial.

- (1) **C** Pour calculer la résistance plastique de sections qui ne sont pas traitées ici, on pourra utiliser la méthode générale énoncée en 5.4.1 (2).

- (2) Pour un plat sans trous de fixations, le moment de résistance plastique réduit est donné par:

$$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} [1 - (N_{Sd}/N_{pl,Rd})^2]$$

et le critère devient:

$$\frac{M_{Sd}}{M_{pl,Rd}} + \left[ \frac{N_{Sd}}{N_{pl,Rd}} \right]^2 \leq 1 \quad (5.24)$$

- (3) Dans les sections comportant des semelles, la réduction du moment théorique de résistance plastique par la présence d'un effort axial faible est compensée par l'écroutissage du matériau et peut être négligée. Cependant, dans le cas de flexion par rapport à l'axe y-y, on doit tenir compte de l'influence de l'effort axial sur le moment de résistance plastique lorsque cet effort axial excède la moitié de la résistance plastique de l'âme à la traction, ou le quart de celle de la section transversale complète si cela est plus défavorable. De même, dans le cas de flexion par rapport à l'axe z-z, cette influence doit être prise en compte si l'effort axial excède la résistance plastique de l'âme à la traction.
- (4) *Pour les sections transversales sans trous de fixations des profils laminés en I ou H normalisés, on peut utiliser approximations suivantes:*

$$M_{Ny,Rd} = M_{pl,y,Rd} (1 - n)/(1 - 0,5 a) \quad \text{mais} \quad M_{Ny,Rd} \leq M_{pl,y,Rd} \quad (5.25)$$

$$\text{Si } n \leq a : \quad M_{Nz,Rd} = M_{pl,z,Rd}$$

$$\text{Si } n > a : \quad M_{Nz,Rd} = M_{pl,z,Rd} \left[ 1 - \left( \frac{n - a}{1 - a} \right)^2 \right] \quad (5.26)$$

$$\text{où } n = N_{Sd} / N_{pl,Rd}$$

$$\text{et } a = (A - 2 b t_f) / A \quad \text{mais } a \leq 0,5$$

- (5) *Les expressions données en (4) peuvent également être utilisées pour les sections soudées en I ou H à semelles égales.*
- (6) *Les approximations données en (4) peuvent être simplifiées davantage (pour les profils laminés en I ou H normalisés seulement):*

$$M_{Ny,Rd} = 1,11 M_{pl,y,Rd} (1 - n) \quad \text{mais } M_{Ny,Rd} \leq M_{pl,y,Rd} \quad (5.27)$$

$$\text{Si } n \leq 0,2 : \quad M_{Nz,Rd} = M_{pl,z,Rd}$$

$$\text{Si } n > 0,2 : \quad M_{Nz,Rd} = 1,56 M_{pl,z,Rd} (1 - n) (n + 0,6) \quad (5.28)$$

- (7) Pour les sections transversales sans trous de fixations, on peut adopter les approximations ci-après pour les profils creux rectangulaires à épaisseur uniforme utilisés en construction:

$$M_{Ny.Rd} = M_{pl.y.Rd} \frac{1-n}{1-0,5a_w} \quad \text{mais} \quad M_{Ny.Rd} \leq M_{pl.y.Rd} \quad (5.29)$$

$$M_{Nz.Rd} = M_{pl.z.Rd} \frac{1-n}{1-0,5a_f} \quad \text{mais} \quad M_{Nz.Rd} \leq M_{pl.z.Rd} \quad (5.30)$$

où  $a_w = (A - 2 b t)/A$  mais  $a_w \leq 0,5$

et  $a_f = (A - 2 h t)/A$

- (8) Les expressions données en (7) peuvent aussi être utilisées pour les sections soudées en caisson à âmes égales et à semelles égales, en adoptant:

$$a_w = (A - 2 b t_f) / A \quad \text{mais} \quad a_w \leq 0,5$$

$$a_f = (A - 2 h t_w) / A \quad \text{mais} \quad a_f \leq 0,5$$

- (9) Les approximations données en (7) peuvent être simplifiées davantage pour les profils normalisés creux et rectangulaires, à épaisseur uniforme, utilisés en construction, et ce de la façon suivante:

- pour les profils à section carrée:

$$M_{N.Rd} = 1,26 M_{pl.Rd} (1 - n) \quad \text{mais} \quad M_{N.Rd} \leq M_{pl.Rd} \quad (5.31)$$

- pour les profils à section rectangulaire:

$$M_{Ny.Rd} = 1,33 M_{pl.y.Rd} (1 - n) \quad \text{mais} \quad M_{Ny.Rd} \leq M_{pl.y.Rd} \quad (5.32)$$

$$M_{Nz.Rd} = M_{pl.z.Rd} \frac{1-n}{0,5 + ht/A} \quad \text{mais} \quad M_{Nz.Rd} \leq M_{pl.z.Rd} \quad (5.33)$$

- (10) Dans le cas de sections creuses circulaires sans trous de fixations et d'épaisseur uniforme, on peut utiliser les approximations ci-après :

$$M_{N.Rd} = 1,04 M_{pl.Rd} (1 - n^{1,7}) \quad \text{mais} \quad M_{N.Rd} \leq M_{pl.Rd} \quad (5.34)$$



(11) Dans le cas de flexion biaxiale, on peut utiliser le critère approché suivant:

$$\left[ \frac{M_y.S_d}{M_{Ny.Rd}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_z.S_d}{M_{Nz.Rd}} \right]^\beta \leq 1 \quad (5.35)$$

où  $\alpha$  et  $\beta$  sont des exposants qui peuvent être pris, en sécurité, égaux à l'unité. Il est également loisible de prendre les valeurs suivantes:

. sections en I et H:

$$\alpha = 2 \quad \beta = 5n \quad \text{mais } \beta \geq 1$$

. profils creux circulaires:

$$\alpha = 2 \quad \beta = 2$$

. profils creux rectangulaires:

$$\alpha = \beta = \frac{1,66}{1 - 1,13 n^2} \quad \text{mais} \quad \alpha = \beta \leq 6$$

. barres rectangulaires et plats:

$$\alpha = \beta = 1,73 + 1,8 n^3$$

où  $n = N_{Sd} / N_{p\ell.Rd}$

(11) **C** Ce critère ne concerne que les sections bisymétriques. Les sollicitations sont prises en valeurs absolues. Pour les autres sections, il y a lieu d'appliquer la méthode générale mentionnée en 5.4.1 (2).

(12) Le critère suivant constitue une autre approximation qui place encore plus du côté de la sécurité :

$$\frac{N_{Sd}}{N_{p\ell.Rd}} + \frac{M_y.S_d}{M_{p\ell.y.Rd}} + \frac{M_z.S_d}{M_{p\ell.z.Rd}} \leq 1 \quad (5.36)$$

(12) **C** Voir le commentaire de 5.4.8.1(11).

### 5.4.8.2 Sections transversales de Classe 3

(1) En l'absence d'effort tranchant, les sections transversales de Classe 3 sont considérées comme satisfaisantes si la contrainte longitudinale maximale  $\sigma_{x.Ed}$  remplit la condition:

$$\sigma_{x.Ed} \leq f_{yd} \quad (5.37)$$

où  $f_{yd} = f_y / \gamma_{M0}$

- (2) Pour les sections transversales sans trous de fixations, on peut remplacer la condition ci-dessus par la condition suivante :

$$\frac{N_{Sd}}{A f_{yd}} + \frac{M_{y.Sd}}{W_{e\ell.y} f_{yd}} + \frac{M_{z.Sd}}{W_{e\ell.z} f_{yd}} \leq 1 \quad (5.38)$$

- (2) **A** Sous cette forme, le critère concerne les sections bisymétriques. Il peut également s'appliquer aux autres sections lorsque les contraintes dues à chacune des sollicitations  $N_{Sd}$ ,  $M_{y.Sd}$  et  $M_{z.Sd}$  se cumulent avec le même signe dans la fibre extrême la plus sollicitée (les modules de section se rapportent alors à cette fibre). Dans ces deux cas, les sollicitations sont prises en valeurs absolues. Dans les autres cas, seul le critère donné en (1) s'applique.

Lorsque la limite d'élasticité est d'abord atteinte dans la fibre tendue, il est loisible de remplacer dans le critère les résistances élastiques en flexion simple par celles prenant en compte les réserves de résistance plastique de la zone tendue de la section (voir paragraphe 5.3.4(4) et son commentaire).

#### 5.4.8.3 Sections transversales de Classe 4

- C** Comme mentionné en 5.4.9(1), l'influence de l'effort tranchant est ignorée si celui-ci n'excède pas 50% de la résistance plastique de la section au cisaillement.

La vérification de la résistance d'une section de Classe 4 est effectuée

- soit d'après 5.4.8.3(1) lorsque les calculs de section efficace sont conduits à l'aide de la méthode a) ou de la méthode b) mentionnée en commentaire de 5.3.5(1). Dans les deux cas, en présence d'un effort normal, le moment additionnel dû au décalage du centre de gravité doit être pris en compte.
- soit à l'aide du critère donné en 5.4.8.3(2).

- (1) En l'absence d'effort tranchant, les sections transversales de Classe 4 sont considérées comme satisfaisante si la contrainte longitudinale maximale  $\sigma_{x.Ed}$  calculée en utilisant les largeurs efficaces des parois comprimées (voir 5.3.2(2)) remplit la condition:

$$\sigma_{x.Ed} \leq f_{yd} \quad (5.39)$$

où  $f_{yd} = f_y / \gamma_{M1}$

- (1) **C** La contrainte  $\sigma_{x.Ed}$  sur laquelle porte cette vérification doit être calculée globalement sous la combinaison des sollicitations ( $N_{Sd}$ ,  $M_{y.Sd} + \Delta M_y$ ,  $M_{z.Sd} + \Delta M_z$ ) agissant de façon concomitante dans la section efficace déterminée pour cette combinaison, les moments additionnels  $\Delta M_y$  et  $\Delta M_z$  résultant, en cas de présence d'un effort axial  $N_{Sd}$ , du décalage du centre de gravité de la section.

- 2) Pour les sections transversales sans trous de fixations, on peut remplacer la condition ci-dessus par la condition suivante :

$$\frac{N_{Sd}}{A_{eff} f_{yd}} + \frac{M_{y.Sd} + N_{Sd} e_{Ny}}{W_{eff.y} f_{yd}} + \frac{M_{z.Sd} + N_{Sd} e_{Nz}}{W_{eff.z} f_{yd}} \leq 1 \quad (5.40)$$

où  $A_{eff}$  = aire efficace de la section transversale supposée soumise à une compression uniforme

$W_{eff}$  = module élastique de la section efficace, la section transversale étant supposée soumise uniquement à un moment fléchissant suivant l'axe concerné

$e_N$  = décalage du centre de gravité suivant l'axe concerné, la section transversale étant supposée soumise à une compression uniforme.

**(2) C** Le moment additionnel  $N_{Sd} \cdot e_{Ny}$  doit s'ajouter ou se retrancher au moment  $M_{y.Sd}$  selon les sens d'action respectifs de ces deux moments. Le même raisonnement tient, bien sûr, pour la flexion dans l'autre plan.

Dans le cas courant de sections en I bisymétriques comprimées et fléchies par rapport à leur axe de forte inertie, le critère se ramène à

$$\frac{N_{Sd}}{A_{eff} f_{yd}} + \frac{M_{y.Sd}}{W_{eff.y} f_{yd}} \leq 1$$

où  $W_{eff.y}$  est relatif à la fibre la plus sollicitée et les sollicitations sont prises en valeurs absolues.

Dans le cas d'interaction (effort axial + flexion biaxiale), la vérification peut s'avérer plus délicate et il convient alors de raisonner en contraintes. Chaque sollicitation  $N_{Sd}$ ,  $(M_{y.Sd} + N_{Sd} \cdot e_{Ny})$  ou  $(M_{z.Sd} + N_{Sd} \cdot e_{Nz})$ , prise avec son signe, engendre dans la section efficace relative à la sollicitation concernée un état de contrainte ayant une distribution élastique dans cette efficace. Il y a lieu d'additionner ensuite algébriquement ces 3 états de contraintes (en considérant une contrainte nulle dans les parties inefficaces), et de vérifier que la contrainte maximale (en compression ou traction) ne dépasse pas  $f_{yd}$ .

Dans le cas de sections transversales avec trous de fixations, on doit appliquer 5.4.8.3(1)

Les valeurs de  $A_{eff}$ ,  $W_{eff}$  et  $e_N$  doivent être calculées en utilisant des valeurs d'élançement réduits  $\bar{\lambda}_p$  déterminées sur la base de la limite d'élasticité  $f_y$  des parois, avec toutefois la possibilité, en application du commentaire de 5.3.5(3), de remplacer  $f_y$  par  $f_{yd} = f_y / \gamma_{M1}$  dans le calcul de ces élançements.

Dans cette méthode de vérification de la résistance de sections de Classe 4, les caractéristiques de section efficace sont indépendantes des sollicitations (section efficace calculée en compression pure ou en flexion pure). Donc, une fois ces caractéristiques efficaces déterminées, le critère permet de vérifier toute combinaison de flexion-compression sans autre calcul complémentaire de section efficace.

#### 5.4.9 Moment fléchissant, effort tranchant et effort axial

- (1) Lorsque l'effort tranchant dépasse la moitié de la résistance plastique au cisaillement, il faut prendre en compte son effet, ainsi que celui de l'effort axial, pour calculer le moment de résistance plastique réduit.
- (2) *A condition que la valeur de calcul  $V_{Sd}$  de l'effort tranchant ne dépasse pas 50% de la résistance plastique de calcul au cisaillement  $V_{pl.Rd}$ , il n'est pas nécessaire de faire cette réduction pour les combinaisons de moment et effort axial qui satisfont aux critères énoncés en 5.4.8.*
- (3) *Lorsque  $V_{Sd}$  dépasse 50% de  $V_{pl.Rd}$ , il convient de déterminer la résistance de calcul de la section transversale aux combinaisons de moment et d'effort axial en utilisant une limite d'élasticité réduite  $(1 - \rho) f_y$  pour l'aire de cisaillement, avec  $\rho = (2V_{Sd}/V_{pl.Rd} - 1)^2$ .*

(3) **A** *Cette clause est applicable aux sections de classes 1, 2, 3 et 4. Il y a lieu de vérifier que la résistance  $M_{N.Rd}$  (ou  $M_{c.Rd}$ ) correspondante n'est pas dépassée.*

#### 5.4.10. Ames soumises à des charges transversales

- (1) En absence d'effort tranchant, une âme soumise à une charge transversale dans son plan, voir figure 5.4.3, s'ajoutant à toute combinaison de moment et d'effort axial appliquée à la section transversale, doit satisfaire en tout point au critère limite d'élasticité suivant:

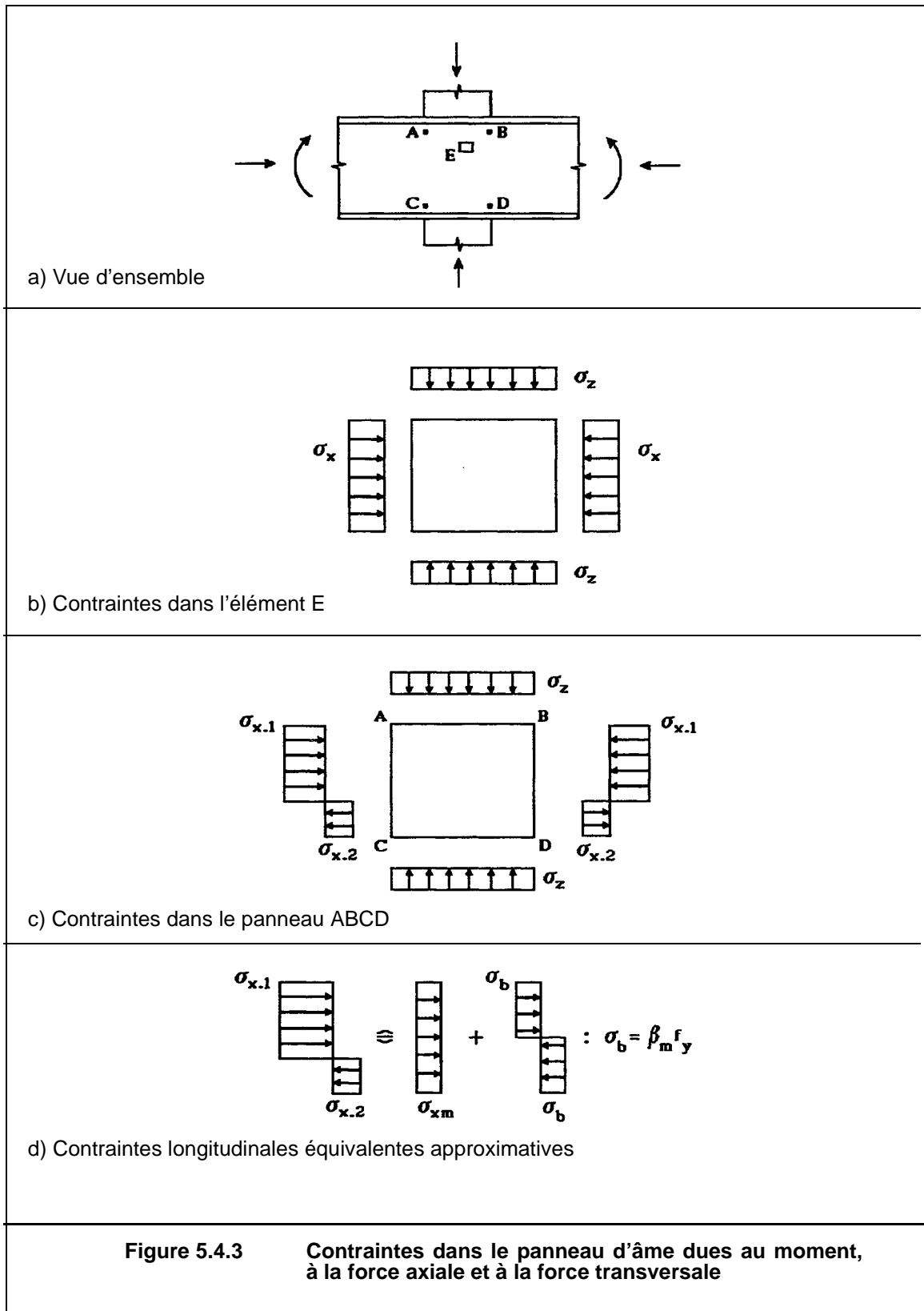
$$\left[ \frac{\sigma_x \cdot Ed}{f_{yd}} \right]^2 + \left[ \frac{\sigma_z \cdot Ed}{f_{yd}} \right]^2 - \left[ \frac{\sigma_x \cdot Ed}{f_{yd}} \right] \left[ \frac{\sigma_z \cdot Ed}{f_{yd}} \right] \leq 1 \quad (5.41)$$

où  $\sigma_{x.Ed}$  = valeur de calcul de la contrainte longitudinale au point considéré due au moment et à l'effort axial

$\sigma_{z.Ed}$  = valeur de calcul de la contrainte au même point due à la charge transversale

et  $f_{yd} = f_y / \gamma_{M0}$

Dans l'expression (5.41) ci-dessus,  $\sigma_{x.Ed}$  et  $\sigma_{z.Ed}$  doivent être prises positives pour la compression et négatives pour la traction.



- (2) Lorsque la résistance à la flexion est fondée sur une distribution plastique des contraintes dans la section transversale, on admet que le critère ci-dessus est satisfait si:

$$\left[ \frac{\sigma_{xm.Ed}}{f_{yd}} \right]^2 + \left[ \frac{\sigma_{z.Ed}}{f_{yd}} \right]^2 - k \left[ \frac{\sigma_{xm.Ed}}{f_{yd}} \right] \left[ \frac{\sigma_{z.Ed}}{f_{yd}} \right] \leq 1 - \beta_m \quad (5.42)$$

où  $\sigma_{xm.Ed}$  = valeur de calcul de la contrainte longitudinale moyenne dans l'âme

$$\beta_m = \frac{M_{w.Sd}}{M_{pl.zw.Rd}}$$

$M_{w.Sd}$  = valeur de calcul du moment dans l'âme

$$M_{pl.zw.Rd} = 0,25 t_w d^2 f_y / \gamma_{M0}$$

et  $k$  est obtenu ainsi:

$$\text{lorsque } \sigma_{xm.Ed} / \sigma_{z.Ed} \leq 0 : \quad k = 1 - \beta_m$$

$$\text{lorsque } \sigma_{xm.Ed} / \sigma_{z.Ed} > 0 :$$

$$\cdot \text{ si } \beta_m \leq 0,5 : \quad k = 0,5 (1 + \beta_m)$$

$$\cdot \text{ si } \beta_m > 0,5 : \quad k = 1,5 (1 - \beta_m)$$

- (2) **C** A la limite, ce critère traduit une plastification complète de l'âme, c'est à dire que le critère de plastification de Von Mises (critère de 5.4.10(1) à la limite) est satisfait en tout point de l'âme. La contrainte transversale  $\sigma_{z.Ed}$  est ici supposée constante sur la hauteur de l'âme.

La contrainte longitudinale moyenne  $\sigma_{xm.Ed}$  est la contrainte due à l'effort axial  $N_{w.Sd}$  repris par l'âme seule dans la distribution plastique adoptée, c'est-à-dire  $N_{w.Sd} / A_w$ .

- (3) Lorsque la valeur de calcul  $V_{Sd}$  de l'effort tranchant ne dépasse pas 50% de la résistance plastique au cisaillement  $V_{pl.Rd}$ , le critère donné en (2) peut être adopté sans aucune modification due à la prise en compte du cisaillement.

- (4) Lorsque la valeur de calcul  $V_{Sd}$  de l'effort tranchant dépasse 50% de  $V_{pl.Rd}$ , il convient de modifier le critère limite d'élasticité donné en (1) comme suit:

$$\left[ \frac{\sigma_{x.Ed}}{f_{yd}} \right]^2 + \left[ \frac{\sigma_{z.Ed}}{f_{yd}} \right]^2 - \left[ \frac{\sigma_{x.Ed}}{f_{yd}} \right] \left[ \frac{\sigma_{z.Ed}}{f_{yd}} \right] \leq 1 - \rho \quad (5.43)$$

$$\text{où } \rho = (2V_{Sd} / V_{pl.Rd} - 1)^2$$

- (5) Lorsque la valeur de calcul de l'effort tranchant  $V_{Sd}$  dépasse 50% de  $V_{pl,Rd}$ , et que la résistance à la flexion est fondée sur une distribution plastique des contraintes dans la section transversale, le critère approché suivant peut être adopté:

$$\left[ \frac{\sigma_{xm}.Ed}{f_{yd}} \right]^2 + \left[ \frac{\sigma_z.Ed}{f_{yd}} \right]^2 - k \left[ \frac{\sigma_{xm}.Ed}{f_{yd}} \right] \left[ \frac{\sigma_z.Ed}{f_{yd}} \right] \leq 1 - \beta_m - \rho \quad (5.44)$$

où  $k$  et  $\beta_m$  sont définis en (2)

- (6) Il convient de déterminer la valeur de la contrainte transversale  $\sigma_{z.Ed}$  due à une charge ponctuelle en supposant que celle-ci est uniformément répartie sur une longueur  $s$  égale à la plus petite des valeurs de la hauteur  $d$  de l'âme et de l'espacement  $a$  des raidisseurs transversaux d'âme.
- (7) Il convient de déterminer de la même façon la valeur de la contrainte transversale  $\sigma_{z.Ed}$  due à une charge répartie entre raidisseurs d'âme, sur une longueur inférieure à leur espacement  $a$ , en la supposant uniformément répartie sur une longueur  $s$  déterminée comme en (6).
- (8) Il y a lieu de vérifier les effets des charges transversales de compression sur la résistance de l'âme au voilement local, voir 5.3.6.
- (9) Il convient de vérifier, en outre, la résistance de l'âme à l'enfoncement local et au voilement, voir 5.7.4 et 5.7.5.

(9) A	Il y a lieu de vérifier également la résistance à l'écrasement, voir 5.7.3.
-------	---

## 5.5 Résistance des éléments

### 5.5.1 Éléments comprimés

#### 5.5.1.1 Résistance au flambement

(1) La résistance de calcul au flambement d'un élément comprimé doit être prise égale à

$$N_{b,Rd} = \chi \beta_A A f_y / \gamma_{M1} \quad (5.45)$$

où  $\beta_A = 1$  pour les sections transversales de Classe 1, 2 ou 3

$\beta_A = A_{eff} / A$  pour les sections transversales de Classe 4

et  $\chi$  est le coefficient de réduction pour le mode de flambement à considérer.

(1) **A** Le risque de flambement d'un élément comprimé n'est pas à considérer si  $\bar{\lambda} \leq 0,2$ , où  $\bar{\lambda}$  est l'élançement réduit défini en 5.5.1.2(1).

(2) En ce qui concerne les types de profilés en acier laminés à chaud communément utilisés pour les éléments comprimés, le mode de flambement à considérer est en général celui "par flexion".

(3) Dans certains cas, les modes de flambement "par torsion" ou "par flexion-torsion" peuvent gouverner le processus de flambement. On peut alors se référer à l'ENV 1993-1-3 Eurocode 3: Partie 1.3<sup>\*)</sup>.

#### 5.5.1.2 Éléments uniformes

(1) Pour les éléments à section transversale constante, sollicités en compression axiale constante, la valeur de  $\chi$  pour l'élançement réduit  $\bar{\lambda}$ , peut être déterminée par la formule:

$$\chi = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}^2]^{0,5}} \text{ mais } \chi \leq 1 \quad (5.46)$$

où  $\phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$

$\alpha$  est un facteur d'imperfection

$$\bar{\lambda} = [\beta_A A f_y / N_{cr}]^{0,5} = (\lambda / \lambda_1) [\beta_A]^{0,5}$$

$\lambda$  est l'élançement pour le mode de flambement à considérer

$$\lambda_1 = \pi [E / f_y]^{0,5} = 93,9 \varepsilon$$

$$\varepsilon = [235 / f_y]^{0,5} \quad [f_y \text{ en N/mm}^2]$$

et  $N_{cr}$  est l'effort axial critique élastique pour le mode de flambement approprié.

<sup>\*)</sup> En préparation



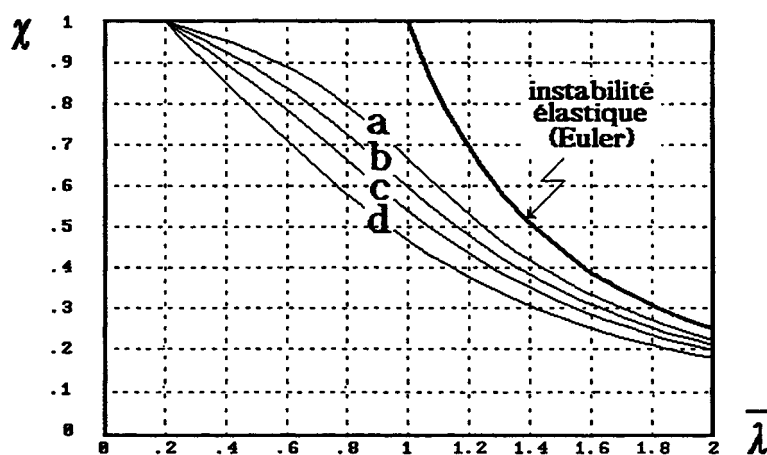
(1) **C** L'effort axial critique élastique  $N_{cr}$  ou l'élanement  $\lambda$  sont calculés sur la base des caractéristiques de section brute (voir 5.5.1.4(3)).

Pour les cornières simples comprimées utilisées en tant qu'éléments de treillis, on se reportera en 5.8.3.

(2) Le facteur d'imperfection  $\alpha$  correspondant à la courbe de flambement appropriée doit être pris dans le tableau 5.5.1.

Tableau 5.5.1 Facteurs d'imperfection				
Courbe de flambement	a	b	c	d
Facteur d'imperfection $\alpha$	0,21	0,34	0,49	0,76

(2) **C** Les courbes de flambement sont les courbes donnant le coefficient de réduction  $\chi$  en fonction de l'élanement réduit  $\bar{\lambda}$ .



(3) Des valeurs du facteur de réduction  $\chi$  peuvent être obtenues à partir du tableau 5.5.2 en fonction de l'élanement réduit  $\bar{\lambda}$ .

(4) En alternative, les éléments uniformes peuvent être vérifiés en utilisant une analyse au second ordre, voir 5.5.1.3(4) et 5.5.1.3(6).

### 5.5.1.3 Éléments non uniformes

(1) Les éléments en fuseau ou à caractéristiques de section transversale étagées sur la longueur peuvent être vérifiés en utilisant une analyse au second ordre, voir (4) et (6).

(2) En alternative, des méthodes simplifiées d'analyse peuvent être élaborées en adoptant la procédure définie pour les éléments uniformes.

(3) *Aucune méthode n'a la préférence. Toute méthode reconnue peut être utilisée à condition que l'on puisse démontrer qu'elle en sécurité.*

- (4) L'analyse au second ordre d'un élément doit prendre en compte l'imperfection initiale en arc équivalente de la figure 5.5.1 correspondant à la courbe appropriée de flambement ainsi qu'à la méthode d'analyse et au type de vérification de la section transversale adoptés.

**(4) C** L'analyse locale au second ordre à opérer sur un élément comprimé non uniforme pour vérifier sa résistance au flambement par flexion peut être faite dans les conditions précisées en amendement de 5.5.4(1).

- (5) Les imperfections initiales en arc équivalentes données à la figure 5.5.1 doivent aussi être utilisées pour les éléments où il est nécessaire (selon 5.2.4.5) d'inclure les imperfections dans l'analyse globale.
- (6) Lorsque les imperfections données à la figure 5.5.1 sont utilisées, les résistances des sections transversales doivent être vérifiées comme spécifié en 5.4, mais en utilisant  $\gamma_{M1}$  au lieu de  $\gamma_{M0}$ .

<b>Tableau 5.5.2 Coefficients de réduction <math>\chi</math></b>				
$\bar{\lambda}$	Courbe de flambement			
	a	b	c	d
0,2	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,3	0,9775	0,9641	0,9491	0,9235
0,4	0,9528	0,9261	0,8973	0,8504
0,5	0,9243	0,8842	0,8430	0,7793
0,6	0,8900	0,8371	0,7854	0,7100
0,7	0,8477	0,7837	0,7247	0,6431
0,8	0,7957	0,7245	0,6622	0,5797
0,9	0,7339	0,6612	0,5998	0,5208
1,0	0,6656	0,5970	0,5399	0,4671
1,1	0,5960	0,5352	0,4842	0,4189
1,2	0,5300	0,4781	0,4338	0,3762
1,3	0,4703	0,4269	0,3888	0,3385
1,4	0,4179	0,3817	0,3492	0,3055
1,5	0,3724	0,3422	0,3145	0,2766
1,6	0,3332	0,3079	0,2842	0,2512
1,7	0,2994	0,2781	0,2577	0,2289
1,8	0,2702	0,2521	0,2345	0,2093
1,9	0,2449	0,2294	0,2141	0,1920
2,0	0,2229	0,2095	0,1962	0,1766
2,1	0,2036	0,1920	0,1803	0,1630
2,2	0,1867	0,1765	0,1662	0,1508
2,3	0,1717	0,1628	0,1537	0,1399
2,4	0,1585	0,1506	0,1425	0,1302
2,5	0,1467	0,1397	0,1325	0,1214
2,6	0,1362	0,1299	0,1234	0,1134
2,7	0,1267	0,1211	0,1153	0,1062
2,8	0,1182	0,1132	0,1079	0,0997
2,9	0,1105	0,1060	0,1012	0,0937
3,0	0,1036	0,0994	0,0951	0,0882

Section transversale		Méthode d'analyse globale				
Vérification de la résistance	Type de section et axe	Elastique ou Rigide-Plastique ou Elastique-Parfaitement Plastique	Elasto-Plastique (méthode des zones plastiques)			
Elastique [5.4.8.2]	Quelconque	$\alpha(\bar{\lambda} - 0,2) k_{\gamma} W_{e\ell} / A$	-			
Plastique Linéaire [5.4.8.1(12)]	Quelconque	$\alpha(\bar{\lambda} - 0,2) k_{\gamma} W_{p\ell} / A$	-			
Plastique non-linéaire [5.4.8.1(1) à (11)]	Section en I Axe yy	$1,33\alpha(\bar{\lambda} - 0,2) k_{\gamma} W_{p\ell} / A$	$\alpha(\bar{\lambda} - 0,2) k_{\gamma} W_{p\ell} / A$			
	Section en I Axe zz	$2,0 k_{\gamma} e_{\text{eff}} / \varepsilon$	$k_{\gamma} e_{\text{eff}} / \varepsilon$			
	Section creuse rectangulaire	$1,33\alpha(\bar{\lambda} - 0,2) k_{\gamma} W_{p\ell} / A$	$\alpha(\bar{\lambda} - 0,2) k_{\gamma} W_{p\ell} / A$			
	Section creuse circulaire	$1,5 k_{\gamma} e_{\text{eff}} / \varepsilon$	$k_{\gamma} e_{\text{eff}} / \varepsilon$			
$k_{\gamma} = (1 - k_{\delta}) + 2 k_{\delta} \bar{\lambda}$ avec $k_{\gamma} \geq 1,0$						
Courbe de flambement	$\alpha$	$e_{\text{eff}}$	$k_{\delta}$			
			$\gamma_{M1} = 1,05$	$\gamma_{M1} = 1,10$	$\gamma_{M1} = 1,15$	$\gamma_{M1} = 1,20$
a	0,21	$\ell/600$	0,12	0,23	0,33	0,42
b	0,34	$\ell/380$	0,08	0,15	0,22	0,28
c	0,49	$\ell/270$	0,06	0,11	0,16	0,20
d	0,76	$\ell/180$	0,04	0,08	0,11	0,14
<b>Éléments non-uniformes:</b>						
Utiliser les valeurs de $W_{e\ell}/A$ ou $W_{p\ell}/A$ au centre de la longueur de flambement $\ell$						
<b>Figure 5.5.1 Valeurs de calcul de l'imperfection initiale équivalente en arc <math>e_{o,d}</math></b>						

#### 5.5.1.4 Flambement par flexion

- (1) La courbe de flambement appropriée pour le flambement par flexion doit être déterminée d'après le tableau 5.5.3.
- (2) Les sections non traitées dans le tableau 5.5.3 doivent être classées par analogie.
- (3) L'élançement  $\lambda$  est égal à

$$\lambda = \ell / i \quad (5.47)$$

où  $i$  est le rayon de giration suivant l'axe concerné, déterminé à partir des caractéristiques de la section transversale brute.

- (4) Les profils creux formés à froid utilisés en construction doivent être vérifiés en utilisant soit:
  - (a) la limite d'élasticité de base  $f_{yb}$  du matériau de la tôle mère à partir de laquelle l'élément a été fabriqué par formage à froid, avec la courbe de flambement  $b$ ,
  - (b) la limite d'élasticité moyenne  $f_{ya}$  de l'élément après formage à froid, déterminée conformément à la définition donnée à la figure 5.5.2, avec la courbe de flambement  $c$ .

#### 5.5.1.5 Longueur de flambement

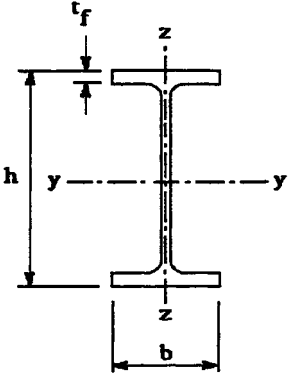
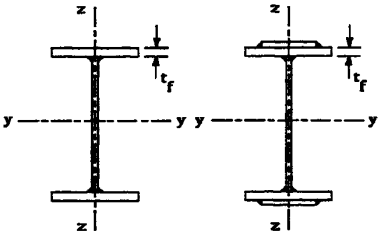
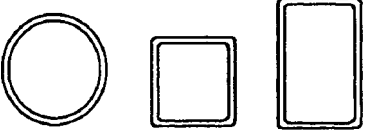
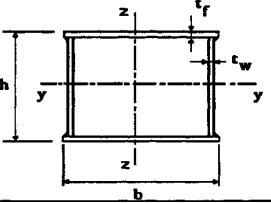

- (1) La longueur de flambement  $\ell$  d'un élément comprimé dont les deux extrémités sont maintenues latéralement en position de manière effective, peut être prise en toute sécurité égale à la longueur d'épure  $L$  de l'élément.

(1) **C** Le maintien latéral peut

- soit être réel (poteaux d'ossatures contreventées par exemple)
- soit résulter d'une hypothèse adoptée dans un modèle de calcul (voir l'amendement de 5.5.4(1) ou le paragraphe 5.2.6.2 (2)).

- (2) En alternative, la longueur de flambement  $\ell$  peut être déterminée à l'aide de l'Annexe E (informative).

(2) **A** La longueur de flambement peut également être déterminée par tout autre moyen approprié ou méthode reconnue. Dans tous les cas, les poutres encastrant les extrémités de l'élément comprimé étudié doivent être considérées articulées dans les sections de moments maximaux ou de pointe où le moment de résistance élastique est dépassé (voir Annexe E, en E.2(8))

Tableau 5.5.3 Choix de la courbe de flambement correspondant à une section			
Type de Section	limites	axe de flambement	courbe de flambement
Sections en I laminées 	$h / b > 1,2 :$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	a b
	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$h / b \leq 1,2 :$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$  $t_f > 100 \text{ mm}$	y - y z - z  y - y z - z	b c  d d
Sections en I soudées 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$  $t_f > 40 \text{ mm}$	y - y z - z  y - y z - z	b c  c d
Sections creuses 	laminées à chaud	quel qu'il soit	a
	formées à froid - en utilisant $f_{yb}$ *)	quel qu'il soit	b
	formées à froid - en utilisant $f_{ya}$ *)	quel qu'il soit	c
Caissons soudés 	d'une manière générale (sauf ci-dessous)	quel qu'il soit	b
	Soudures épaisses et  $b / t_f < 30$ $h / t_w < 30$	y - y z - z	c c
Sections en U, L, T et sections pleines 		quel qu'il soit	c

\*) Voir 5.5.1.4 (4) et figure 5.5.2

**Limite d'élasticité moyenne :**

La limite d'élasticité moyenne  $f_{ya}$  peut être déterminée par des essais sur sections réelles ou par

$$f_{ya} = f_{yb} + (knt^2 / A_g) (f_u - f_{yb})$$

où

$f_{yb}$  = limite d'élasticité en traction du matériau de base défini ci-après (N/mm<sup>2</sup>)

$f_u$  = limite de rupture en traction du matériau de base (N/mm<sup>2</sup>)

$t$  = épaisseur de la tôle mère (mm)

$A_g$  = Aire de la section transversale brute (mm<sup>2</sup>)

$k$  = coefficient dépendant du type de formage :

- $k = 7$  pour profilage à froid sur machine à galets
- $k = 5$  pour autres méthodes de formage

$n$  = nombre de coudes à 90° dans le profil avec rayon intérieur < 5  $t$   
(les fractions de coudes à 90° comptent comme des fractions de  $n$ )

et  $f_{ya}$  ne doit pas dépasser  $f_u$  ou 1,2  $f_{yb}$

Il convient de ne pas utiliser l'augmentation de la limite d'élasticité due au travail à froid pour les éléments soudés, ou ayant subi un recuit de détensionnement, ou galvanisés (après formage), ou soumis après formage à des traitements thermiques susceptibles de produire un adoucissement.

**Matériau de base**

Le matériau de base est le matériau de la tôle plane (tôle mère) à partir de laquelle on fabrique les profils par formage à froid.

**Figure 5.5.2 Limite d'élasticité moyenne  $f_{ya}$  des profils creux formés à froid utilisés en construction**

**C** Les fractions de coudes à 90° sont mesurées en tant que déviations angulaires observées lors du passage d'une face à l'autre, en parcourant le contour de la section.

### 5.5.2 Déversement des éléments fléchis

- (1) La résistance de calcul d'un élément fléchi non maintenu latéralement au déversement doit être prise égale à

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \beta_W W_{p\ell,y} f_y / \gamma_{M1} \quad (5.48)$$

où:  $\beta_W = 1$  pour les sections de Classe 1 ou 2

$\beta_W = W_{e\ell,y} / W_{p\ell,y}$  pour les sections de Classe 3

$\beta_W = W_{eff,y} / W_{p\ell,y}$  pour les sections de Classe 4

et  $\chi_{LT}$  est le coefficient de réduction pour le déversement

(1) **A** Ce paragraphe s'applique aux éléments à section constante, en flexion simple par rapport à l'axe de forte inertie et tels qu'au droit de leurs extrémités les sections ne peuvent tourner autour de l'axe longitudinal de l'élément, ni se déplacer latéralement. Ces conditions peuvent généralement être supposées satisfaites si seule la semelle comprimée ne peut se déplacer latéralement. Les autres conditions de maintien peuvent être traitées de manière analogue en adoptant des valeurs adéquates pour les différents coefficients intervenant dans le calcul du moment critique de déversement  $M_{cr}$  (voir Annexe F).

Le déversement des éléments en flexion uniaxiale avec compression ou en flexion biaxiale avec ou sans compression, doit être traité, s'il y a lieu, en appliquant la clause (2), (4) ou (6) du paragraphe 5.5.4, en fonction de la classe de la section.

Dans le cas d'éléments à caractéristiques de section variables, une méthodologie appropriée et justifiée, élaborée à partir de la procédure définie pour les éléments à section constante peut être adoptée.

Dans les cas de sections en I de Classe 3 et à semelles inégales, il y a lieu d'utiliser le module élastique  $W_{e\ell,y}$  correspondant à la semelle comprimée dont on veut vérifier la stabilité latérale. Il en est de même pour le module  $W_{eff,y}$  des sections de Classe 4.

Le maintien latéral aux extrémités doit être assuré par des éléments et dispositifs de fixation opposant une rigidité suffisante et possédant une résistance adéquate. On rapporte ci-après les critères, tirés de l'Additif 80 au DTU P 22-701 (Règles CM66), auxquels doivent satisfaire ces éléments d'entretoisement et dispositifs de fixation:

- résister à un effort égal à 2% de l'effort axial de compression existant dans les semelles comprimées au niveau des sections maintenues, cet effort étant transmis par ces semelles perpendiculairement au plan de l'âme des éléments.
- opposer une rigidité suffisante au déplacement latéral et à la rotation dans le plan perpendiculaire au plan de flexion pour justifier le choix de l'élançement réduit  $\bar{\lambda}_{LT}$  retenu (voir définition en (5)).

Des informations complémentaires sont données dans les Commentaires du paragraphe 5,23 de l'Additif 80 au DTU P 22-701 (Règles CM66).

- (2) La valeur de  $\chi_{LT}$  pour l'élancement réduit  $\bar{\lambda}_{LT}$  peut être déterminée par la formule

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}} \quad \text{mais } \chi_{LT} \leq 1 \quad (5.49)$$

où  $\phi_{LT} = 0,5 [1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$

- (3) Il convient d'adopter la valeur suivante du facteur d'imperfection  $\alpha_{LT}$  pour le déversement

$$\alpha_{LT} = 0,21 \quad \text{pour les profils laminés}$$

$$\alpha_{LT} = 0,49 \quad \text{pour les sections soudées}$$

- (4) Les valeurs du coefficient de réduction  $\chi_{LT}$  pour l'élancement réduit approprié  $\bar{\lambda}_{LT}$  peuvent être obtenues à partir du tableau 5.5.2 avec  $\bar{\lambda} = \bar{\lambda}_{LT}$  et  $\chi = \chi_{LT}$ , en utilisant

- pour les profils laminés, la courbe a ( $\alpha = 0,21$ )
- pour les sections soudées, la courbe c ( $\alpha = 0,49$ )

- (5) La valeur de  $\bar{\lambda}_{LT}$  peut être déterminée par la formule

$$\bar{\lambda}_{LT} = [\beta_W W_{pl,y} f_y / M_{cr}]^{0,5} = [\lambda_{LT} / \lambda_1] [\beta_W]^{0,5}$$

où  $\lambda_1 = \pi [E / f_y]^{0,5} = 93,9 \varepsilon$

$$\varepsilon = [235 / f_y]^{0,5} \quad [f_y \text{ en N/mm}^2]$$

et  $M_{cr}$  = moment critique élastique de déversement

- (5) A** Le moment critique élastique de déversement  $M_{cr}$  doit être calculé avec les caractéristiques de la section brute. Pour les sections de Classe 4, le calcul de  $M_{cr}$  sera fait sans considérer l'inertie de torsion uniforme de l'élément ( $I_t = 0$ , voir l'Annexe F)

$\lambda_{LT}$  est l'élancement de l'élément vis-à-vis du déversement (voir l'Annexe F)

- (6) Des indications sur le calcul de  $M_{cr}$  (ou sur le calcul direct de  $\lambda_{LT}$ ) sont données dans l'Annexe F (informative).
- (7) Lorsque l'élancement réduit  $\bar{\lambda}_{LT} \leq 0,4$ , il n'est pas nécessaire de tenir compte du déversement.



(7) **A** Cependant, dans le cas où l'élément fléchi comporte à l'une de ses extrémités une rotule plastique ayant "tourné" pour permettre une redistribution des sollicitations, les conditions de maintien latéral au voisinage de sections plastifiées énoncées à l'article 5,21 de l'Additif 80 au DTU P 22-701 (Règles CM66) doivent également être satisfaites pour ne pas avoir à tenir compte du déversement.

Lorsque le moment varie linéairement sur la longueur  $L$  libre de se déverser, ces conditions se ramènent à:

$$L/i_z \leq 35 \varepsilon \quad \text{si} \quad 0,625 \leq \psi \leq 1$$

$$L/i_z \leq (60 - 40 \psi) \varepsilon \quad \text{si} \quad -1 \leq \psi < 0,625$$

où  $\psi$  rapport des moments fléchissants aux extrémités de l'élément ( $-1 \leq \psi \leq 1$ ,  $\psi > 0$  si flexion en simple courbure)

$i_z$  rayon de giration minimal de la section

(8) Il n'est pas nécessaire de vérifier la résistance au déversement d'une poutre effectivement maintenue sur toute sa longueur.

### 5.5.3 Éléments fléchis et tendus

(1) Les éléments soumis à une interaction de moment fléchissant et d'effort axial de traction doivent être vérifiés au déversement en traitant l'effet résultant de ces sollicitations, voir 2.3.3.1(4).

(2) *Lorsque l'effort axial et le moment fléchissant peuvent varier indépendamment, il convient de multiplier la valeur de calcul de l'effort de traction par un facteur de réduction d'effet vectoriel :*

$$\psi_{vec} = \boxed{0,8}$$

(3) *La contrainte calculée  $\sigma_{com.Ed}$  (qui peut dépasser  $f_y$ ) dans la fibre extrême comprimée du fait de l'effet vectoriel est à déterminer par :*

$$\sigma_{com.Ed} = M_{Sd} / W_{com} - \psi_{vec} N_{t,Sd} / A \quad (5.50)$$

où  $W_{com}$  = module élastique de section relatif à la fibre extrême comprimée

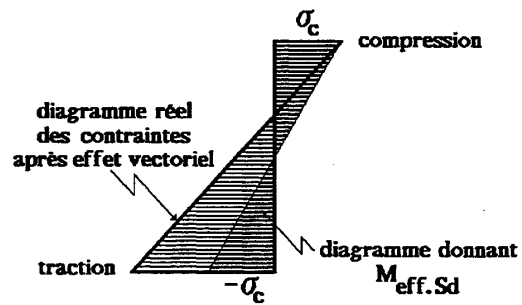
et  $N_{t,Sd}$  = valeur de calcul de l'effort axial de traction

(3) **C** *Dans l'expression (5.50),  $\psi_{vec}$  n'est à considérer que si la condition énoncée en (2) est satisfaite.*

- (4) Il convient de conduire la vérification en utilisant un moment fléchissant effectif de calcul  $M_{\text{eff.Sd}}$  égal à :

$$M_{\text{eff.Sd}} = W_{\text{com}} \sigma_{\text{com.Ed}}$$

- (4) **C** La figure ci-dessous illustre le moment effectif à retenir pour la vérification (dans le cas d'une section symétrique). Il y a lieu de vérifier également la résistance de la section d'après 5.4.8.



- (5) La résistance de calcul au déversement  $M_{b,Rd}$  est calculée d'après 5.5.2.

### 5.5.4 Éléments comprimés et fléchis

**A** S'inspirant ici de l'article 5,32 de l'Additif 80 au DTU P 22-701 (Règles CM66), on admet que pour la vérification de la résistance d'un élément uniforme comprimé et fléchi dont les sections sont de Classe 1, 2 ou 3 et pour lequel il n'y a pas de risque de déversement, le critère adéquat énoncé en (1) ou (3) n'est à considérer que lorsque les deux conditions suivantes sont remplies :

$$\bar{\lambda}_{\max} > 0,2 \quad \text{et} \quad \frac{N_{Sd}}{\chi_{\min} A f_y / \gamma_{M1}} > 0,1$$

$$\text{où} \quad \bar{\lambda}_{\max} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) \quad \text{et} \quad \chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z)$$

Pour ces classes de sections, lorsque le déversement est un mode de ruine potentiel (c'est-à-dire lorsque  $\bar{\lambda}_{LT} > 0,4$ ), le critère adéquat énoncé en (2) ou (4) doit être considéré, que les conditions ci-dessus soient remplies ou non.

Pour les sections de Classe 4, les critères donnés en (5) et (6) s'appliquent sans restrictions particulières.

Les critères de résistance donnés en 5.5.4 doivent être vérifiés en prenant les valeurs maximales des sollicitations régnant le long de l'élément.

Dans de nombreux cas,  $\mu_y$  et  $\mu_z$  prennent des valeurs négatives.

(1) Les éléments à section transversale de Classe 1 ou 2 sollicités en flexion et en compression axiale doivent satisfaire à la condition suivante:

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{\min} A f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_y M_{y.Sd}}{W_{pl.y} f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_z M_{z.Sd}}{W_{pl.z} f_y / \gamma_{M1}} \leq 1 \quad (5.51)$$

$$\text{où} \quad k_y = 1 - \frac{\mu_y N_{Sd}}{\chi_y A f_y} \quad \text{mais} \quad k_y \leq 1,5$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2 \beta_{M.y} - 4) + \left( \frac{W_{pl.y} - W_{el.y}}{W_{el.y}} \right) \quad \text{mais} \quad \mu_y \leq 0,90$$

$$k_z = 1 - \frac{\mu_z N_{Sd}}{\chi_z A f_y} \quad \text{mais} \quad k_z \leq 1,5$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z (2 \beta_{M.z} - 4) + \left( \frac{W_{pl.z} - W_{el.z}}{W_{el.z}} \right) \quad \text{mais} \quad \mu_z \leq 0,90$$

$\chi_{\min}$  est la plus petite des valeurs de  $\chi_y$  et  $\chi_z$

où  $\chi_y$  et  $\chi_z$  sont les coefficients de réduction définis en 5.5.1 pour les axes y-y et z-z respectivement.

et  $\beta_{M.y}$  et  $\beta_{M.z}$  sont les facteurs de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion, voir (7).

**(1) A** **Sections dissymétriques**

Dans le cas de sections dissymétriques,  $W_{e\ell,y}$  et  $W_{e\ell,z}$  doivent être calculés pour la fibre extrême où les contraintes dues respectivement à chaque sollicitation maximale  $N_{Sd}$ ,  $M_{y,Sd}$  et  $M_{z,Sd}$  le long de l'élément ont le même signe.

**Analyse locale au second ordre et vérification de l'élément isolé**

Dans le cas d'un élément non uniforme, ou comme alternative dans le cas d'un élément uniforme, la résistance de l'élément comprimé et fléchi sans risque de déversement peut être vérifiée en opérant une analyse locale au second ordre sur l'élément isolé, en présence de l'imperfection initiale en arc définie à la figure 5.5.1. Cette analyse au second ordre de l'élément isolé peut être faite dans les conditions précisées ci-après. Telle qu'elle est exposée, cette analyse ne prend en aucun cas en compte le risque éventuel de déversement qui est à vérifier avec le critère adéquat de 5.5.4.

• Analyse locale dans un plan principal d'inertie

L'analyse locale au second ordre à opérer sur un élément comprimé et fléchi pour vérifier sa résistance au flambement **dans le plan considéré** peut être réalisée dans les conditions suivantes:

- l'élément est considéré avec sa longueur d'épure  $L$ , en présence de l'imperfection initiale en arc d'amplitude  $e_{o,d}$  (centrée sur cette longueur d'épure) calculée sur la base de la longueur de flambement  $\ell$  de l'élément,  $\ell$  correspondant au mode d'instabilité à nœuds fixes dans le plan considéré. L'imperfection  $e_{o,d}$  doit être introduite dans le sens le plus défavorable eu égard à celui des efforts de liaison et des charges éventuellement appliquées sur l'élément dans le plan considéré.
- l'élément est supposé articulé à ses deux extrémités, elles-mêmes supposées maintenues latéralement (nœuds fixes)
- l'élément est soumis :
  - . à ses extrémités, aux efforts de liaison (sollicitations) déterminés par l'analyse globale de l'ossature
  - . aux charges éventuellement appliquées entre ses extrémités dans le plan considéré.

Cette analyse locale permet ainsi de de déterminer, **dans le plan considéré**, le moment fléchissant amplifié ( $M+\Delta M$ ) en chaque section de l'élément en introduisant ainsi le moment fléchissant supplémentaire  $\Delta M$  dû aux effets du second ordre locaux en présence de l'imperfection initiale équivalente  $e_{o,d}$ .

.../...

.../...

• Vérification de la résistance de l'élément

La résistance de l'élément est vérifiée si sa stabilité et la résistance de toutes ses sections sont assurées, sous les charges de calcul, à l'issue de l'analyse locale au second ordre.

En fonction des plans de flambement potentiels et du type de flexion à laquelle est soumis l'élément, la ou les analyses locales au second ordre à effectuer, ainsi que les types de sollicitations à considérer dans le critère de vérification de la résistance des sections peuvent être tirés du tableau ci-après.

La résistance des sections est déterminée en utilisant le coefficient partiel de sécurité  $\gamma_{M1}$  au lieu de  $\gamma_{M0}$  (voir 5.5.1.3(6)). L'influence éventuelle de l'effort tranchant sur la résistance des sections doit être prise en compte (voir 5.4.9).

Plan(s) de Flambement	Méthodologie	Combinaison de sollicitations			
		N	N+M <sub>y</sub>	N+M <sub>z</sub>	N+M <sub>y</sub> +M <sub>z</sub>
xz	Plan de l'analyse locale	xz	xz	xz	xz
	Vérification des sections avec	N+ΔM <sub>y</sub>	N+M <sub>y</sub> +ΔM <sub>y</sub>	N+ΔM <sub>y</sub> +M <sub>z</sub>	N+(M <sub>y</sub> +ΔM <sub>y</sub> )+M <sub>z</sub>
xy	Plan de l'analyse locale	xy	xy	xy	xy
	Vérification des sections avec	N+ΔM <sub>z</sub>	N+M <sub>y</sub> +ΔM <sub>z</sub>	N+(M <sub>z</sub> +ΔM <sub>z</sub> )	N+M <sub>y</sub> + (M <sub>z</sub> +ΔM <sub>z</sub> )
xy+xz	Plan de l'analyse locale	xy puis xz	xy puis xz	xy puis xz	xy puis xz
	Vérification des sections avec	N+ΔM <sub>y</sub> puis N+ΔM <sub>z</sub>	N+(M <sub>y</sub> +ΔM <sub>y</sub> )+ΔM <sub>z</sub>	N+ΔM <sub>y</sub> + (M <sub>z</sub> +ΔM <sub>z</sub> )	N+(M <sub>y</sub> +ΔM <sub>y</sub> )+ (M <sub>z</sub> +ΔM <sub>z</sub> )

x-x : axe longitudinal de l'élément

ΔM : moment fléchissant dû aux effets du second ordre en présence de l'imperfection initiale et des actions de flexion dans le plan de l'analyse locale effectuée

(M+ΔM) : moment fléchissant amplifié, directement obtenu par l'analyse locale effectuée

Dans ce tableau, les combinaisons de sollicitations données pour le cas de flambement (xy+xz) avec flexion sont des combinaisons enveloppes car l'effet de l'imperfection initiale est pris dans les 2 plans alors que seul l'effet le plus défavorable est à considérer. Pour affiner ces combinaisons, il y aurait lieu d'extraire de ΔM la part ΔM<sub>0</sub> due à l'imperfection initiale seule et de ne retenir que le plus défavorable de ΔM<sub>0y</sub> et ΔM<sub>0z</sub>.

**Eléments non uniformes**

La résistance d'un élément non uniforme comprimé et fléchi sans risque de déversement peut être justifiée en opérant une analyse au second ordre telle quelle est définie ci-dessus. En alternative, il est également possible d'utiliser des méthodes reconnues comme plaçant en sécurité, déduites de la procédure définie pour les éléments uniformes.

- (2) Les éléments à section transversale de Classe 1 ou 2 pour lesquels le déversement représente un mode potentiel de ruine doivent également satisfaire à la condition:

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_z A f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_{LT} M_{y.Sd}}{\chi_{LT} W_{p\ell.y} f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_z M_{z.Sd}}{W_{p\ell.z} f_y / \gamma_{M1}} \leq 1 \quad (5.52)$$

où  $k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} N_{Sd}}{\chi_z A f_y}$  mais  $k_{LT} \leq 1$

$\mu_{LT} = 0,15 \bar{\lambda}_z \beta_{M,LT} - 0,15$  mais  $\mu_{LT} \leq 0,90$

où  $\beta_{M,LT}$  est un facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement, voir (7).

(2) A La vérification du flambement avec risque de déversement est à vérifier avec les valeurs de sollicitations déterminées dans le cadre de l'analyse globale de l'ossature. Ceci est également valable si la vérification de la résistance au flambement a été conduite à l'aide d'une analyse locale au second ordre (voir amendement de 5.5.4(1)).

- (3) Les éléments à section transversale de Classe 3 sollicités en flexion et compression axiale doivent satisfaire à la condition :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{\min} A f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_y M_{y.Sd}}{W_{e\ell.y} f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_z M_{z.Sd}}{W_{e\ell.y} f_y / \gamma_{M1}} \leq 1 \quad (5.53)$$

où  $k_y$ ,  $k_z$  et  $\chi_{\min}$  sont donnés en (1)

$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{M,y} - 4)$  mais  $\mu_y \leq 0,90$

et  $\mu_z = \bar{\lambda}_z (2\beta_{M,y} - 4)$  mais  $\mu_z \leq 0,90$

(3) A L'amendement de 5.5.4(1) est applicable dans son intégralité à la vérification de la résistance des éléments dont les sections sont de Classe 3.

- (4) Les éléments à section transversale de Classe 3 pour lesquels le déversement représente un mode potentiel de ruine doivent également satisfaire à la conditions :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_z A f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_{LT} M_{y.Sd}}{\chi_{LT} W_{e\ell.y} f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_z M_{z.Sd}}{W_{e\ell.z} f_y / \gamma_{M1}} \leq 1 \quad (5.54)$$

(4) A Voir l'amendement de 5.5.4(2).

- (5) Les éléments à section transversale de Classe 4 sollicités en flexion et compression axiale doivent satisfaire à la condition:

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{\min} A_{\text{eff}} f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_y (M_{y.Sd} + N_{Sd} e_{N.y})}{W_{\text{eff.y}} f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_z (M_{z.Sd} + N_{Sd} e_{N.z})}{W_{\text{eff.z}} f_y / \gamma_{M1}} \leq 1 \quad (5.56)$$

où  $k_y$ ,  $k_z$  et  $\chi_{\min}$  sont donnés en (1), mais en remplaçant  $A$  par  $A_{\text{eff}}$ , voir 5.3.5(9)  
 $\mu_y$  et  $\mu_z$  sont donnés en (3), mais en ajoutant  $N_{Sd} \cdot e_N$  à  $M_{Sd}$  pour déterminer  $\beta$   
 et  $A_{\text{eff}}$ ,  $W_{\text{eff.y}}$ ,  $W_{\text{eff.z}}$ ,  $e_{N.y}$  et  $e_{N.z}$  sont définis en 5.4.8.3.

- (5) **A** Dans le cas de flexion biaxiale, les modules  $W_{\text{eff.y}}$  et  $W_{\text{eff.z}}$  doivent être calculés pour la fibre extrême où les contraintes dues respectivement à chaque sollicitation maximale  $N_{Sd}$ ,  $M_{y.Sd}$  et  $M_{z.Sd}$  le long de l'élément ont le même signe.

- (5) **C** Dans le cas courant d'éléments à section en I bisymétrique comprimés et fléchis dans le plan de l'âme, le critère se ramène à

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{\min} A_{\text{eff}} f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_y M_{y.Sd}}{W_{\text{eff.y}} f_y / \gamma_{M1}} \leq 1$$

- (6) Les éléments à section transversale de Classe 4 pour lesquels le déversement représente un mode potentiel de ruine doivent également satisfaire à la condition:

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_z A_{\text{eff}} f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_{LT} (M_{y.Sd} + N_{Sd} e_{N.y})}{\chi_{LT} W_{\text{eff.y}} f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_z (M_{z.Sd} + N_{Sd} e_{N.z})}{W_{\text{eff.z}} f_y / \gamma_{M1}} \leq 1 \quad (5.57)$$

où  $k_{LT}$  est donné en (2), mais en remplaçant  $A$  par  $A_{\text{eff}}$ , voir 5.3.5(9)  
 $\mu_{LT}$  est donné en (2), mais en ajoutant  $N_{Sd} \cdot e_N$  à  $M_{Sd}$  pour déterminer  $\beta_{M.LT}$

- (6) **A** Dans le cas de flexion biaxiale, les modules  $W_{\text{eff.y}}$  et  $W_{\text{eff.z}}$  doivent être calculés pour la fibre extrême où les contraintes dues respectivement à chaque sollicitation maximale  $N_{Sd}$ ,  $M_{y.Sd}$  et  $M_{z.Sd}$  le long de l'élément ont le même signe.

- (6) **C** Dans le cas courant d'éléments à section en I bisymétrique comprimés et fléchis dans le plan de l'âme, le critère se ramène à

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_z A_{\text{eff}} f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_{LT} M_{y.Sd}}{\chi_{LT} W_{\text{eff.y}} f_y / \gamma_{M1}} \leq 1$$

- (7) Les facteurs de moment uniforme équivalent  $\beta_{M.y}$ ,  $\beta_{M.z}$  et  $\beta_{M.LT}$  doivent être calculés d'après la figure 5.5.3, en fonction de l'allure du diagramme des moments fléchissants entre points de maintien à déterminer comme suit:

facteur	axe de flexion	points maintenus suivant la direction
$\beta_{M.y}$	y-y	z-z
$\beta_{M.z}$	z-z	y-y
$\beta_{M.LT}$	y-y	y-y

- (7) **C** Pour  $\beta_{M.LT}$ , les sections d'extrémité doivent être maintenues au déversement.

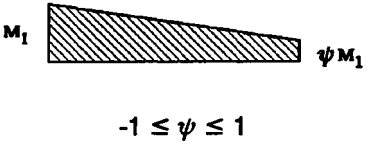
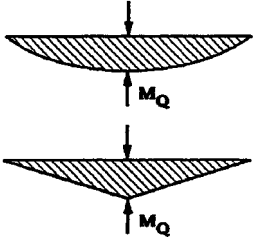
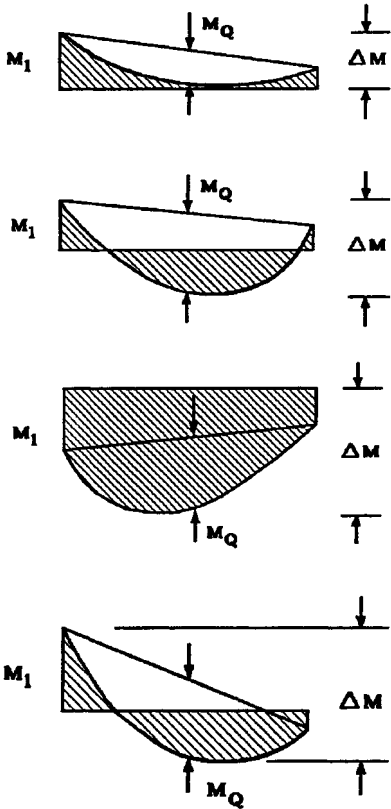
Diagramme de moment	Facteur de moment uniforme équivalent $\beta_M$
<p>Moments d'extrémités</p>  <p><math>-1 \leq \psi \leq 1</math></p>	$\beta_{M, \psi} = 1,8 - 0,7\psi$
<p>Moments dus à des charges transversales</p> 	$\beta_{M, Q} = 1,3$ $\beta_{M, Q} = 1,3$
<p>Moments dus à des charges transversales plus des moments d'extrémités</p> 	$\beta_M = \beta_{M, \psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M, Q} - \beta_{M, \psi})$ $M_Q =  \max M  \text{ dû aux charges transversales seulement}$ $\Delta M = \begin{cases}  \max M  & \text{pour diagramme de moment sans changement de signe} \\  \max M  +  \min M  & \text{pour diagramme de moment avec changement de signe} \end{cases}$

Figure 5.5.3 Facteurs de moment uniforme équivalent



## 5.6 Résistance des âmes au voilement par cisaillement

### 5.6.1 Bases

- (1) La résistance au voilement par cisaillement doit être vérifiée pour les âmes non raidies ayant un rapport  $d/t_w$  supérieur à  $69\varepsilon$  et pour les âmes raidies lorsque ce rapport est supérieur à  $30 \varepsilon \sqrt{k_\tau}$  (voir 5.4.6(7)).

(1) **A** Certaines notations de la Section 5.6 sont définies à la figure 5.6.1. En particulier,  $d$  est ici la distance entre nus intérieurs des semelles.

- (2) La résistance d'une âme au voilement par cisaillement dépend du rapport hauteur-épaisseur  $d/t_w$  ainsi que de l'espacement des éventuels raidisseurs d'âme intermédiaires.
- (3) La résistance d'une âme au voilement par cisaillement peut dépendre également de l'ancrage des zones tendues sur les raidisseurs d'extrémité ou sur les semelles. L'ancrage réalisé par les semelles est réduit par les contraintes longitudinales dues au moment fléchissant et à la charge axiale.
- (4) Des raidisseurs transversaux doivent être prévus au droit des appuis de toute âme ayant un rapport  $d/t_w$  supérieur à  $69\varepsilon$ .

### 5.6.2 Méthodes de calcul

- (1) *La résistance au voilement des âmes non raidies et des âmes munies uniquement de raidisseurs transversaux peut être vérifiée en appliquant soit*
- a) la méthode post-critique simple (voir 5.6.3), soit*
- b) la méthode du champ diagonal de traction (voir 5.6.4).*
- (2) *On peut adopter, en alternative, les méthodes données dans l'ENV 1993-2 Eurocode 3: Partie 2<sup>1)</sup>*
- (3) *La méthode post-critique simple peut s'appliquer aux âmes de poutres à section en I, avec ou sans raidisseurs transversaux intermédiaires, à condition que l'âme soit munie de raidisseurs transversaux au droit des appuis.*
- (4) *On peut appliquer la méthode du champ diagonal de traction aux âmes ayant des raidisseurs transversaux au droit des appuis ainsi que des raidisseurs transversaux intermédiaires, à condition que les panneaux adjacents ou les montants d'extrémité assurent l'ancrage du champ diagonal de traction. Toutefois, il convient de ne pas utiliser cette méthode lorsque  $a/d < 1,0$*
- où  $a$  = espacement libre entre raidisseurs transversaux*
- et  $d$  = hauteur d'âme.*
- (5) *Lorsque les raidisseurs transversaux sont largement espacés, la méthode du champ diagonal de traction place très en sécurité. Son utilisation n'est pas recommandée lorsque  $a/d > 3,0$ .*

<sup>1)</sup> En préparation

- (6) Dans les deux méthodes, il convient de vérifier les raidisseurs transversaux intermédiaires et les soudures comme spécifié respectivement en 5.6.5 et 5.6.6
- (7) Pour les âmes comportant des raidisseurs longitudinaux, se référer à l'ENV 1993-2 Eurocode 3: Partie 2<sup>1)</sup>.

### 5.6.3 Méthode post-critique simple

- (1) La méthode post-critique simple permet d'obtenir la résistance au voilement par cisaillement par la formule:

$$V_{ba.Rd} = d t_w \tau_{ba} / \gamma_{M1} \quad (5.58)$$

où  $\tau_{ba}$  est la résistance post-critique simple au cisaillement.

- (2) La résistance post-critique simple au cisaillement  $\tau_{ba}$  est déterminée ainsi:

a) lorsque  $\bar{\lambda}_w \leq 0,8$  :

$$\tau_{ba} = f_{yw} / \sqrt{3}$$

b) lorsque  $0,8 < \bar{\lambda}_w < 1,2$  :

$$\tau_{ba} = [1 - 0,625(\bar{\lambda}_w - 0,8)](f_{yw} / \sqrt{3})$$

c) lorsque  $\bar{\lambda}_w \geq 1,2$

$$\tau_{ba} = [0,9 / \bar{\lambda}_w](f_{yw} / \sqrt{3})$$

où  $\bar{\lambda}_w$  est l'élanement de l'âme donné par la formule

$$\bar{\lambda}_w = [(f_{yw} / \sqrt{3}) / \tau_{cr}]^{0,5} = \frac{d / t_w}{37,4 \varepsilon \sqrt{k_\tau}}$$

avec  $\tau_{cr}$  = résistance critique élastique au voilement par cisaillement

ett  $k_\tau$  = coefficient de voilement par cisaillement.

- (3) Le coefficient de voilement par cisaillement  $k_\tau$  est donné par les expressions suivantes:

- Pour les âmes avec raidisseurs transversaux au droit appuis mais sans aucun raidisseur transversal intermédiaire:

$$k_\tau = 5,34$$

<sup>1)</sup> En préparation

- Pour les âmes raidies sur appuis et comportant des raidisseurs transversaux intermédiaires, avec  $a/d < 1$ :

$$k_{\tau} = 4 + \frac{5,34}{(a/d)^2}$$

- Pour les âmes raidies sur appuis et comportant des raidisseurs transversaux intermédiaires, avec  $a/d \geq 1$

$$k_{\tau} = 5,34 + \frac{4}{(a/d)^2}$$

## 5.6.4 Méthode du champ diagonal de traction

### 5.6.4.1 Résistance au voilement par cisaillement

- (1) La méthode du champ diagonal de traction permet d'obtenir la résistance au voilement par cisaillement  $V_{bb,Rd}$  par la formule:

$$V_{bb,Rd} = [(d t_w \tau_{bb}) + 0,9 (g t_w \sigma_{bb} \sin \phi)] / \gamma_{M1} \quad (5.59)$$

où  $\sigma_{bb}$  = résistance du champ diagonal de traction donnée par:

$$\sigma_{bb} = [f_{yw}^2 - 3\tau_{bb}^2 + \psi^2]^{0,5} - \psi$$

avec  $\psi = 1,5 \tau_{bb} \sin 2\phi$

où  $\phi =$  inclinaison du champ diagonal de traction

$g =$  largeur du champ diagonal de traction, voir figure 5.6.1

et  $\tau_{bb} =$  résistance initiale au voilement par cisaillement.

- (2) La résistance initiale au voilement par cisaillement  $\tau_{bb}$  est déterminée ainsi:

a) lorsque  $\bar{\lambda}_w \leq 0,8$ :

$$\tau_{bb} = f_{yw} / \sqrt{3}$$

b) lorsque  $0,8 < \bar{\lambda}_w < 1,25$ :

$$\tau_{bb} = [1 - 0,8(\bar{\lambda}_w - 0,8)](f_{yw} / \sqrt{3})$$

c) lorsque  $\bar{\lambda}_w \geq 1,25$ :

$$\tau_{bb} = [1 / \bar{\lambda}_w^2](f_{yw} / \sqrt{3})$$

où  $\bar{\lambda}_w$  est donné en 5.6.3(2).

- (3) La largeur  $g$  du champ diagonal de traction est donnée par:

$$g = d \cos \phi - (a - s_c - s_t) \sin \phi$$

où  $s_c$  et  $s_t$  sont les longueurs d'ancrage du champ diagonal de traction le long des semelles respectivement comprimée et tendue, obtenues par la formules:

$$s = \frac{2}{\sin \phi} \left[ \frac{M_{Nf.Rk}}{t_w \sigma_{bb}} \right]^{0,5} \text{ mais } s \leq a$$

où  $M_{Nf.Rk}$  = moment de résistance plastique réduit de la semelle.

- (4) Il convient de calculer le moment de résistance plastique d'une semelle en négligeant tous les bords tombés en raidisseurs de la semelle. Le moment de résistance plastique réduit  $M_{Nf.Rk}$  qui prend en compte l'effort longitudinal  $N_{f,Sd}$  dans la semelle (dû au moment  $M_{Sd}$  ainsi qu'à tout effort axial  $N_{Sd}$  dans l'élément), est donné par:

$$M_{Nf.Rk} = 0,25 b t_f^2 f_{yf} \left\{ 1 - [N_{f.Sd} / (b t_f f_{yf} / \gamma_{M0})]^2 \right\} \quad (5.60)$$

où  $b$  et  $t_f$  sont la largeur et l'épaisseur de la semelle concernée.

- (4) **A** L'effort longitudinal  $N_{f,Sd}$  dans la semelle considérée est calculé en supposant que le moment  $M_{Sd}$  et l'effort axial  $N_{Sd}$  sont appliqués à la section transversale réduite à ses seules semelles. On pourra se baser sur une répartition uniforme de contraintes dans les semelles.

Dans le cas de semelles comprimées de Classe 4, le terme  $(b t_f f_{yf} / \gamma_{M0})$  doit être remplacé par  $(b_{eff} t_f f_{yf} / \gamma_{M1})$ . De cette manière, on retrouve bien  $M_{Nf.Rk} = 0$  lorsque  $N_{f,Sd}$  atteint la résistance de calcul de la semelle à la compression.

#### 5.6.4.2 Inclinaison du champ diagonal de traction

- (1) L'inclinaison  $\phi$  du champ diagonal de traction varie entre un minimum de  $\theta/2$  et un maximum de  $\theta$ , où  $\theta$  est la pente de la diagonale du panneau donnée par:

$$\theta = \arctan (d / a)$$

- (2) La valeur minimale de  $\theta/2$  s'applique lorsque les semelles sont pleinement utilisées pour résister au moment fléchissant dans l'élément. La valeur maximale  $\theta$  s'applique dans le cas d'un champ diagonal de traction complet, avec  $s = a$ .
- (3) La valeur appropriée de  $\phi$  dans tout autre cas est la valeur (entre les limites  $\theta/2$  et  $\theta$ ) qui rend maximale la résistance au voilement par cisaillement  $V_{bb,Rd}$ .
- (4) Toute autre valeur de  $\phi$  (entre les limites  $\theta/2$  et  $\theta$ ) place en sécurité. En approximation, on peut adopter  $\phi = \theta / 1,5$ . En alternative, on peut itérer pour trouver la valeur optimale de  $\phi$ .

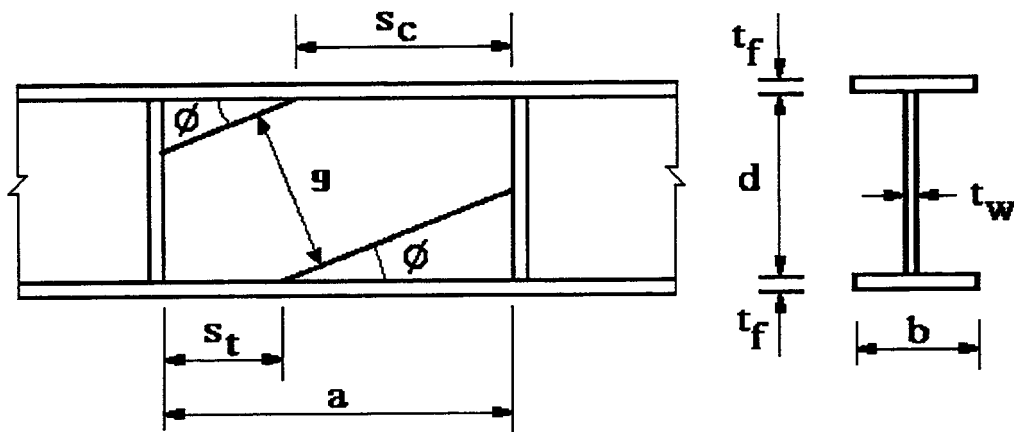


Figure 5.6.1 Géométrie du champ diagonal de traction

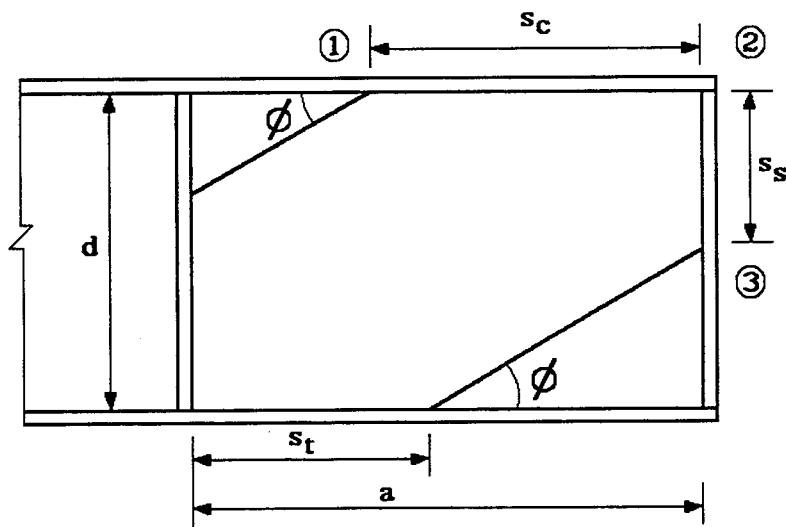


Figure 5.6.2 Géométrie dans le cas d'un panneau d'extrémité

### 5.6.4.3 Panneaux d'extrémité

- (1) *A moins qu'un montant d'extrémité approprié ait été prévu pour ancrer le champ diagonal de traction, il convient de calculer les panneaux d'extrémité par la méthode post-critique simple donnée en 5.6.3.*
- (2) *Lorsque l'on utilise un montant d'extrémité qui satisfait au critère énoncé en (4), il convient de déterminer la résistance au voilement par cisaillement conformément à 5.6.4.1, à l'exception de la longueur d'ancrage  $s_c$  qui est obtenue par (3), voir figure 5.6.2.*
- (3) *Lorsqu'un simple plat de largeur  $b_s$  et d'épaisseur  $t_s$  est utilisé comme montant d'extrémité, la longueur d'ancrage  $s_c$  est déterminée par:*

$$s_c = \frac{2}{\sin \phi} \left[ \frac{M_{pl.1} + M_{pl.2}}{2 t_w \sigma_{bb}} \right]^{0,5} \text{ mais } s_c \leq a \quad (5.61)$$

$$\text{où } M_{pl.1} = 0,25 b t_f^2 f_{yf} [1 - [N_{f1} / (b t_f f_{yf})]^2]$$

$$N_{f1} = g t_w \sigma_{bb} \cos \phi$$

$M_{pl.2}$  est la plus petite valeur de  $M_{Nf}$  et  $M_{Ns}$

$$M_{Nf} = 0,25 b t_f^2 f_{yf} [1 - [F_{bb} / (b t_f f_{yf})]^2]$$

$$M_{Ns} = 0,25 b_s t_s^2 f_{ys} [1 - [N_{s2} / (b_s t_s f_{ys})]^2]$$

$$F_{bb} = t_w s_s \sigma_{bb} \cos^2 \phi$$

$$N_{s2} = t_w s_c \sigma_{bb} \sin^2 \phi$$

$$\text{et } s_s = d - (a - s_f) \tan \phi$$

(3) C Dans l'expression de  $M_{Ns}$  (et dans celle de  $M_{pl.3}$  en (4)), les produits  $0,25.b_s.t_s^2$  et  $b_s.t_s$  représentent respectivement le module plastique et l'aire de la section d'un montant d'extrémité constitué d'un simple plat. Ils doivent être adaptés dans le cas d'un autre type de montant d'extrémité.

L'indice 1, 2 ou 3 se rapporte à la section de même numéro portée sur la figure 5.6.2

- (4) *Pour qu'un simple plat utilisé comme montant d'extrémité puisse résister à l'effort d'ancrage  $F_{bb}$  du champ diagonal de traction, il convient que le critère suivant soit satisfait:*

$$M_{pl.2} + M_{pl.3} \geq 0,5 F_{bb} s_s \quad (5.62)$$

$$\text{où } M_{pl.3} = 0,25 b_s t_s^2 f_{ys} [1 - [N_{s3} / (b_s t_s f_{ys})]^2]$$

$$\text{et } N_{s3} = V_{Sd} - \tau_{bb} t_w (d - s_s)$$

- (5) Si un montant d'extrémité ne satisfait pas au critère énoncé en (4), on peut adopter une valeur supérieure de  $\phi$  de manière à ce que la longueur d'ancrage  $s_s$  soit suffisamment réduite pour satisfaire à ce critère, ceci à condition qu'une valeur réduite de la résistance du panneau d'extrémité au voilement par cisaillement soit déterminée sur la base de cette nouvelle valeur de  $\phi$ .

#### 5.6.4.4 Dispositions constructives concernant les montants d'extrémité

- (1) Il convient de dimensionner les cordons de soudure du montant d'extrémité sur la semelle supérieure pour résister à  $M_{pl,2}$ ,  $F_{bb}$  et  $N_{s2}$ .
- (2) Un montant d'extrémité constitué de deux plats jumelés peut être utilisé en alternative au simple plat de la figure 5.6.2, à condition que les formules de calcul données en 5.6.4.3 soient ajustées en conséquence.

(2) C Cet ajustement des formules de calcul est celui visé au commentaire de 5.6.4.3(3).

#### 5.6.5 Raidisseurs transversaux intermédiaires

- (1) Pour la méthode post-critique simple comme pour la méthode du champ diagonal de traction, l'effort de compression  $N_s$  dans un raidisseur intermédiaire est donné par:

$$N_s = V_{Sd} - d t_w \tau_{bb} / \gamma_{M1} \quad \text{mais} \quad N_s \geq 0 \quad (5.63)$$

où  $\tau_{bb}$  est la résistance initiale au voilement par cisaillement définie en 5.6.4.1(2); il convient d'utiliser la plus petite des valeurs de  $\tau_{bb}$  obtenues pour les deux panneaux adjacents au raidisseur.

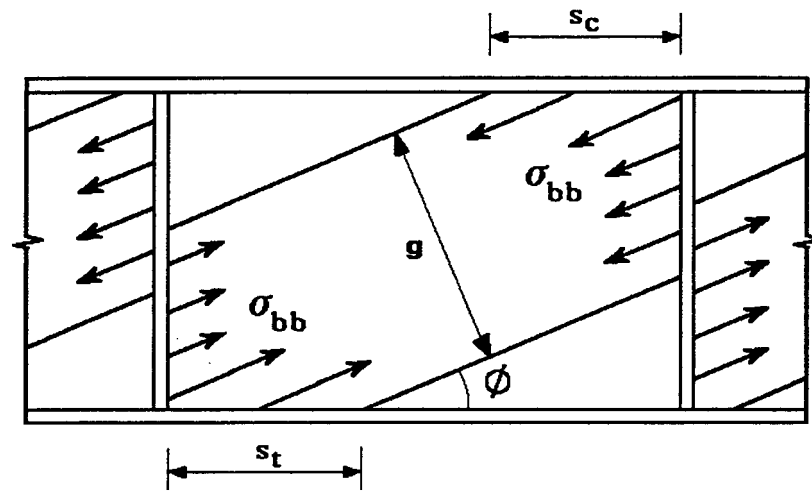
- (2) Il y a lieu de vérifier la résistance des raidisseurs au flambement comme spécifié en 5.7.6.
- (3) Il convient que les conditions suivantes sur le moment d'inertie de flexion d'un raidisseur transversal intermédiaire soient satisfaites:

$$\text{si } a/d < \sqrt{2}: \quad I_s \geq 1,5 d^3 t_w^3 / a^2 \quad (5.64)$$

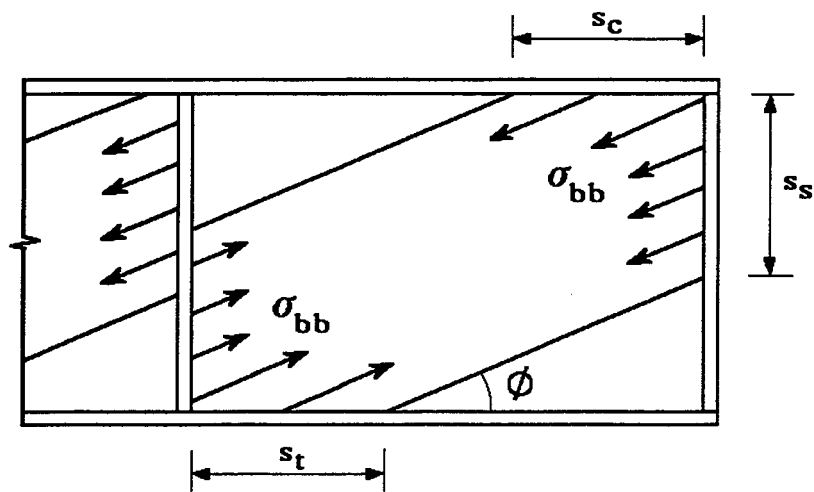
$$\text{si } a/d \geq \sqrt{2}: \quad I_s \geq 0,75 d t_w^3 \quad (5.65)$$

#### 5.6.6 Soudures

- (1) Les efforts utilisés pour vérifier les soudures âme-semelles doivent être compatibles avec les champs de contraintes dans les panneaux d'âme, conformément à la méthode appliqué pour déterminer la résistance au voilement par cisaillement.
- (2) Il convient également que le calcul des soudures âme-raisseur soit en accord avec les hypothèses de calcul des panneaux d'âme.
- (3) Dans la méthode du champ diagonal de traction, les contraintes de traction dans les panneaux d'âme sont indiquées à la figure 5.6.3.



(a) panneau intérieur



(b) panneau d'extrémité

Figure 5.6.3 Contraintes dans le champ diagonal de traction



## 5.6.7 Interaction entre effort tranchant, moment fléchissant et effort axial

### 5.6.7.1 Généralités

- (1) A condition que les semelles puissent résister à la totalité des valeurs de calcul du moment fléchissant et de l'effort axial dans l'élément, il n'est pas nécessaire de réduire la résistance de calcul de l'âme au cisaillement pour tenir compte de ces efforts, sauf dans le cadre de l'application de la méthode du champ diagonal de traction comme spécifié en 5.6.4.1(4).
- (2) Pour la procédure à appliquer dans les autres cas, se référer à:
- 5.6.7.2 pour la méthode post-critique simple
  - 5.6.7.3 pour la méthode du champ diagonal de traction.

### 5.6.7.2 Méthode post-critique simple

- (1) Les sections transversales peuvent être considérées comme satisfaisantes, c'est-à-dire ne nécessitant pas une détermination de l'influence de l'effort tranchant sur le moment résistant de calcul, si elles remplissent les deux conditions suivantes:

$$M_{Sd} \leq M_{f,Rd} \quad (5.66a)$$

$$\text{et } V_{Sd} \leq V_{ba,Rd} \quad (5.66b)$$

où  $M_{f,Rd}$  = moment de résistance plastique de calcul d'une section transversale constituée des semelles seules, avec prise en compte de la largeur efficace  $b_{eff}$  de la semelle comprimée, voir 5.3.5.

et  $V_{ba,Rd}$  = résistance de calcul de l'âme au voilement par cisaillement (voir 5.6.3)

Quand un effort axial  $N_{Sd}$  est également appliqué, il y a lieu de réduire la valeur de  $M_{f,Rd}$  en conséquence, voir 5.4.8.

- (1) **A** En présence d'un effort axial  $N_{Sd}$ , le moment réduit  $M_{f,Rd}$  de résistance plastique de la section composée des seules semelles peut être calculé à partir du critère linéaire de résistance plastique 5.4.8.1(12) en le supposant juste satisfait. Ce moment peut alors être déterminé par:

$$M_{f,Rd} = M_{f,Rd}^0 \left( 1 - \frac{N_{Sd}}{N_{f,Rd}} \right)$$

avec  $M_{f,Rd}^0$  : moment de résistance plastique en l'absence de  $N_{Sd}$ ,

$N_{f,Rd}$ : effort axial plastique,

$M_{f,Rd}^0$  et  $N_{f,Rd}$  se rapportant à la section composée des seules semelles.

Dans le cas où la section est de Classe 1, 2 ou 3,  $M_{f,Rd}^0$  et  $N_{f,Rd}$  sont calculés avec le coefficient partiel de sécurité  $\gamma_{M0}$ . Pour les sections de Classe 4, il y a lieu d'utiliser  $\gamma_{M1}$ . On peut également appliquer la méthode générale énoncée en 5.4.1(2).

(2) A condition que  $V_{Sd}$  ne dépasse pas 50% de  $V_{ba.Rd}$ , il n'est pas nécessaire de réduire la résistance de calcul de la section transversale au moment fléchissant et à l'effort axial pour tenir compte de l'effort tranchant.

(3) Lorsque  $V_{Sd}$  dépasse 50% de  $V_{ba.Rd}$ , il convient de satisfaire au critère suivant:

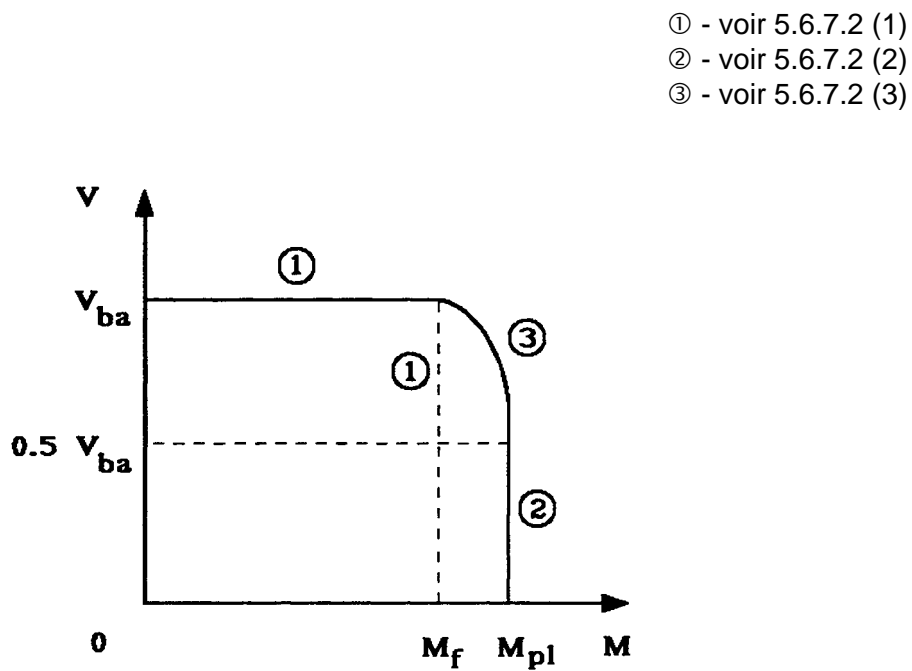
$$M_{Sd} \leq M_{f.Rd} + (M_{pl.Rd} - M_{f.Rd}) [1 - (2V_{Sd} / V_{ba.Rd} - 1)^2] \quad (5.67)$$

Quand un effort axial  $N_{Sd}$  est également appliqué, il y a lieu de remplacer  $M_{pl.Rd}$  par le moment réduit de résistance plastique  $M_{N.Rd}$  (voir 5.4.8).

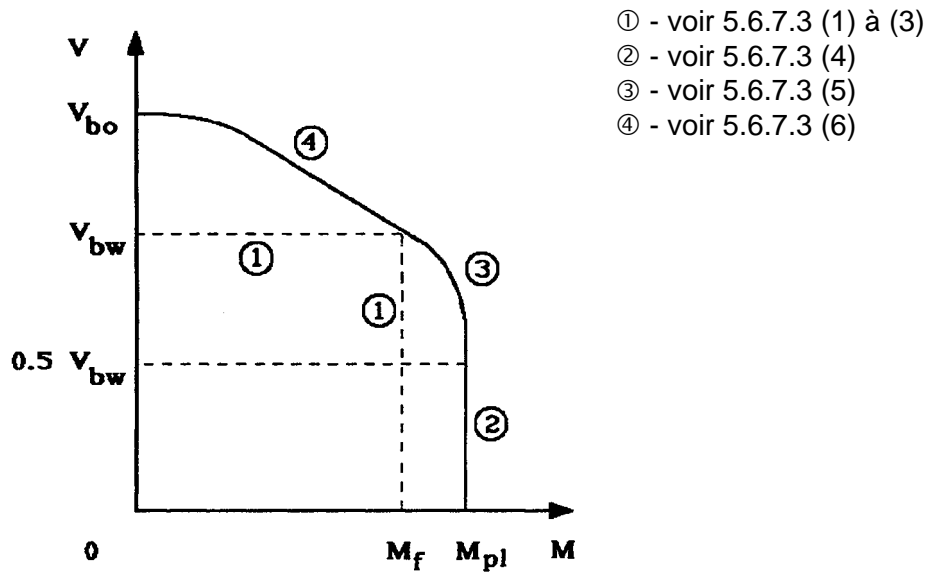
**Note:** Le paragraphe (3) s'applique aux sections de Classe 1, 2 3 ou 4 à condition que la résistance de calcul déterminée pour cette classe en l'absence d'effort tranchant ne soit pas dépassée.

(3) **A** Dans le cas de sections de Classe 4, la résistance plastique virtuelle  $M_{pl.Rd}$  est calculée sur une section composée de l'âme non réduite et des semelles, la largeur de la semelle comprimée étant éventuellement limitée à la largeur efficace si elle est elle-même de Classe 4. Dans le cas où la section est de Classe 1, 2 ou 3,  $M_{pl.Rd}$  est calculé avec le coefficient partiel de sécurité  $\gamma_{M0}$ . Pour les sections de Classe 4, il convient d'utiliser  $\gamma_{M1}$ .

(4) L'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant est illustrée à la figure 5.6.4(a).



(a) Méthode post-critique simple



(b) Méthode du champ diagonal de traction

Figure 5.6.4 Courbes de résistance sous interaction cisaillement - flexion

### 5.6.7.3 Méthode du champ diagonal de traction

- (1) Les sections transversales peuvent être considérées satisfaisantes, c'est-à-dire ne nécessitant pas une détermination de l'influence de l'effort tranchant sur le moment résistant de calcul, si elles remplissent les deux conditions suivantes:

$$M_{Sd} \leq M_{f,Rd} \quad (5.68a)$$

et  $V_{Sd} \leq V_{bw,Rd}$  (5.68b)

où  $M_{Sd}$  et  $V_{Sd}$  sont pris chacun avec leur valeur maximale dans le panneau d'âme étudié compris entre raidisseurs transversaux adjacents

$M_{f,Rd}$  est donné en 5.6.7.2(1)

et  $V_{bw,Rd}$  est la résistance de "l'âme seule" au voilement par cisaillement

Quand un effort axial  $N_{Sd}$  est également appliqué, il y a lieu de réduire la valeur de  $M_{f,Rd}$  en conséquence, voir 5.4.8.

(1) **A** Les valeurs maximales des sollicitations  $M_{Sd}$  et  $V_{Sd}$  à retenir ici peuvent se situer dans des sections différentes du panneau; ces valeurs sont à considérer pour le cas de charge étudié.

- (2) La résistance  $V_{bw,Rd}$  de "l'âme seule" au voilement par cisaillement est la valeur spécifique de  $V_{bb,Rd}$  déduite de 5.6.4 en supposant que les semelles reprennent un moment  $M_{Sd}$  égal à  $M_{f,Rd}$  et, par conséquent, le moment de résistance plastique réduit  $M_{Nf,Rk}$  de chaque semelle défini en 5.6.4.1(4) est nul.

- (3) Pour une section à semelles égales et sans effort axial, il convient de calculer  $V_{bw,Rd}$  en supposant que

$$s_c = s_t = 0$$

et  $\phi = \theta/2$

(3) **C** Dans le cas de semelles inégales ou d'effort axial dans l'élément, on peut se reporter à 5.6.4.2(4) pour l'inclinaison  $\phi$  du champ diagonal de traction.

- (4) A condition que  $V_{Sd}$  ne dépasse pas 50% de  $V_{bw,Rd}$ , il n'est pas nécessaire de réduire la résistance de calcul de la section transversale au moment fléchissant et à l'effort axial pour prendre en compte l'effort tranchant.

- (5) Lorsque  $V_{Sd}$  dépasse 50% de  $V_{bw.Rd}$  sans excéder  $V_{bw.Rd}$ , il convient de satisfaire au critère suivant:

$$M_{Sd} \leq M_{f.Rd} + (M_{pl.Rd} - M_{f.Rd}) [1 - (2V_{Sd} / V_{bw.Rd} - 1)^2] \quad (5.69)$$

Quand un effort axial  $N_{Sd}$  est également appliqué, il y a lieu de remplacer  $M_{pl.Rd}$  par le moment réduit de résistance plastique  $M_{N.Rd}$  (voir 5.4.8).

**Note:** Le paragraphe (5) s'applique aux sections de Classe 1, 2, 3 ou 4 à condition que la résistance de calcul déterminée pour cette classe en l'absence d'effort tranchant ne soit pas dépassée.

(5) A Se reporter à l'amendement de 5.6.7.2(3) pour le calcul de  $M_{pl.Rd}$ .

- (6) Lorsque  $V_{Sd}$  dépasse  $V_{bw.Rd}$ , il convient de satisfaire le critère:

$$V_{Sd} \leq V_{bb.Rd} \quad (5.70)$$

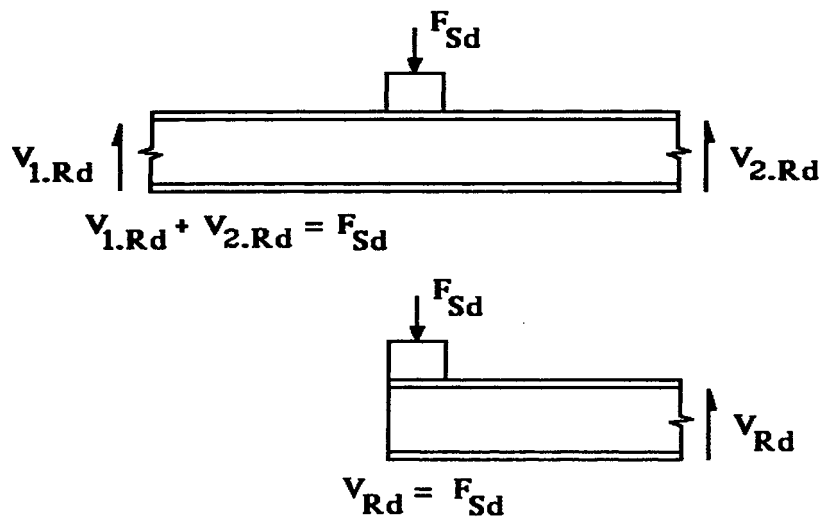
où  $V_{bb.Rd}$  est obtenu à partir de 5.6.4.1, en tenant compte de  $M_{Sd}$  et  $N_{Sd}$  en 5.6.4.1(4).

- (7) L'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant est illustrée à la figure 5.6.4(b). Dans cette figure,  $V_{b0.Rd}$  représente la valeur spécifique de  $V_{bb.Rd}$  pour le cas où  $M_{Sd}=0$ .

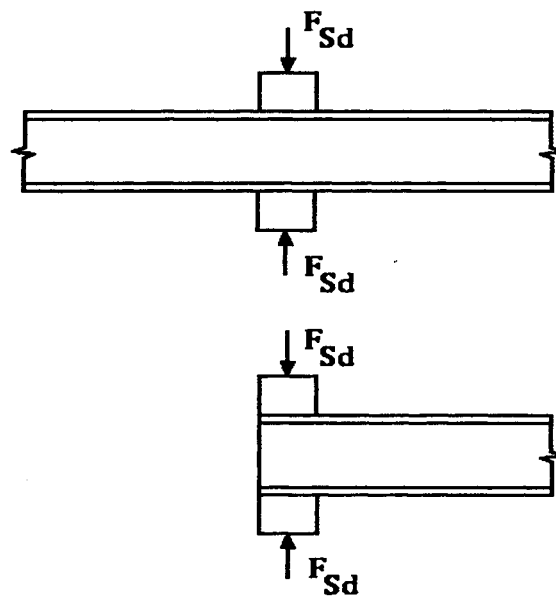
## 5.7 Résistance des âmes aux charges transversales

### 5.7.1 Bases

- (1) La résistance d'une âme non raidie aux charges transversales transmises à travers une semelle est gouvernée par l'un des modes de ruine suivants:
  - écrasement de l'âme, à proximité immédiate de la semelle, accompagné d'une déformation plastique de la semelle,
  - enfoncement local de l'âme sous forme de voilement localisé et écrasement de l'âme à proximité immédiate de la semelle accompagné d'une déformation plastique de celle-ci,
  - voilement de l'âme sur la plus grande partie de sa hauteur.
- (2) On distingue deux modes d'application des charges transversales:
  - charges appliquées sur une semelle et reprises par cisaillement dans l'âme, voir figure 5.7.1(a).
  - charges appliquées sur une semelle et transmises, à travers l'âme, directement à l'autre semelle, voir figure 5.7.1(b).
- (3) *Lorsque les charges sont appliquées à travers une semelle et reprises par cisaillement dans l'âme, la résistance de l'âme à ces charges est prise égale à la plus petite des valeurs suivantes:*
  - la résistance à l'écrasement (voir 5.7.3)
  - la résistance à l'enfoncement local (voir 5.7.4)
- (4) *Lorsque les charges sont appliquées sur une semelle et transmis à travers l'âme directement à l'autre semelle, la résistance de l'âme à ces charges est prise égale à la plus petite des valeurs suivantes:*
  - la résistance à l'écrasement (voir 5.7.3)
  - la résistance au voilement (voir 5.7.5)
- (5) *Lorsque, dans la pratique, les dispositions constructives sont telles qu'elles ne permettent pas de déterminer avec précision le mode de ruine prédominant, il y a lieu de prendre les trois modes en considération.*
- (6) *En outre, il convient de prendre en compte l'effet des charges transversales sur la résistance de l'élément à la flexion, voir 5.3.6 et 5.4.10.*
- (7) *La résistance à l'enfoncement local d'une âme raidie soumise à des charges transversales appliquées entre ses raidisseurs transversaux est, à la base, similaire à celle d'une âme non raidie, avec toutefois un certain accroissement dû à la présence des raidisseurs.*



(a) Charges reprises par cisaillement



(b) Charges transmises directement à travers l'âme

Figure 5.7.1 Charges appliquées sur une semelle

### 5.7.2 Longueur d'appui rigide

- (1) La longueur d'appui rigide sur la semelle est la distance sur laquelle la charge appliquée est répartie de manière effective.
- (2) La résistance de l'âme aux charges transversales est influencée par la longueur d'appui rigide.
- (3) *La longueur d'appui rigide  $s_s$  est déterminée en supposant une diffusion à 45° à travers le matériau acier plein qui est correctement maintenu en place, voir figure 5.7.2. Il convient de n'opérer aucune diffusion à travers des fourrures non solidarifiées.*

### 5.7.3 Résistance à l'écrasement

- (1) *La résistance de calcul à l'écrasement  $R_{y,Rd}$  de l'âme d'une section en I, H ou U est obtenue par la formule :*

$$R_{y,Rd} = (s_s + s_y) t_w f_{yw} / \gamma_{M1} \quad (5.71)$$

dans laquelle  $s_y$  est donné par :

$$s_y = 2 t_f (b_f / t_w)^{0,5} [f_{yf} / f_{yw}]^{0,5} [1 - (\gamma_{M0} \sigma_{f,Ed} / f_{yf})^2]^{0,5} \quad (5.72)$$

où  $b_f$  ne doit pas être pris supérieur à  $25t_f$ ,

et  $\sigma_{f,Ed}$  est la contrainte longitudinale dans la semelle.

(1) **C** La largeur  $b_f$  est celle de la semelle lorsque cette largeur est inférieure à  $25 t_f$  ; d et h sont définis à la figure 1.1

- (2) *Pour un profil laminé en I, H ou U, on peut aussi déterminer  $s_y$  par :*

$$s_y = \frac{2,5 (h - d) [1 - (\gamma_{M0} \sigma_{f,Ed} / f_{yf})^2]^{0,5}}{(1 + 0,8 s_s / (h - d))} \quad (5.73)$$

- (3) *A l'extrémité d'un élément, il convient de diviser  $s_y$  par 2.*



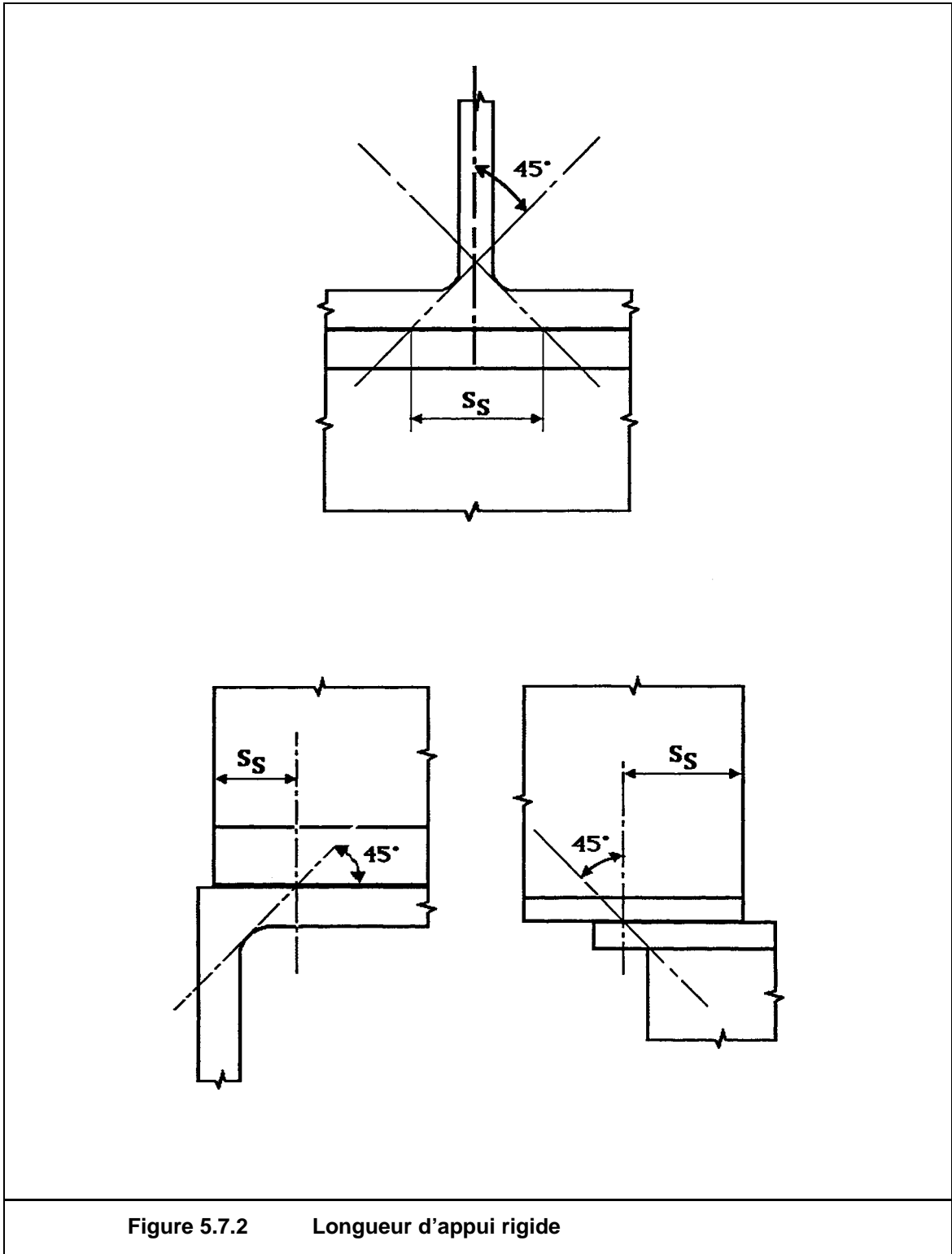


Figure 5.7.2 Longueur d'appui rigide

- (4) Pour les charges de galets de pont roulant transmises à travers un rail reposant sur une semelle sans y être soudé, la résistance de calcul de l'âme à l'écrasement  $R_{y,Rd}$  est prise égale à :

$$R_{y,Rd} = s_y t_w f_{yw} / \gamma_{M1} \quad (5.74)$$

$$\text{où } s_y = k_R \left[ \frac{I_f + I_R}{t_w} \right]^{1/3} [1 - (\gamma_{M0} \sigma_{f.Ed} / f_{yf})^2]^{0,5} \quad (5.75)$$

ou, de façon plus approximative :

$$s_y = 2 (h_R + t_f) [1 - (\gamma_{M0} \sigma_{f.Ed} / f_{yf})^2]^{0,5} \quad (5.76)$$

avec  $h_R$  hauteur du rail

$I_f$  moment d'inertie de flexion de la semelle suivant son axe principal horizontal

$I_R$  moment d'inertie de flexion du rail suivant son axe principal horizontal

et  $k_R$  une constante dont la valeur est prise comme suit :

- lorsque le rail du pont est monté directement sur la semelle :  $k_R = 3,25$
- lorsqu'une fourrure élastique d'une épaisseur minimale de 5 mm est interposée entre le rail et la semelle de la poutre :  $k_R = 4,0$ .

#### 5.7.4 Résistance à l'enfoncement local

- (1) La résistance de calcul  $R_{a,Rd}$  à l'enfoncement local d'une âme de section en I, H ou U est déterminée par la formule :

$$R_{a,Rd} = 0,5 t_w^2 (E f_{yw})^{0,5} [(t_f / t_w)^{0,5} + 3 (t_w / t_f) (s_s / d)] / \gamma_{M1} \quad (5.77)$$

où  $s_s$  est la longueur de l'appui rigide déterminée en 5.7.2(3),

mais  $s_s / d$  ne doit pas être pris supérieur à 0,2.

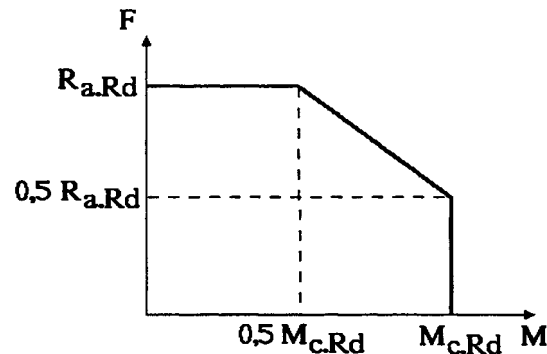
- (2) Lorsque l'élément est également soumis à des moments fléchissants, il convient de satisfaire au critère suivant :

$$F_{Sd} \leq R_{a,Rd} \quad (5.78a)$$

$$M_{Sd} \leq M_{c,Rd} \quad (5.78b)$$

$$\text{et } \frac{F_{Sd}}{R_{a,Rd}} + \frac{M_{Sd}}{M_{c,Rd}} \leq 1,5 \quad (5.78c)$$

- (2) **C** La courbe limite de résistance à l'enfoncement local sous interaction  $F_{Sd} + M_{Sd}$  est illustrée sur la figure ci-dessous.

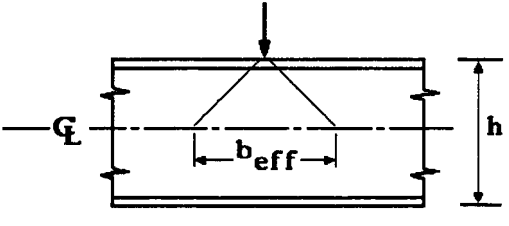
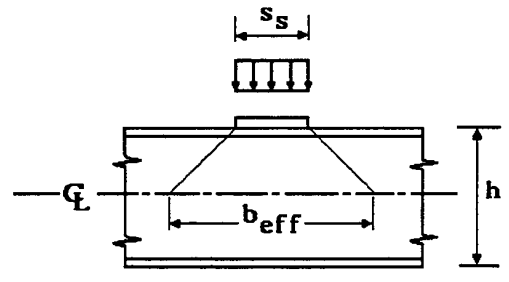
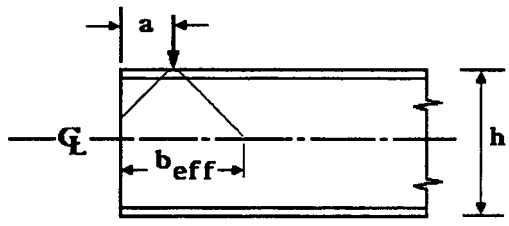
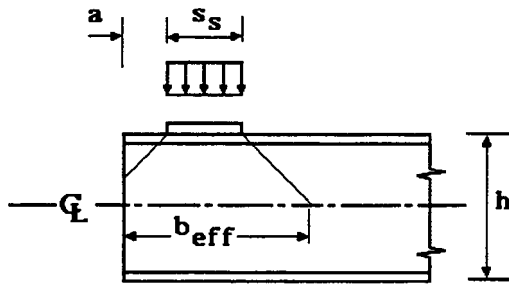


### 5.7.5 Résistance au voilement

- (1) La résistance de calcul  $R_{b,Rd}$  au voilement d'âme d'un profil I, H ou U est déterminée en étudiant le flambement de l'âme considérée comme un élément virtuel comprimé ayant une largeur efficace  $b_{eff}$  obtenue par la formule :

$$b_{eff} = [h^2 + s_s^2]^{0,5} \quad (5.79)$$

- (2) A proximité des extrémités d'un élément (ou d'ouvertures dans l'âme), il convient de ne pas prendre une largeur efficace  $b_{eff}$  de l'âme supérieure à la largeur réellement disponible mesurée à mi-hauteur, voir figure 5.7.3.
- (3) La résistance au flambement de l'élément virtuel comprimé est déterminée comme spécifié en 5.5.1, en adoptant la courbe de flambement c et  $\beta_A = 1$ .
- (4) Il convient de déterminer la longueur de flambement de l'élément virtuel comprimé à partir des conditions de maintien en déplacement latéral et en rotation au niveau des semelles, au droit du point d'application de la charge.
- (5) La semelle sur laquelle la charge est appliquée doit, en principe, être latéralement maintenue au droit du point d'application de la charge. Lorsque ceci n'est pas réalisable, il convient de procéder à une investigation spécifique eu égard au voilement de l'âme.

	$b_{\text{eff}} = h$
	$b_{\text{eff}} = [h^2 + s_s^2]^{0,5}$
	$b_{\text{eff}} = \frac{h}{2} + a$ <p>mais <math>b_{\text{eff}} \leq h</math></p>
	$b_{\text{eff}} = \frac{1}{2}[h^2 + s_s^2]^{0,5} + a + \frac{s_s}{2}$ <p>mais <math>b_{\text{eff}} \leq [h^2 + s_s^2]^{0,5}</math></p>
<p align="center"><b>Figure 5.7.3 Largeur efficace pour la résistance de l'âme au voilement</b></p>	

### 5.7.6 Raidisseurs transversaux

- (1) Pour vérifier la résistance au flambement d'un raidisseur, il convient d'inclure également dans sa section transversale efficace une largeur d'âme égale à  $30 \varepsilon t_w$ , c'est-à-dire  $15 \varepsilon t_w$  de chaque côté du raidisseur, voir figure 5.7.4. Aux extrémités de l'élément (ou à proximité d'ouvertures dans l'âme), il y a lieu de limiter la dimension  $15 \varepsilon t_w$  à la dimension réellement disponible.
  - (2) La résistance au flambement hors du plan est déterminée suivant 5.5.1, en utilisant la courbe de flambement  $c$  et une longueur de flambement  $\ell$  qui ne soit pas inférieure à  $0,75d$ , ou à une valeur plus grande si elle est requise par les conditions d'encastrement.
  - (3) Les raidisseurs d'extrémité et les raidisseurs au droit des appuis intermédiaires sont normalement placés des deux côtés de l'âme et symétriquement par rapport au plan moyen de celle-ci.
  - (4) Il est préférable que les raidisseurs placés à des endroits où sont appliqués des charges extérieures significatives soient symétriques.
  - (5) En cas d'utilisation de raidisseurs d'un seul côté ou asymétriques, il convient de prendre en compte l'excentricité qui en résulte en appliquant la clause 5.5.4.
  - (6) Dans le cas d'un raidisseur sous charge, en sus de la vérification de la résistance au flambement, il convient de vérifier aussi la résistance de sa section transversale au niveau de la semelle chargée. Il y a lieu de limiter la largeur d'âme comprise dans la section transversale efficace du raidisseur à  $s_y$  (voir 5.7.3) et de prendre en compte toute ouverture découpée dans le raidisseur pour dégager les soudures âme-semelle.
- (6) A Dans le cas où l'application de la réaction d'appui se fait sur une longueur d'appui rigide  $s_s$ , il convient d'ajouter cette valeur à  $s_y$ .
- (7) En ce qui concerne les raidisseurs transversaux intermédiaires, à condition qu'ils ne soient pas soumis à des charges extérieures, il est seulement nécessaire de vérifier leur résistance au flambement.

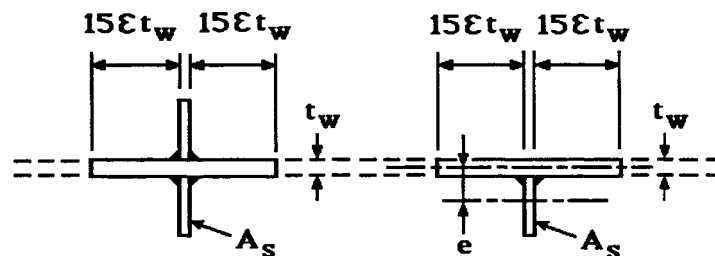


Figure 5.7.4

Section efficace de raidisseurs

### 5.7.7 Flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme

- (1) Pour empêcher la possibilité de flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme, le rapport  $d / t_w$  de l'âme doit satisfaire au critère suivant :

$$d / t_w \leq k ( E / f_{yf} ) [ A_w / A_{fc} ]^{0,5} \quad (5.80)$$

où  $A_w$  = aire de l'âme

$A_{fc}$  = aire de la semelle comprimée

et  $f_{yf}$  = limite d'élasticité de la semelle comprimée.

- (2) La valeur du coefficient  $k$  est prise égale à :

Semelles de Classe 1	:	0,3
Semelles de Classe 2	:	0,4
Semelles de Classe 3 ou 4	:	0,55

- (3) Lorsque la poutre est courbe en élévation, avec la semelle comprimée du côté concave, il convient de modifier ainsi le critère :

$$d / t_w \leq \frac{k ( E / f_{yf} ) [ A_w / A_{fc} ]^{0,5}}{[ 1 + d E / ( 3 r f_{yf} ) ]^{0,5}} \quad (5.81)$$

où  $r$  est le rayon de courbure de la semelle comprimée.

- (4) Lorsque la poutre comporte des raidisseurs transversaux d'âme, la valeur limitative de  $d/t_w$  peut être augmentée en conséquence.

## 5.8 Structures triangulées

### 5.8.1 Généralités

- (1) Les structures triangulées, telles que poutres à treillis et contreventements triangulés, soumises à des charges statistiques prédominantes, peuvent être analysées en supposant que les extrémités des éléments sont nominaleme nt articulées.

**(1) C** Dans le cas des constructions courantes, peu sensibles aux phénomènes vibratoires, les actions du vent sont traitées comme statiques.

En dehors des cas où l'expérience a montré que l'hypothèse "éléments articulés" est valide, il convient de justifier de la capacité de rotation des sections d'extrémité des éléments. Dans certaines circonstances, il convient d'examiner cette question avec une attention particulière ; poutres basses, éléments de faible élancement dans le plan de la poutre...

En dehors des cas où l'expérience a montré que le comportement de la structure étudiée n'est pas affecté par l'existence de jeux dans les attaches boulonnées (voir par exemple le commentaire en 6.3.3), il convient d'évaluer l'incidence de ces jeux.

- (2) La résistance au flambement des éléments comprimés de ces structures peut être déterminée conformément à 5.5.1 pour les éléments simplement comprimés, ou 5.4.4 pour les éléments fléchis et comprimés. La longueur de flambement peut être obtenue suivant 5.8.2. Pour les éléments composés sollicités en compression, voir 5.9.
- (3) *Le calcul des cornières simples comme éléments de treillis est développé en 5.8.3.*
- (4) *Pour la conception et le calcul des pylônes en treillis et des mâts, voir l'ENV 1993-3 Eurocode 3 : Partie 3<sup>\*)</sup>.*

### 5.8.2 Longueur de flambement des éléments

- (1) Pour les éléments de membrure en général et pour le flambement hors du plan du treillis des éléments de treillis, la longueur de flambement  $\ell$  doit être prise égale à la longueur d'épure  $L$ , à moins qu'une valeur inférieure soit justifiée par une analyse précise.
- (2) Les éléments de treillis peuvent être calculés eu égard au flambement dans le plan en utilisant une longueur de flambement plus petite que la longueur d'épure, à condition que les membrures leur assurent un encastrement approprié et que les assemblages d'extrémité assurent un degré de fixation suffisant (pour les assemblages boulonnés prévoir au moins 2 boulons).
- (3) *Dans ces conditions, dans les structures triangulées courantes, la longueur de flambement  $\ell$  des éléments de treillis peut être prise égale à  $0,9L$  pour le flambement dans le plan du treillis, sauf pour les cornières simples.*

**(3) C** Pour les poutres triangulées constituées de profils creux, on peut, dans certains cas, attribuer aux éléments du treillis, une longueur de flambement dans le plan de la poutre, différente de  $0,9L$  (voir Annexe KK, paragraphe KK.10).

- (4) *Pour les cornières simples utilisées comme éléments de treillis comprimés, voir 5.8.3.*

<sup>\*)</sup> A préparer dans une étape ultérieure des travaux.

### 5.8.3 Cornières simples utilisées en tant qu'éléments de treillis comprimés

**C** Pour traiter le cas des cornières simples utilisées en tant qu'éléments de treillis tendus, on se reportera à l'article 5.4.3(3) qui, lui-même, renvoie à 6.5.2.3.

(1) *A condition que les membrures assurent aux éléments de treillis un encastrement approprié et que les assemblages d'extrémité de ces éléments assurent un degré de fixation suffisant (pour les assemblages boulonnés, prévoir au moins 2 boulons), les excentremets peuvent être négligés et le degré de fixation des extrémités peut être pris en compte dans le calcul des cornières en adoptant un élancement réduit efficace  $\bar{\lambda}_{eff}$  obtenu de la façon suivante :*

- pour le flambement suivant l'axe v-v :  $\bar{\lambda}_{eff.v} = 0,35 + 0,7 \bar{\lambda}_v$  (5.82)

- pour le flambement suivant l'axe y-y :  $\bar{\lambda}_{eff.y} = 0,50 + 0,7 \bar{\lambda}_y$  (5.83)

- pour le flambement suivant l'axe z-z :  $\bar{\lambda}_{eff.z} = 0,50 + 0,7 \bar{\lambda}_z$  (5.84)

où  $\bar{\lambda}$  est défini en 5.5.1.2 et les axes sont définis à la figure 1.1

(1) **C** Par excentrement, on entend ici l'excentrement hors du plan de treillis généré par le fait que la cornière calculée est attachée par une aile sur un gousset centré. L'incidence d'autres excentremets n'est pas couverte par les formules données.

(2) *Il convient d'utiliser cet élancement réduit modifié  $\bar{\lambda}_{eff}$  avec la courbe de flambement c, voir 5.5.1, pour déterminer la résistance au flambement.*

(3) *Lorsque l'on utilise un seul boulon pour les assemblages d'extrémité des cornières, ou si la rigidité de ces assemblages est faible, il y a lieu de prendre en compte l'excentrement en se conformant à 5.5.4 et d'adopter comme longueur de flambement  $\ell$  la longueur d'épure L.*



## 5.9 Éléments composés comprimés

### 5.9.1 Bases

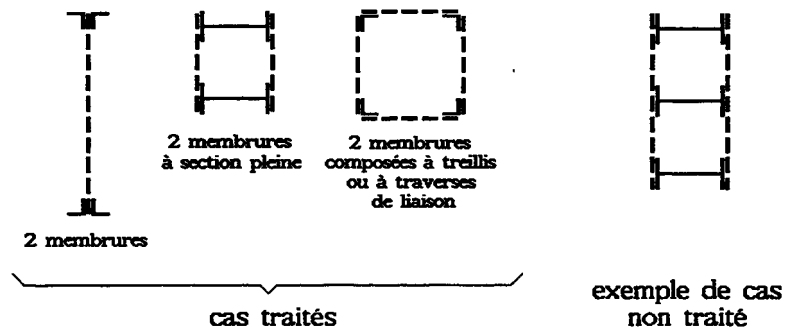
- (1) Les éléments composés comprimés comportant deux ou plusieurs membrures assemblées à intervalles donnés pour former un seul élément composé, doivent être calculés en prenant en compte une imperfection géométrique équivalente, en forme d'arc, introduisant une flèche initiale  $e_0$  qui ne soit pas inférieure à  $\ell / 500$ .

(1) **C** La flèche initiale  $e_0 = \ell / 500$  est utilisée pour traiter le phénomène de flambement d'ensemble de l'élément composé de deux membrures à section pleine ou composée, reliées par un ou deux plans parallèles de treillis, parallèlement à ce ou ces plans.

Les méthodes exposées en 5.9 sont valables pour des éléments nominalemt articulés à leurs deux extrémités.

- (2) La déformation de l'élément composé doit être prise en compte dans la détermination des sollicitations dans les membrures et les assemblages internes, ainsi que dans tous les composants secondaires tels que treillis ou traverses de liaison.
- (3) La vérification de la résistance des composants principaux et secondaires doit être conduite à l'aide des méthodes présentées en 5.4. et 5.5. Le calcul des assemblages internes doit être conforme aux dispositions du Chapitre 6.
- (4) *Les procédures de calcul données de 5.9.2 à 5.9.5 ne s'appliquant qu'aux éléments composés comportant deux membrures, sauf spécification explicite permettant d'étendre leur application à des éléments comportant plus de deux membrures.*

(4) **C** Des exemples de cas traités et de cas non traités par le présent paragraphe sont illustrés ci-dessous.

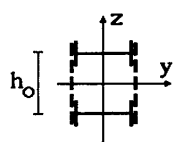


- (5) En plus des efforts axiaux, il convient de tenir également compte de tous les autres efforts ou moments appliqués à l'élément, tels que les effets de son poids propre ou de sa prise au vent.

(5) A Dans ce cas, l'élément concerné se trouve comprimé et fléchi, ce qui n'est pas envisagé dans le présent paragraphe 5.9.

S'agissant, par exemple, d'un élément composé à deux membrures reliées par deux plans de treillis parallèles au plan xz, on adopte la procédure suivante :

On calcule les moments fléchissants  $M_{y,Sd}$  et  $M_{z,Sd}$  dans l'élément.



On modifie la formule donnée en 5.9.2.4 de la façon suivante :

$$M_s = N_{Sd}(e_0 + e) / (1 - N_{Sd} / N_{cr} - N_{Sd} / S_v) + M_{y,Sd}$$

où  $e$  est la déformation élastique prise par l'élément sous l'effet de la flexion générant  $M_{y,Sd}$ .

La membrure est vérifiée sous l'effet :

- d'un effort axial  $N_{f,Sd} = 0,5 N_{Sd} + M_s/h_0$

- et d'un moment fléchissant  $0,5 M_{z,Sd}$

suivant les prescriptions de 5.5.4.

En ce qui concerne les treillis, leur sollicitation (effort axial) résulte de la prise en compte simultanée de l'effort tranchant généré dans la flexion de l'élément autour de l'axe y-y et de l'effort tranchant de flambement.

Le même raisonnement peut être adapté à d'autres types d'exemples.

## 5.9.2 Eléments comprimés à treillis

### 5.9.2.1 Domaine d'application

- (1) La procédure de calcul présentée ici s'applique à un élément composé, soumis à un effort de compression de calcul  $N_{Sd}$ , comportant deux membrures parallèles semblables de section constante, avec un système entièrement triangulé de treillis uniforme sur toute la longueur de l'élément.

(1) **C** Par treillis uniforme, on entend : uniforme en géométrie et en section.

- (2) Les membrures peuvent être des barres à section pleine ou être elles-mêmes des éléments à treillis ou à traverses de liaison dans le plan perpendiculaire.

- (3) *Lorsqu'il s'avère nécessaire d'étendre le domaine d'application ci-dessus, il convient de modifier ou compléter la procédure en conséquence.*

### 5.9.2.2 Détails de construction

- (1) Lorsque cela est possible, les systèmes de treillis simple situés sur deux faces opposées d'un élément composé doivent être en correspondance, ainsi que le montre la figure 5.9.1(a), c'est-à-dire être disposés de façon à avoir une ombre unique.

- (2) Les systèmes de treillis simple situés sur deux faces opposées d'un élément composé ne doivent pas être en opposition, ainsi que le montre la figure 5.9.1(b), à moins que la déformation de torsion qui en résulte dans les membrures soit acceptable.

(2) **A** Si l'on persiste à vouloir utiliser le système (b), il convient d'inclure l'effet de la torsion dans la vérification au flambement.

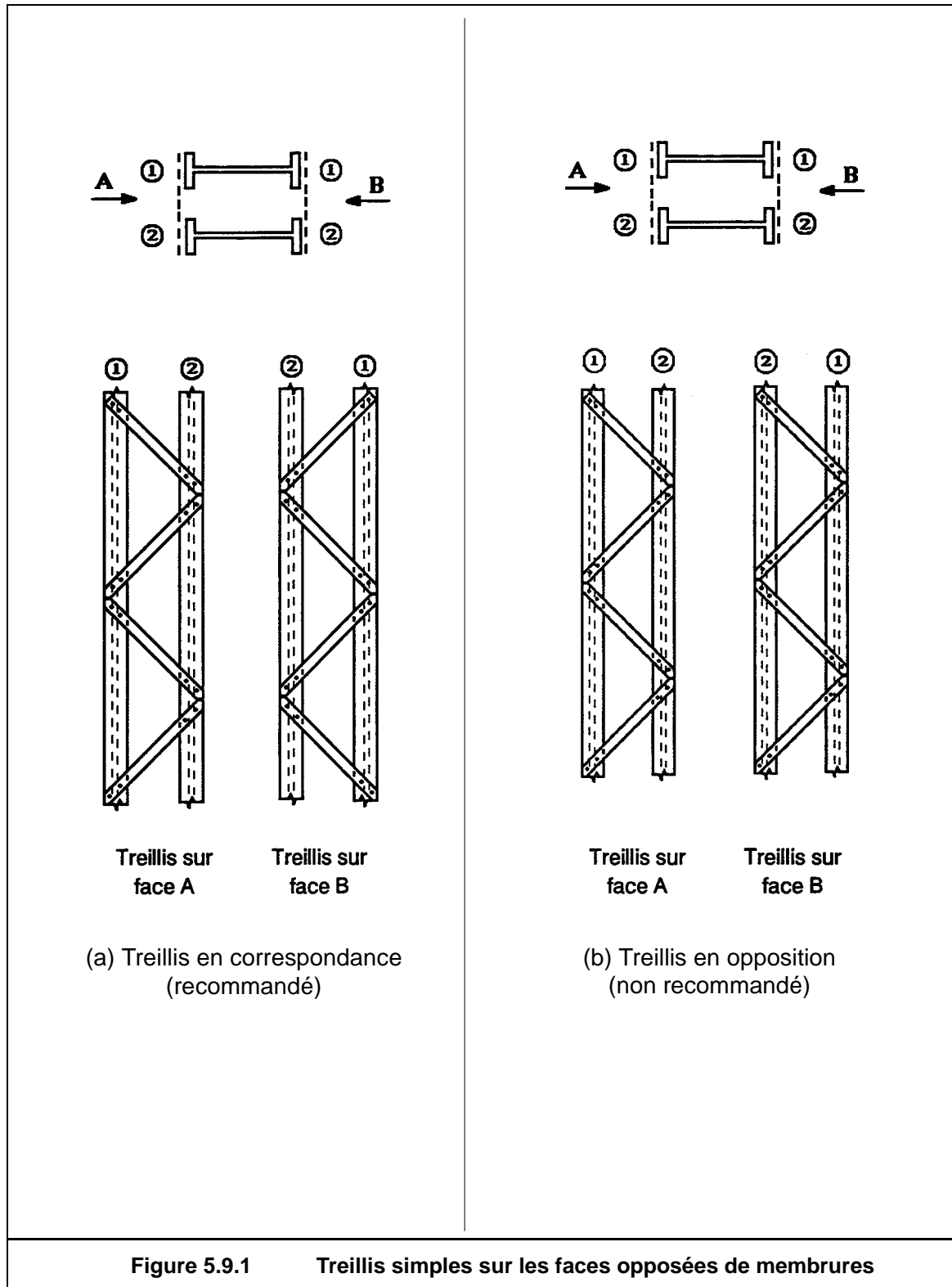
- (3) Des panneaux de jonction doivent être prévus aux extrémités des systèmes de treillis, ainsi qu'aux endroits où le treillis est interrompu et au niveau des assemblages avec d'autres éléments.

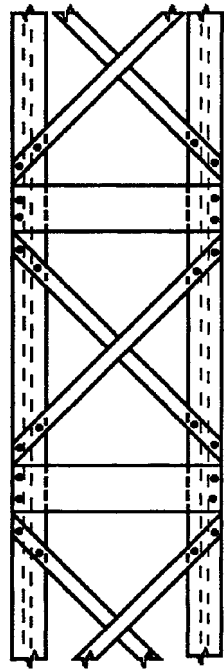
- (4) *Les panneaux de jonction peuvent prendre la forme de traverses de liaison conformément à 5.9.3.2. On peut également utiliser des panneaux à croix de contreventement ayant une rigidité équivalente.*

- (5) A l'exception de ces panneaux de jonction, si d'autres composants perpendiculaires à l'axe longitudinal de l'élément composé co-existent avec des systèmes de treillis en croix (voir figure 5.9.2(a)), ou avec des systèmes de treillis simple montés en opposition sur deux faces parallèles (voir figure 5.9.2(b)), les efforts internes qui en résultent dans les treillis en raison de la continuité des membrures doivent être déterminés et pris en compte dans le calcul de ces treillis et de leurs assemblages d'extrémité.

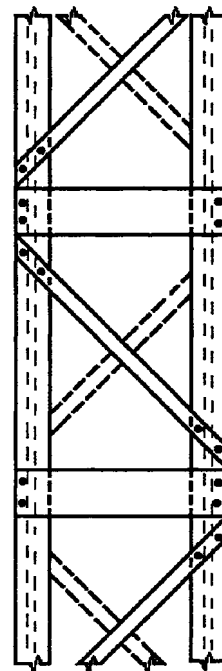
(5) **C** On vise ici les efforts de compression induits dans les treillis reliant deux membrures, résultant de l'accourcissement de ces membrures lorsque leur déplacement latéral relatif est bridé.

- (6) Les treillis doivent être efficacement attachés aux membrures, soit à l'aide d'éléments d'attache, soit par cordons de soudure.





(a) Treillis en croix



(b) Treillis en V en opposition  
(non recommandé)

Figure 5.9.2

Treillis combinés avec d'autres éléments perpendiculaires à l'axe de l'élément à treillis

**5.9.2.3. Moment d'inertie de flexion**

- (1) *Le moment d'inertie de flexion efficace  $I_{eff}$  d'un élément comprimé à treillis comportant deux membrures est normalement pris égal à*

$$I_{eff} = 0,5 h_o^2 A_f \quad (5.85)$$

où  $A_f$  = aire de la section transversale d'une membrure

et  $h_o$  = distance entre centres de gravité des membrures.

**5.9.2.4 Efforts dans les membrures à mi-longueur**

- (1) *L'effort axial  $N_{f,Sd}$  dans chaque membrure, à mi-longueur de l'élément, est déterminé par la formule :*

$$N_{f,Sd} = 0,5 N_{Sd} + M_s / h_o \quad (5.86)$$

où  $M_s = N_{Sd} e_o / (1 - N_{Sd} / N_{cr} - N_{Sd} / S_v)$

$$e_o = \ell / 500 \quad (\text{voir 5.9.1})$$

$$N_{cr} = \pi^2 E I_{eff} / \ell^2$$

et  $S_v =$  rigidité au cisaillement du treillis (effort tranchant requis pour produire une déformation unitaire de cisaillement).

- (2) *Des valeurs de  $S_v$  pour différents systèmes de treillis sont données à la figure 5.9.3.*

**(2) A** *Pour d'autres formes de treillis, il est loisible de calculer  $S_v$  par :  $S_v = G A_a$*

où  $G$  : module d'élasticité transversale (voir 3.2.5.1)

$A_a$  : aire de l'âme pleine équivalente calculée d'après l'article 13,942 du DTU P 22-701 (Règles CM66).

**5.9.2.5 Résistance des membrures au flambement**

- (1) *La longueur de flambement d'une membrure dans le plan d'un treillis est normalement prise égale à la longueur  $a$  entre points d'épure des noeuds du treillis.*

- (2) *Dans un élément à quatre membrures en cornières à ailes égales avec treillis dans les deux directions, la longueur de flambement  $\ell$  suivant l'axe de plus faible inertie dépend de la disposition des treillis, voir figure 5.9.4.*

**(2) C** Par axe de faible inertie, on entend ici l'axe v-v (voir figure 1.1).

**5.9.2.6 Efforts dans le treillis**

- (1) *Les efforts dans les composants du treillis adjacents aux extrémités de l'élément sont déduits de l'effort tranchant interne  $V_s$  calculé par :*

$$V_s = \pi M_s / \ell \quad (5.87)$$

*avec  $M_s$  donné en 5.9.2.4*

*L'effort  $N_d$  pour une diagonale de treillis est déterminé par :*

$$N_d = \frac{V_s d}{n h_o} \quad (5.88)$$

*$d$ ,  $n$  et  $h_o$  étant donnés à la figure 5.9.3.*

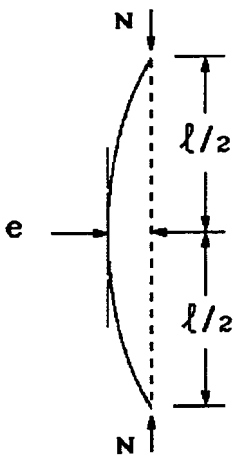
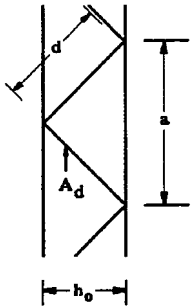
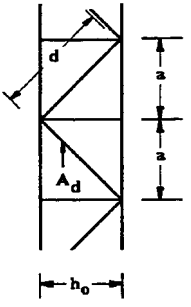
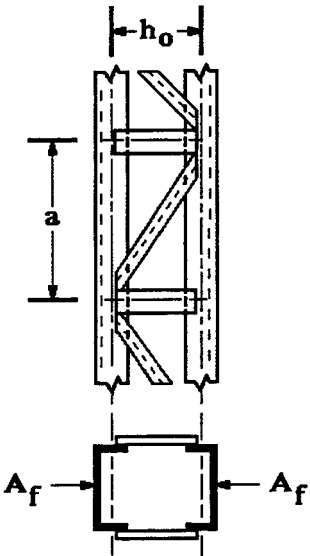
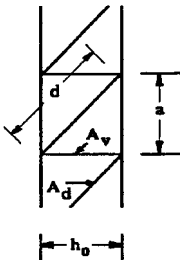
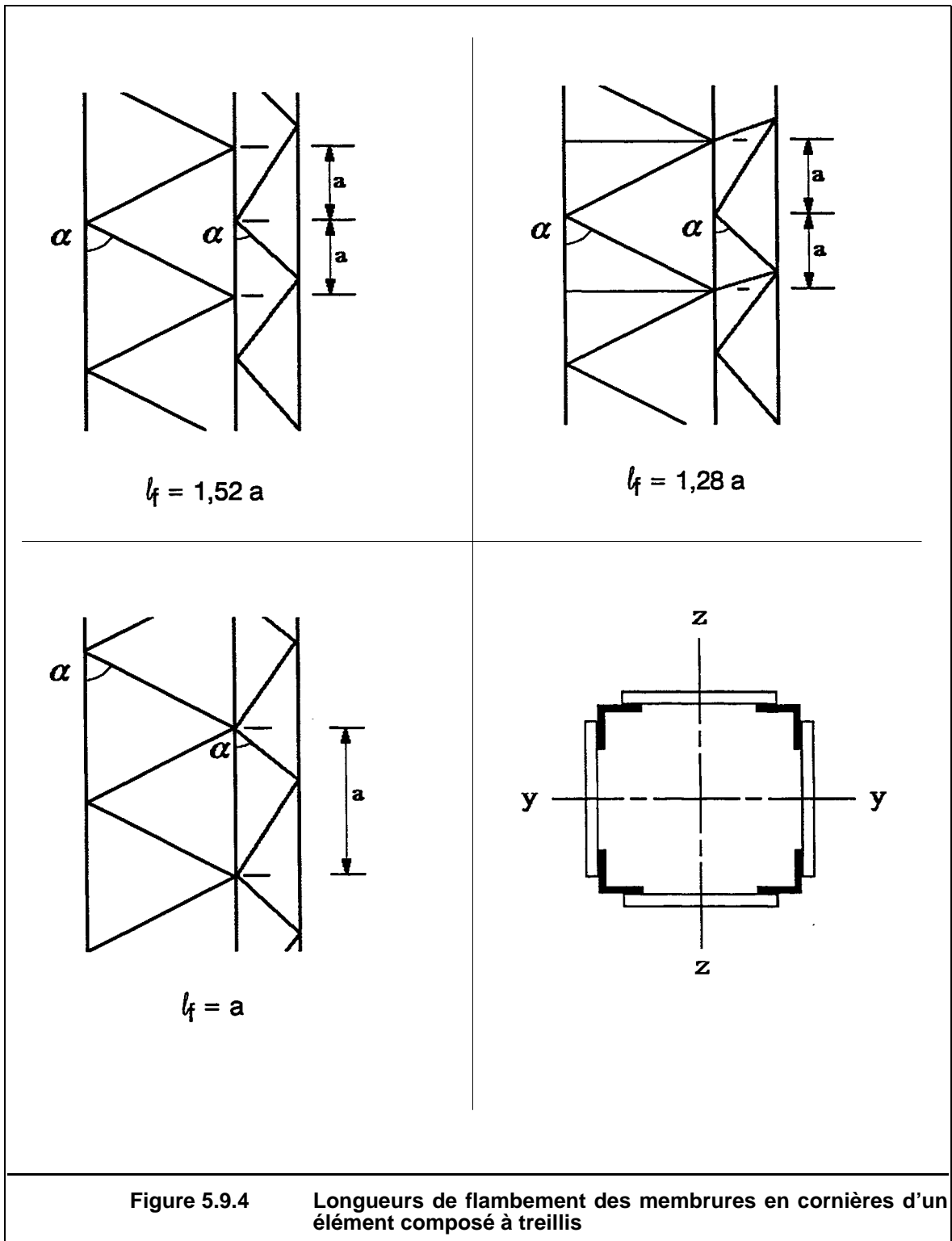
	Treillis	$S_v$
 <p><math>e = l/500</math></p>		$\frac{nEA_d a h_0^2}{2d^3}$
		$\frac{nEA_d a h_0^2}{d^3}$
		$\frac{nEA_d a h_0^2}{d^3 \left[ 1 + \frac{A_d h_0^3}{A_v d^3} \right]}$
	<p><math>n</math> est le nombre de plans de treillis</p> <p><math>A_d</math> et <math>A_v</math> sont données pour un seul plan</p>	

Figure 5.9.3 Eléments comprimés à treillis





### 5.9.3 Eléments comprimés à traverses de liaison

#### 5.9.3.1 Domaine d'application

- (1) La procédure de calcul présentée ici s'applique à un élément composé, soumis à un effort de compression de calcul  $N_{Sd}$ , comportant deux membrures parallèles semblables de section constante, espacées et reliées entre elles, à intervalles réguliers sur toute la longueur de l'élément, par des traverses de liaison rigidement attachées à ces membrures.

(1) **A** Dans le cas où les traverses de liaison sont boulonnées sur les membrures, il convient de limiter les jeux dans ces attaches pour que la condition de rigidité soit satisfaite. A défaut de justification, le perçage des trous de boulons sera réalisé à  $d + 0,5$  mm.

- (2) Les membrures peuvent être des barres à section pleine ou être elles-mêmes des éléments composés à treillis ou à traverses de liaison dans le plan perpendiculaire.
- (3) *Lorsqu'il s'avère nécessaire d'étendre le domaine d'application ci-dessus, il convient de modifier ou compléter la procédure en conséquence.*

#### 5.9.3.2 Détails de construction

- (1) Des traverses de liaison doivent être prévues à chaque extrémité de l'élément.
- (2) *Il y a lieu de prévoir également des traverses de liaison au droit des points intermédiaires d'application de charges ou des points de maintien latéral.*
- (3) *Il convient de prévoir des traverses de liaison intermédiaires de façon à diviser la longueur de l'élément en trois panneaux au moins, tout comme il y a lieu d'avoir également trois panneaux au moins entre points considérés comme latéralement maintenus dans le plan des traverses de liaison. Les traverses intermédiaires sont, autant que possible, régulièrement espacées et identiques sur toute la longueur de l'élément.*
- (4) *Lorsque des plans parallèles de traverses de liaison sont prévus, il convient de disposer celles-ci en regard dans chaque plan.*
- (5) *Lorsque  $S_v$  est évalué sans tenir compte de la propre flexibilité des traverses de liaison (voir 5.9.3.4(3)), il convient que la largeur d'une traverse d'extrémité, mesurée suivant l'axe de l'élément composé, ne soit pas inférieure à  $h_o$  et celle d'une traverse intermédiaire à  $0,5h_o$ , où  $h_o$  est la distance entre centres de gravité des membrures.*
- (6) *A moins que la flexibilité des traverses de liaison soit explicitement prise en compte dans l'évaluation de  $S_v$ , il y a lieu que celles-ci satisfassent également à la condition :*

$$\frac{n I_b}{h_o} \geq 10 \frac{I_f}{a} \quad (5.89)$$

où  $I_b$  = moment d'inertie de flexion d'une traverse, dans le plan des traverses

$I_f$  = moment d'inertie de flexion d'une membrure, dans le plan des traverses

$h_o$  = distance entre centres de gravité des membrures

$a$  = distance entre axes des traverses

et  $n$  = nombre de plans de traverses.

**5.9.3.3 Moment d'inertie de flexion**

- (1) Le moment d'inertie de flexion efficace  $I_{eff}$  d'un élément comprimé à traverses de liaison comportant deux membrures est normalement à déterminer par la formule :

$$I_{eff} = 0,5 h_o^2 A_f + 2 \mu I_f \quad (5.90)$$

dans laquelle  $\mu$  est obtenu par

$$\begin{aligned} \lambda \leq 75 & : \mu = 1 \\ 75 < \lambda < 150 & : \mu = 2 - \lambda / 75 \\ \lambda \geq 150 & : \mu = 0 \end{aligned}$$

avec  $\lambda = \ell / i_o$

$A_f$  = aire de la section transversale d'une membrure

$I_f$  = moment d'inertie de flexion d'une membrure

$h_o$  = distance entre centres de gravité des membrures

$$i_o = [0,5 I_1 / A_f]^{0,5}$$

$I_1$  = valeur de  $I_{eff}$  avec  $\mu = 1$

**5.9.3.4 Efforts dans les membrures à mi-longueur**

- (1) L'effort axial  $N_{f,Sd}$  dans chaque membrure, à mi-longueur de l'élément, est déterminé par :

$$N_{f,Sd} = 0,5 (N_{Sd} + M_s h_o A_f / I_{eff}) \quad (5.91)$$

où  $M_s = N_{Sd} e_o / (1 - N_{Sd} / N_{cr} - N_{Sd} / S_v)$

$$e_o = \ell / 500 \quad (\text{voir 5.9.1})$$

$$N_{cr} = \pi^2 E I_{eff} / \ell^2$$

- (2) A condition que le critère de 5.9.3.2(6) soit satisfait, la rigidité au cisaillement  $S_v$  est donnée par :

$$S_v = 2 \pi^2 E I_f / a^2 \quad (5.92)$$

- (3) Lorsque le critère énoncé en 5.9.3.2(6) n'est pas satisfait, il convient de prendre en compte la flexibilité des traverses de liaison en calculant  $S_v$  par :

$$S_v = \frac{24 E I_f}{a^2 \left( 1 + \frac{2 I_f}{n I_b} \cdot \frac{h_o}{a} \right)} \quad \text{mais} \quad S_v \leq \frac{2 \pi^2 E I_f}{a^2} \quad (5.93)$$

### 5.9.3.5 Résistance des membrures au flambement

- (1) *La longueur de flambement d'une membrure dans le plan des traverses de liaison est normalement prise égale à la distance  $a$  entre axes des traverses.*

(1) **C** La vérification de la stabilité d'un tronçon de membrure doit être effectuée en utilisant cette longueur de flambement et en prenant en compte les moments fléchissants visés en 5.9.3.6 (voir 5.5.4).

### 5.9.3.6 Moments et efforts tranchants dus à la liaison par traverses

- (1) *Il convient de vérifier les traverses de liaison, leurs assemblages avec les membrures et les membrures elles-mêmes sous les sollicitations existant dans le panneau d'extrémité, telles qu'elles sont indiquées à la figure 5.9.5, l'effort tranchant interne  $V_s$  étant pris égal à*

$$V_s = \pi M_s / \ell \quad (5.94)$$

avec  $M_s$  défini en 5.9.3.4.

- (2) *Afin de procéder à cette vérification, l'effort axial dans chaque membrure peut être pris égal à  $0,5N_{Sd}$ , même lorsqu'il n'y a que trois panneaux sur la longueur de l'élément.*
- (3) *Afin d'effectuer cette vérification dans le cas de membrures à sections transversales dissymétriques (telles que les profils en U), les moments de résistance plastique réduits à introduire dans les formules données en 5.4.8.1(11) peuvent être pris égaux à la moyenne des valeurs obtenues pour la flexion positive et la flexion négative de la membrure.*

(3) **C** La différence entre le moment de résistance plastique pour la flexion positive et celui pour la flexion négative résulte de l'interaction avec l'effort axial.

### 5.9.4 Éléments composés à membrures faiblement espacées

- (1) *Les éléments composés comprimés, tels que ceux montrés en figure 5.9.6, dont les membrures sont en contact ou faiblement espacées et liaisonnées à travers des fourrures, n'ont pas besoin d'être considérés comme des éléments à traverses de liaison, à condition que les membrures soient assemblées par des boulons ou cordons de soudure dont l'espacement ne dépasse pas  $15 i_{min}$ , où  $i_{min}$  est le rayon de giration minimal d'une membrure.*

(1) **A** *Dans le cas où les fourrures entre membrures sont assemblées par boulons ordinaires avec jeu, chaque membrure est vérifiée isolément vis-à-vis du flambement. La longueur de flambement est prise égale à la longueur d'épure de l'élément.*

*Sous réserve d'une justification appropriée, l'espacement des fourrures peut dépasser  $15 i_{min}$  ; un minimum de deux barrettes sur la longueur d'épure est nécessaire.*

- (2) *Il convient de calculer les boulons ou les soudures de liaison pour transmettre le cisaillement longitudinal entre les membrures, celui-ci étant déterminé à partir de l'effort tranchant interne  $V_s$ .*
- (3)  *$V_s$  peut être pris égal à 2,5% de l'effort axial dans l'élément composé. En alternative,  $V_s$  peut être déterminé d'après 5.9.3.6.*
- (4) *L'effort tranchant longitudinal par liaison peut être pris égal à  $0,25 V_s a / i_{min}$ , où  $a$  est la longueur des membrures entre centres d'épure des liaisons.*

#### **5.9.5 Eléments composés de cornières avec barrettes de liaison montées en croix**

- (1) *Les éléments comprimés composés de deux cornières identiques assemblées par des paires de barrettes montées en croix, voir figure 5.9.7, peuvent être vérifiés au flambement suivant l'axe y-y comme s'il s'agissait d'un seul élément homogène, à condition que les longueurs de flambement dans les deux plans perpendiculaires y-y et z-z soient égales et que l'espacement des paires de barrettes ne soit pas supérieur à  $70 i_{min}$ , où  $i_{min}$  est le rayon de giration minimal d'une cornière.*

(1) <b>A</b> <i>Sous réserve d'une justification appropriée, les barrettes peuvent ne pas être disposées par paires. Elles seront cependant alternativement fixées dans deux plans perpendiculaires.</i>
--

- (2) *Dans le cas de cornières à ailes inégales, on peut supposer que*

$$i_y = i_o / 1,15 \tag{5.95}$$

*où  $i_o$  est le rayon de giration minimal de l'élément composé.*

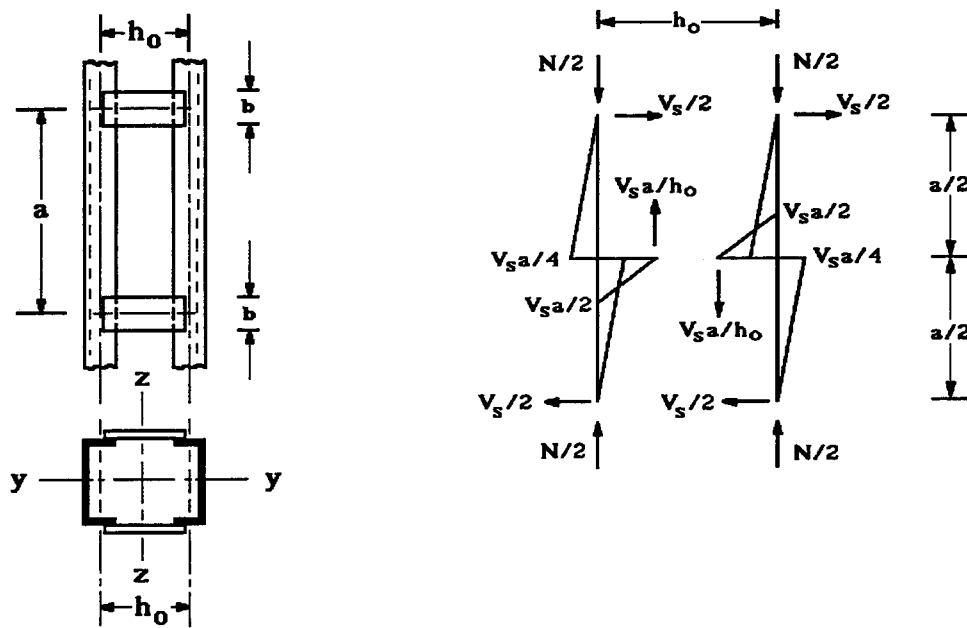
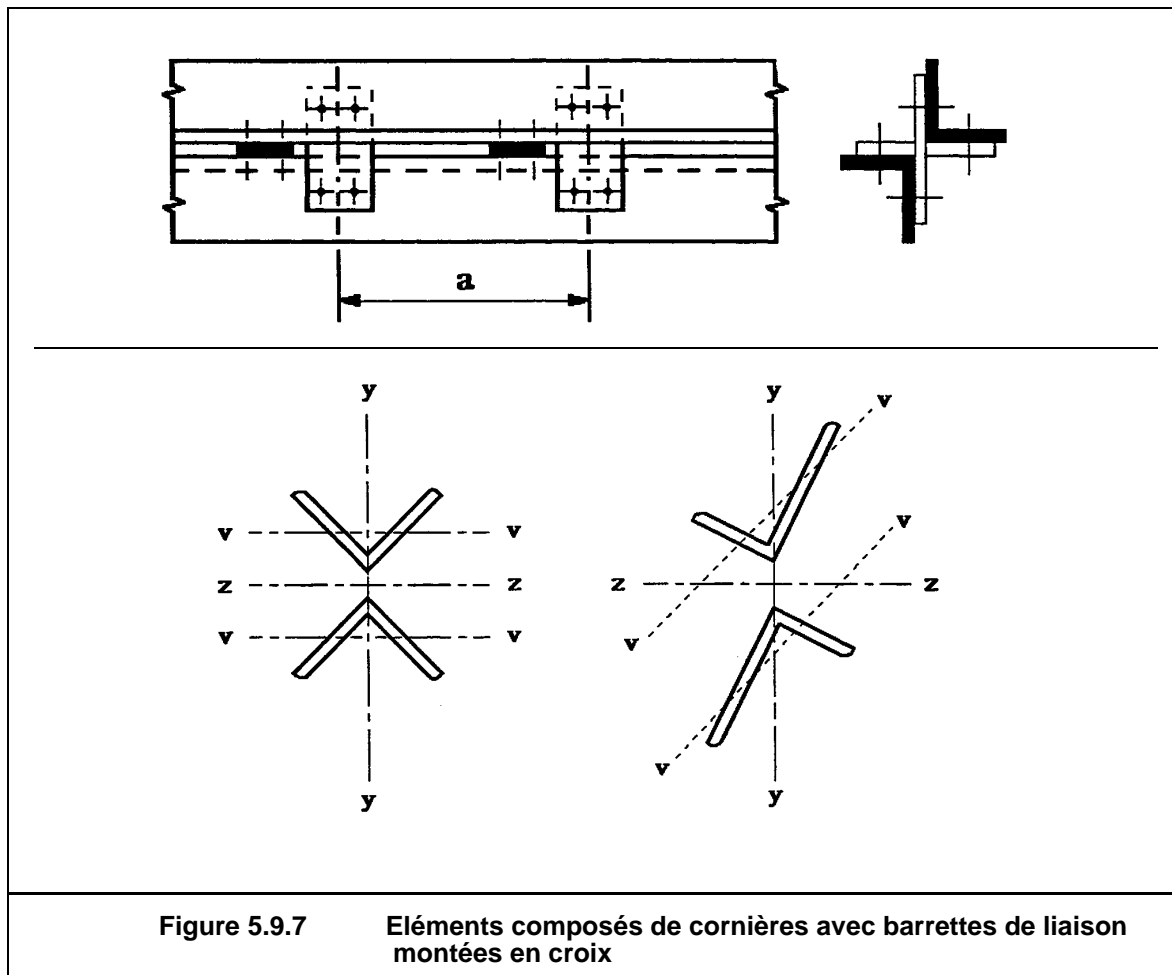
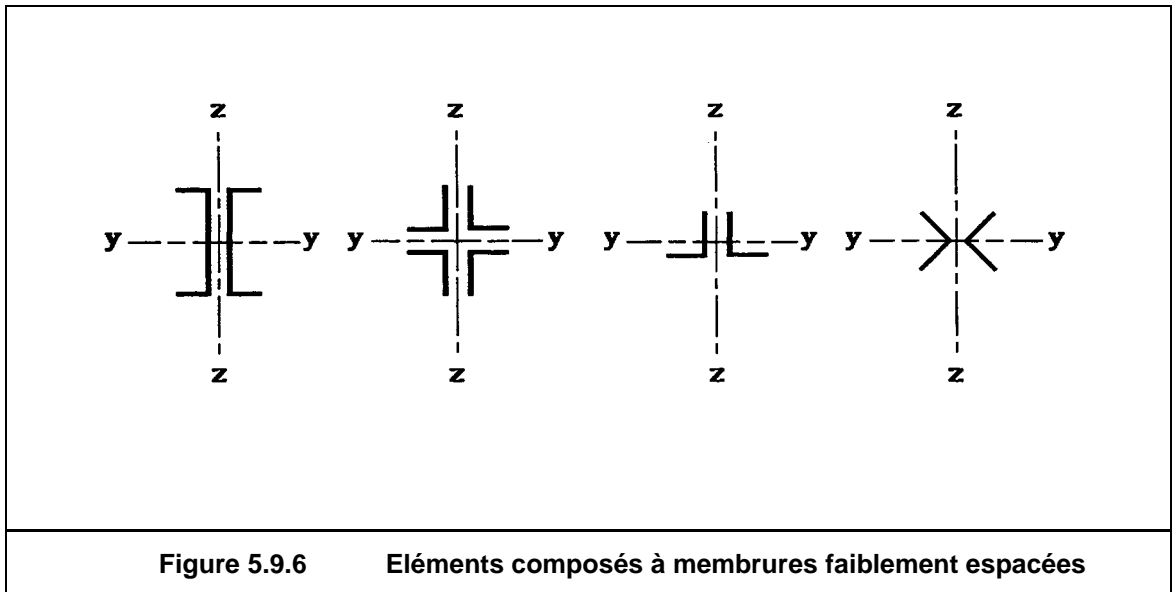


Figure 5.9.5 Eléments composés à traverses de liaison



## 6 Assemblages sous charges statiques

### 6.1 Bases

#### 6.1.1 Introduction

(1) Tous les assemblages doivent être conçus et calculés pour que la structure garde son efficacité et soit à même de satisfaire à toutes les exigences fondamentales exposées au Chapitre 2.

(2) Le coefficient partiel de sécurité  $\gamma_M$  doit être pris égal aux valeurs suivantes:

- résistance des assemblages boulonnés	$\gamma_{Mb} =$	1,25
- résistance des assemblages rivés	$\gamma_{Mr} =$	1,25
- résistance des assemblages articulés	$\gamma_{Mp} =$	1,25
- résistance des assemblages soudés	$\gamma_{Mw} =$	1,25
- résistance au glissement des boulons à haute résistance	$\gamma_{Ms}$	voir 6.5.8.1
- résistance des noeuds dans les poutres en treillis constituées de profils creux	$\gamma_{Mj}$	voir Annexe K
- résistance des éléments et des sections	$\gamma_{M0}$	
	$\gamma_{M1}$	voir .5.1.1
	$\gamma_{M2}$	

(2) I La valeur de  $\gamma_{Mb}$  doit être prise égale à:

$\gamma_{Mb} = 1,50$  pour la résistance des boulons sollicités à la traction

$\gamma_{Mb} = 1,25$  dans les autres cas (boulons en cisaillement, cisaillement par poinçonnement de la tête du boulon et de l'écrou,...)

La valeur de  $\gamma_{Mw}$  doit être prise égale à:

$\gamma_{Mw} = 1,25$  pour l'acier Fe 360

$\gamma_{Mw} = 1,30$  pour les aciers Fe 430 et Fe E 275

$\gamma_{Mw} = 1,35$  pour les aciers Fe 510 et Fe E 355

(En ce qui concerne la désignation symbolique des nuances d'acier, se reporter au commentaire de 3.2)

(3) Les assemblages sollicités à la fatigue doivent également satisfaire aux conditions requises au Chapitre 9.



### 6.1.2 Sollicitations appliquées aux assemblages

- (1) Les sollicitations appliquées aux assemblages pour les vérifications à l'état limite ultime doivent être déterminées par une analyse globale, conformément au Chapitre 5.
- (2) Ces sollicitations doivent englober :
  - les effets du second ordre,
  - les effets des imperfections, voir 5.2.4,
  - les effets de flexibilité des assemblages dans le cas des assemblages semi-rigides, voir 6.9.

(2) C	Il n'est pas toujours nécessaire de tenir compte des effets du second ordre (cas des ossatures rigides, voir 5.2.5), ni des imperfections initiales dans les éléments (voir 5.2.4.2).
-------	---

### 6.1.3 Résistance des assemblages

- (1) La résistance d'un assemblage doit être déterminée sur la base des résistances individuelles des éléments d'attache ou des soudures.

(1) C	Par l'expression "éléments d'attache", on doit comprendre ici les boulons, rivets, axes d'articulation et autres éléments similaires.  La résistance d'un assemblage ne dépend pas exclusivement des résistances des éléments d'attache ou des soudures ; les autres composants de l'assemblage interviennent également (goussets, éclisses, platines, âmes et semelles des profilés au sein de l'assemblage, etc.).
-------	--

- (2) Une analyse élastique linéaire est généralement utilisée pour calculer un assemblage. On peut utiliser également une analyse non linéaire, à condition qu'elle prenne en considération le comportement charge-déformation de tous les éléments qui composent l'assemblage.
- (3) Si le modèle de calcul est basé sur un mécanisme par charnières plastiques, la validité du modèle doit être établie par des essais mécaniques.

(3) A	Le mécanisme de ruine plastique au sein d'un assemblage n'est pas toujours unique ; on doit choisir alors le mécanisme conduisant à la résistance la plus faible. Lorsque ce mécanisme relève de l'évidence (mécanisme simple), une confirmation expérimentale n'est plus justifiée.
-------	--

### 6.1.4 Hypothèses de calcul

- (1) Les assemblages peuvent être calculés en répartissant les efforts internes de la façon la plus rationnelle, sous réserve que :
  - (a) les efforts internes considérés soient en équilibre avec les sollicitations appliquées aux assemblages;
  - (b) chaque élément dans l'assemblage soit à même de résister aux efforts ou contraintes adoptés dans l'analyse;

- (c) les déformations résultant de cette répartition restent dans les limites des capacités de déformation des éléments d'attache ou des soudures, ainsi que des éléments assemblés;
- (d) les déformations considérées dans tout modèle de calcul par charnières plastiques soient basées sur des rotations entre corps rigides (et des déformations en plan) physiquement admissibles.

(1) **C** (d) Explicitement, le comportement du matériau est supposé rigide-plastique parfait et le mécanisme du modèle de calcul doit être cinématiquement admissible.

- (2) En outre, la répartition supposée des efforts internes doit être réaliste eu égard aux rigidités relatives des éléments de l'assemblage. Les efforts internes doivent tendre à suivre le chemin de plus grande rigidité. Ce chemin doit être clairement identifié et respecté d'un bout à l'autre du calcul de l'assemblage.

(2) **C** Dans la mesure où un doute subsiste quant au choix du chemin de plus grande rigidité, on doit envisager plusieurs chemins possibles.

- (3) Normalement, les contraintes résiduelles et les contraintes dues au serrage des éléments d'attache et à l'accostage des pièces avec leurs tolérances courantes, n'ont pas à être prises en considération dans les calculs.

### 6.1.5 Fabrication et montage

- (1) La conception des assemblages et couvre-joints doit prendre en compte la facilité de leur fabrication et du montage.

- (2) *Il convient d'accorder attention aux aspects suivants:*

- *jeux nécessaires pour assurer le montage,*
- *espaces nécessaires au serrage des éléments d'attache,*
- *accès nécessaires pour le soudage,*
- *conditions exigées pour les procédés de soudage, et*
- *effets des tolérances d'angle et de longueur pour l'accostage des pièces.*

- (3) *Il convient également d'accorder attention à des exigences concernant :*

- *le contrôle ultérieur,*
- *le traitement des surfaces, et*
- *l'entretien.*

**Nota:** Des règles détaillées sur la fabrication et le montage sont données au Chapitre 7

## 6.2 Points d'épure

- (1) Les éléments réunis par un même assemblage doivent normalement être disposés de sorte que les axes passant par les centres de gravité des sections transversales de ces éléments concourent en un même point.
- (2) En cas d'excentricité aux intersections, celle-ci doit être prise en compte, sauf pour certains types de structures pour lesquels il a été démontré que cela n'était pas nécessaire.

**(2) C** La présence d'excentricités aux intersections introduit des efforts secondaires dans les assemblages et modifie la distribution des sollicitations dans les barres.

Les structures en profils creux constituent un exemple où l'effet de l'excentricité peut être négligé dans certaines limites (voir Annexe KK).

A noter que l'absence d'excentricité aux intersections n'exclut pas la nécessité de prendre en compte des effets locaux d'excentricité dans le calcul de l'assemblage lui-même.

- (3) *Dans le cas des assemblages boulonnés de cornières ou de profils en T comportant au moins deux boulons par élément assemblé, les lignes de trusquinage des boulons peuvent être considérées comme axes des centres de gravité pour ce qui concerne les intersections aux noeuds.*

**(3) A** *Cette simplification n'est valable que dans le cas d'une seule ligne de trusquinage parallèle à l'axe de l'élément.*

## 6.3 Assemblages sollicités au cisaillement et soumis à des vibrations et/ou à des charges alternées

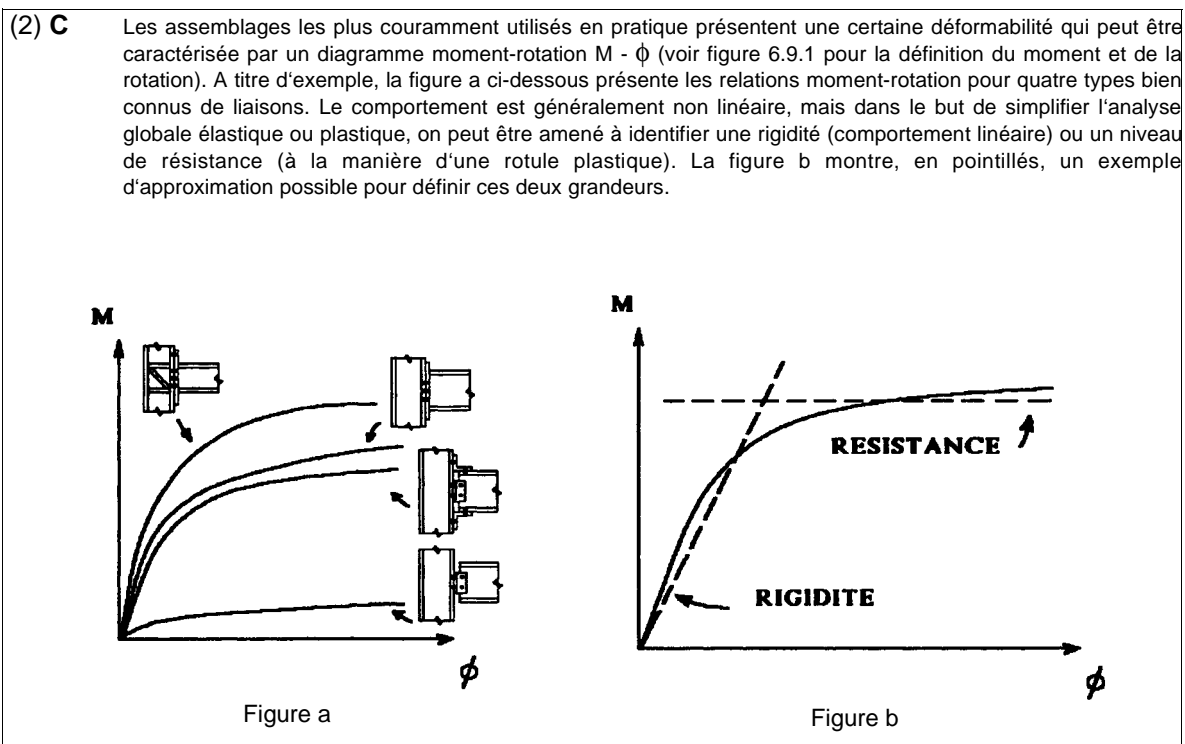
- (1) Lorsqu'un assemblage sollicité au cisaillement est soumis à des chocs ou à des vibrations significatives, on doit utiliser soit des soudures, soit des boulons, ceux-ci étant soit munis de dispositifs de blocage, soit précontraints, soit avec matériau injecté ou étant d'autres types de boulons empêchant efficacement tout mouvement.
- (2) Lorsque le glissement est inacceptable dans un assemblage parce qu'il est soumis à du cisaillement alterné (ou pour toute autre raison), on doit utiliser soit des boulons précontraints pour rendre l'assemblage résistant au glissement (selon la catégorie la plus appropriée B ou C, voir 6.5.3), soit des boulons calibrés, soit encore des cordons de soudure.
- (3) Pour les contreventements de stabilité ou de résistance au vent, on peut normalement utiliser des assemblages boulonnés travaillant à la pression diamétrale (catégorie A en 6.5.3).

**(3) C** Dans les bâtiments courants, les déplacements engendrés éventuellement par certains glissements dans les assemblages de ce type ne perturbent pas l'efficacité des systèmes de contreventement et sont négligeables devant les imperfections globales d'ossature définies en 5.2.4.3.

## 6.4 Classification des assemblages

### 6.4.1 Généralités

- (1) Les caractéristiques mécaniques de tous les assemblages doivent garantir la validité des hypothèses adoptées pour l'analyse de la structure et la vérification de ses éléments.
- (2) Les assemblages peuvent être classés en fonction de :
  - leur rigidité, voir 6.4.2.
  - leur résistance, voir 6.4.3.



- (3) *Il convient que les types d'assemblage soient conformes aux indications données au tableau 5.2.1 en fonction des hypothèses de calcul des éléments et de la méthode d'analyse globale, voir 5.2.2.*

- (3) **C** En outre, des assemblages dimensionnés par un calcul élastique ne devraient pas être utilisés dans une structure analysée sur la base de la théorie rigide-plastique, sauf si ces assemblages présentent une résistance élastique limite supérieure à la résistance ultime des éléments qu'ils attachent.
- Au contraire, il n'y a pas d'incompatibilité à utiliser des assemblages dimensionnés par un calcul plastique si la structure est analysée à l'aide d'une méthode élastique (en tenant compte de la rigidité des assemblages si ceux-ci sont semi-rigides).

## 6.4.2 Classification par rigidité

**C** Des exemples de critères de classification sont donnés en 6.9.6 pour les assemblages de type poutre-poteau.

### 6.4.2.1 Assemblages de type articulé

- (1) Un assemblage de type articulé doit être conçu et dimensionné de sorte qu'il ne puisse développer de moments significatifs susceptibles d'exercer une influence défavorable sur les éléments de la structure.
- (2) *Les assemblages de type articulé doivent être capables de transmettre les sollicitations de calcul ainsi que d'accepter les rotations qui en résultent.*

### 6.4.2.2 Assemblages rigides

- (1) Un assemblage rigide doit être conçu et dimensionné de sorte que sa déformation n'ait pas d'influence significative sur la répartition des sollicitations dans la structure, ni sur la déformation d'ensemble de celle-ci.
- (2) *Il convient que les déformations des assemblages rigides soient telles qu'elles ne conduisent pas à une réduction de la résistance de la structure supérieure à 5%.*

(2) **A** *Par déformations on entend ici, celles qui seraient calculées en utilisant les courbes de comportement de ces assemblages.  
On admettra que les assemblages poutre-poteau classés comme rigides selon les critères de 6.9.6 satisfont à cette exigence.*

*L'exigence de 5% peut porter sur la valeur critique élastique  $V_{cr}$  de la charge verticale totale appliquée à la structure (dans la mesure où celle-ci est plus simple à déterminer que la résistance ultime). Pour rappel, la valeur  $V_{cr}$  est calculée avec la rigidité initiale des assemblages (voir 5.2.2.1(7)).*

- (3) *Les assemblages rigides doivent être capables de transmettre les sollicitations de calcul.*

### 6.4.2.3 Assemblages semi-rigides

**C** L'utilisation d'assemblages semi-rigides peut être envisagée pour les structures contreventées ou non contreventées, sous réserve de contrôler la stabilité d'ensemble et celle des éléments.

**A** Dans le cas où le caractère variable des actions peut conduire à des inversions de signe de moment dans des assemblages sollicités fortement dans leur domaine non-linéaire, on doit s'assurer de la faculté d'adaptation de la structure jusqu'à son état limite ultime, faisant alors exception à la clause 5.2.1.4(11).

En l'absence d'une procédure à ce sujet, on vérifiera qu'en remplaçant les assemblages semi-rigides concernés par des articulations, la structure n'est pas transformée en mécanisme.

- (1) Les assemblages qui ne satisfont pas aux critères concernant les assemblages rigides ou les assemblages articulés formulés en 6.4.2.2(1) et 6.4.2.1(1) doivent être classés comme des assemblages semi-rigides.

- (2) *La connaissance de la courbe "moment-rotation" des assemblages semi-rigides doit permettre de prévoir le degré d'interaction entre les éléments.*
- (3) *Les assemblages semi-rigides doivent être aptes à transmettre les sollicitations de calcul.*

### 6.4.3 Classification par résistance

#### 6.4.3.1 Assemblages de type articulé

- (1) Un assemblage de type articulé doit être à même de transmettre les sollicitations de calcul sans développer de moments significatifs qui pourraient exercer une influence défavorable sur les éléments de la structure.
- (2) *La capacité de rotation d'un assemblage de type articulé doit être suffisante pour permettre la formation de toutes les rotules plastiques dans la structure sous les charges de calcul.*

#### 6.4.3.2 Assemblages à résistance complète

- (1) La résistance de calcul d'un assemblage à résistance complète ne doit pas être inférieure à celle de l'élément assemblé.
- (2) *Lorsque la capacité de rotation d'un assemblage à résistance complète est limitée, il convient de prendre en compte les effets d'une "sur-résistance" de l'élément. Si la résistance de calcul d'un assemblage est égale à au moins 1,2 fois la résistance plastique de calcul de l'élément, il n'est pas nécessaire de vérifier sa capacité de rotation.*

(2) **C** Par l'expression "sur-résistance", on doit comprendre que la résistance réelle de la barre est supérieure à sa résistance de calcul.

La facteur de 1,2 peut être justifié sur la base d'un calcul probabiliste qui garantit la formation de la rotule plastique dans l'élément.

(2) **A** *Ce facteur doit être ramené à 1,0 dans le cas des assemblages en bout à pleine pénétration.*

- (3) *Il convient que la rigidité d'un assemblage à résistance complète soit telle qu'aucune des capacités de rotation des rotules plastiques formées dans la structure ne soit dépassée sous les charges de calcul.*

#### 6.4.3.3 Assemblages à résistance partielle

- (1) La résistance de calcul d'un assemblage à résistance partielle ne doit pas être inférieure à celle qui est nécessaire pour transmettre les sollicitations de calcul, mais peut être inférieure à celle de l'élément assemblé.

(1) **I** La clause (1) est invalidée et remplacée par :

Par définition, la résistance de calcul d'un assemblage à résistance partielle est inférieure à celle de l'élément assemblé. Elle ne doit cependant pas être inférieure à celle qui est nécessaire pour transmettre les sollicitations de calcul.

(1) **C** Le concept d'assemblage à résistance partielle autorise la formation de zones plastiques au sein de l'assemblage. Au cours de l'analyse globale, lorsque la résistance de calcul de l'assemblage est atteinte, le comportement de celui-ci peut alors être assimilé à celui d'une rotule plastique.

(2) La capacité de rotation d'un assemblage à résistance partielle au droit duquel se forme une rotule plastique ne doit pas être inférieure à celle nécessaire pour permettre le développement de toutes les rotules plastiques formées sous les charges de calcul.

(3) *La capacité de rotation de l'assemblage peut être démontrée expérimentalement. Cette démonstration expérimentale n'est pas requise lorsque l'on utilise des dispositions constructives dont la pratique a prouvé qu'elles avaient les propriétés adéquates.*

(3) **C** La capacité de rotation peut également être déterminée par le calcul (voir en 6.9.5 et Annexe J).

(4) *Il convient que la rigidité d'un assemblage à résistance partielle soit telle qu'aucune des capacités de rotation des rotules plastiques formées dans la structure ne soit dépassée sous les charges de calcul.*

## 6.5 Assemblages par boulons, rivets ou axes d'articulation

### 6.5.1 Positionnement des trous pour boulons et rivets

#### 6.5.1.1 Bases

(1) Le positionnement des trous de boulons et de rivets doit permettre de se prémunir contre la corrosion et le voilement local et doit faciliter la mise en place de ces éléments d'attache.

(2) Le positionnement des trous doit également être tel que soit respecté le domaine de validité des formules utilisées pour déterminer les résistances de calcul des boulons et des rivets.

#### 6.5.1.2 Pince longitudinale minimale

(1) *La pince  $e_1$  entre le centre d'un trou de fixation et le bord d'extrémité qui lui est adjacent, mesurée dans la direction de transmission de l'effort (voir figure 6.5.1) ne doit normalement pas être inférieure à  $1,2d_o$  où  $d_o$  est le diamètre du trou, voir 7.5.2.*

(2) *Il convient d'augmenter cette valeur minimale de pince s'il est nécessaire d'obtenir une résistance adéquate à la pression diamétrale, voir 6.5.5 et 6.5.6.*

(2) **A** *Dans le cas de boulons HR à serrage contrôlé, la valeur de pince longitudinale ne doit pas être inférieure à  $1,5d_o$ .*

#### 6.5.1.3 Pince transversale minimale

(1) *La pince  $e_2$  entre le centre d'un trou de fixation et le bord longitudinal qui lui est adjacent, mesurée dans la direction perpendiculaire à celle de transmission de l'effort (voir figure 6.5.1) ne doit normalement pas être inférieure à  $1,5d_o$ .*

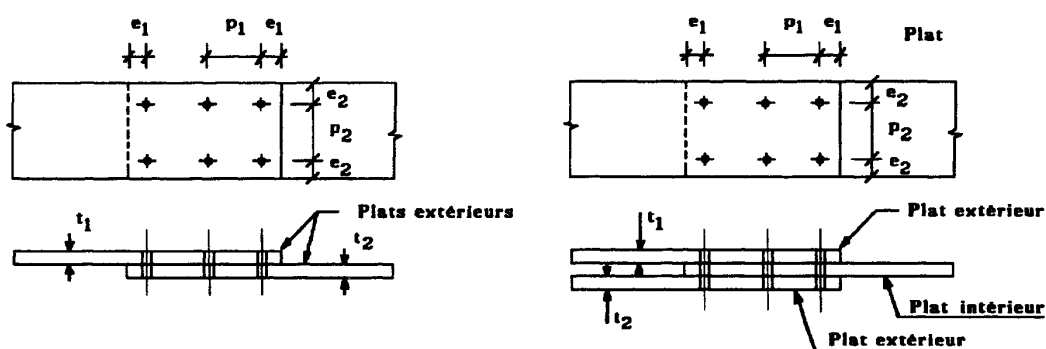
- (2) Cette pince peut être réduite jusqu'à  $1,2d_o$ , à condition que la résistance de calcul à la pression diamétrale soit réduite en conséquence, voir 6.5.5 et 6.5.6.

(2) A Dans le cas de boulons HR à serrage contrôlé, la valeur de pince transversale ne doit pas être inférieure à  $1,5d_o$ .

#### 6.5.1.4 Valeurs maximales des pinces longitudinale et transversale

- (1) Lorsque les éléments de structure sont soumis à des intempéries ou à d'autres risques de corrosion, il convient que les pinces longitudinale et transversale ne dépassent pas  $40 \text{ mm} + 4t$ , où  $t$  est l'épaisseur du plat extérieur le plus mince.
- (2) Dans les autres cas, il convient que les pinces maximales ne dépassent pas la plus grande des deux valeurs  $12t$  ou  $150 \text{ mm}$ .

(1) (2) C Les dispositions indiquées sont illustrées aux figures ci-après.



Par définition :  $t_1 \geq t_2$

Si intempéries ou risques  
de corrosion :

Sinon :

et  $t = t_2$

$e_1 \leq 40 \text{ mm} + 4t$

$e_2 \leq 40 \text{ mm} + 4t$

$e_1 \leq 12t$  ou  $150 \text{ mm}$

$e_2 \leq 12t$  ou  $150 \text{ mm}$

- (3) Il y a également lieu que la pince transversale ne dépasse pas la dimension maximale à respecter pour éviter le voilement local d'une paroi en console. Cette exigence ne concerne pas le cas de fixation d'éléments tendus. La pince longitudinale n'est pas concernée par cette disposition.

(3) A La règle d'une pince transversale inférieure à la plus grande des deux valeurs  $12t$  ou  $150 \text{ mm}$  définie en (2) peut ne pas mettre à l'abri du voilement local. Etant donné que la liaison au droit de la file des éléments d'attache n'est pas continue, il convient d'adopter les valeurs de rapports largeur-épaisseur du tableau 5.3.1 (feuille 3), spécifiées pour les sections laminées en fonction de la classe du plat, multipliées par un coefficient de réduction de 0,8.



#### 6.5.1.5 Entraxe minimal

(1) Il convient que la distance  $p_1$  entre axes des éléments d'attache dans la direction de transmission de l'effort (voir figure 6.5.1) ne soit pas inférieure à  $2,2d_o$ . Il y a lieu d'augmenter cette distance s'il est nécessaire d'obtenir une résistance adéquate à la pression diamétrale; voir 6.5.5 et 6.5.6.

(1) A	Dans le cas de boulons HR à serrage contrôlé, la valeur minimale de $p_1$ ne doit pas être inférieure à $3d_o$ .
-------	--

(2) L'entraxe  $p_2$  entre files d'éléments d'attache, mesuré perpendiculairement à la direction de transmission de l'effort, ne doit normalement pas être inférieur à  $3,0d_o$ . Cet entraxe peut être réduit à  $2,4d_o$  si la résistance calculée à la pression diamétrale est réduite en conséquence; voir 6.5.5 et 6.5.6.

(2) A	Dans le cas de boulons HR à serrage contrôlé, la valeur minimale de $p_2$ ne doit pas être inférieure à $3d_o$ .
-------	--

#### 6.5.1.6 Entraxe maximal dans les éléments comprimés

(1) Il convient que l'entraxe  $p_1$  dans chaque file et celui  $p_2$  entre les files ne dépassent pas la plus petite des valeurs 14t ou 200 mm. Les files adjacentes d'éléments d'attache peuvent être disposées symétriquement en quinconce; voir figure 6.5.2.

(2) Il convient également que l'espacement entre axes des éléments d'attache ne dépasse pas la valeur maximale qui satisfait les conditions de non voilement local de parois internes, voir 5.3.4.

#### 6.5.1.7 Entraxe maximal dans les éléments tendus

(1) Dans les éléments tendus, la distance  $p_{1,i}$  entre axes des éléments d'attache placés sur une file intérieure peut être le double de celle donnée en 6.5.1.6 (1) pour les éléments comprimés, à condition que l'entraxe  $p_{1,o}$  sur la file extérieure le long de chaque bord longitudinal ne dépasse pas celui donné en 6.5.1.6(1); voir figure 6.5.3.

(2) Ces deux valeurs peuvent être multipliées par 1,5 si les éléments de structure ne sont pas exposés aux intempéries, ni à d'autres risques de corrosion.

#### 6.5.1.8 Trous oblongs

(1) Il convient que la pince minimale  $e_3$  entre l'axe d'un trou oblong et le bord adjacent, et ceci pour toute partie assemblée, voir figure 6.5.4, ne soit pas inférieure à  $1,5d_o$ .

(2) Il convient également que la pince minimale  $e_4$  entre le centre de l'arrondi d'extrémité d'un trou oblong et le bord adjacent, et ceci pour toute partie assemblée (voir figure 6.5.4), ne soit pas inférieure à  $1,5d_o$ .

**C** Tableau résumé pour le positionnement des trous de boulons et rivets

		Assemblage		
		Plat extérieur	Plat intérieur	
Pince longitudinale $e_1$	$\geq$	$1,2d_o^{(1)}$	$1,2d_o^{(1)}$	
	$\leq$	12t ou 150 mm <sup>(2)</sup> (max)	12t ou 150 mm <sup>(2)</sup> (max)	
Pince transversale $e_2$	$\geq$	$1,5d_o^{(3)}$	$1,5d_o^{(3)}$	
	$\leq$	12t ou 150 mm <sup>(2)</sup> (max)	12t ou 150 mm <sup>(2)</sup> (max)	
Entraxe $p_1$	File extérieure	$\geq$	$2,2d_o^{(4)}$	$2,2d_o^{(4)}$
	Élément comprimé	$\leq$	14t ou 200 mm <sup>(6)</sup> (min)	14t ou 200 mm <sup>(6)</sup> (min)
	File intérieure	$\geq$	$2,2d_o^{(4)}$	$2,2d_o^{(4)}$
	Élément comprimé	$\leq$	14t ou 200 mm <sup>(6)</sup> (min)	14t ou 200 mm <sup>(6)</sup> (min)
	File extérieure	$\geq$	$2,2d_o^{(4)}$	$2,2d_o^{(4)}$
	Élément tendu	$\leq$	14t ou 200 mm <sup>(5)</sup> (min)	14t ou 200 mm <sup>(5)</sup> (min)
	File intérieure	$\geq$	$2,2 d_o^{(4)}$	$2,2d_o^{(4)}$
	Élément tendu	$\leq$	28t ou 400 mm <sup>(5)</sup> (min)	28t ou 400 mm <sup>(5)</sup> (min)
Extraxe $p_2$	Élément comprimé	$\geq$	$3d_o^{(7)}$	$3d_o^{(7)}$
		$\leq$	14t ou 200 mm <sup>(6)</sup> (min)	14t ou 200 mm <sup>(6)</sup> (min)
	Élément tendu	$\geq$	$3d_o^{(7)}$	$3d_o^{(7)}$

$d_o$  = diamètre du trou

$t$  = épaisseur du plat le plus mince, situé vers l'extérieur

- (1) Cette valeur minimale de pince doit être augmentée s'il est nécessaire d'obtenir une résistance adéquate à la pression diamétrale, voir 6.5.5 et 6.5.6.  
1,5  $d_o$  pour boulons HR à serrage contrôlé
- (2) La plus grande des deux valeurs.  
Si intempéries ou risques de corrosion : 40 mm + 4t.
- (3) Cette pince peut être réduite à 1,2 $d_o$ , à condition que la résistance de calcul à la pression diamétrale soit réduite en conséquence, comme indiquée en 6.5.5 ou 6.5.6.  
1,5 $d_o$  pour boulons HR à serrage contrôlé
- (4) Cette distance doit être augmentée s'il est nécessaire d'obtenir une résistance adéquate à la pression diamétrale, voir 6.5.5 et 6.5.6.  
3 $d_o$  pour boulons HR à serrage contrôlé
- (5) La plus petite des deux valeurs.  
Cette valeur peut être multipliée par 1,5 si les éléments ne sont pas exposés aux intempéries, ni à d'autres risques de corrosion.
- (6) La plus petite des deux valeurs.  
L'espacement entre axes des éléments d'attache ne doit pas non plus dépasser la valeur maximale à respecter pour éviter le voilement local entre éléments d'attache.
- (7) Cet entraxe peut être réduit à 2,4 $d_o$  si la résistance calculée à la pression diamétrale est réduite en conséquence, voir 6.5.5 et 6.5.6.  
3 $d_o$  pour boulons HR à serrage contrôlé
- En outre, dans les éléments tendus, l'entraxe  $p_2$  doit rester inférieur à la plus petite des deux valeurs 14t ou 200 mm.

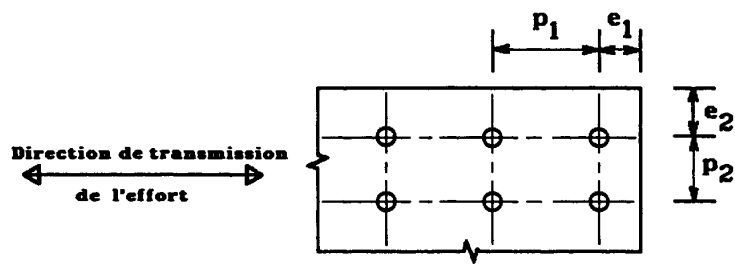


Figure 6.5.1 Notations pour l'espacement des éléments d'attache

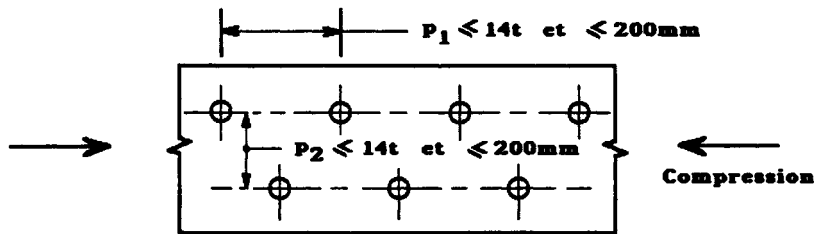


Figure 6.5.2 Eléments comprimés : espacements en quinconce

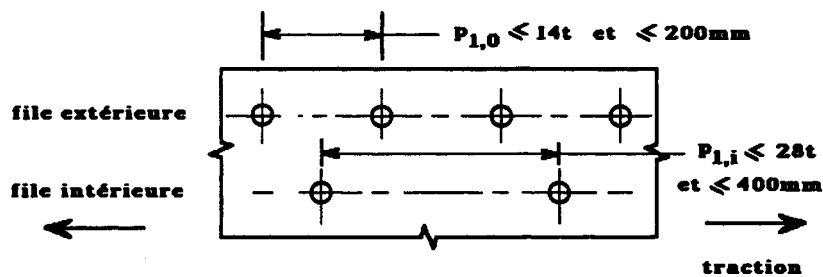


Figure 6.5.3 Eléments tendus : espacements en quinconce

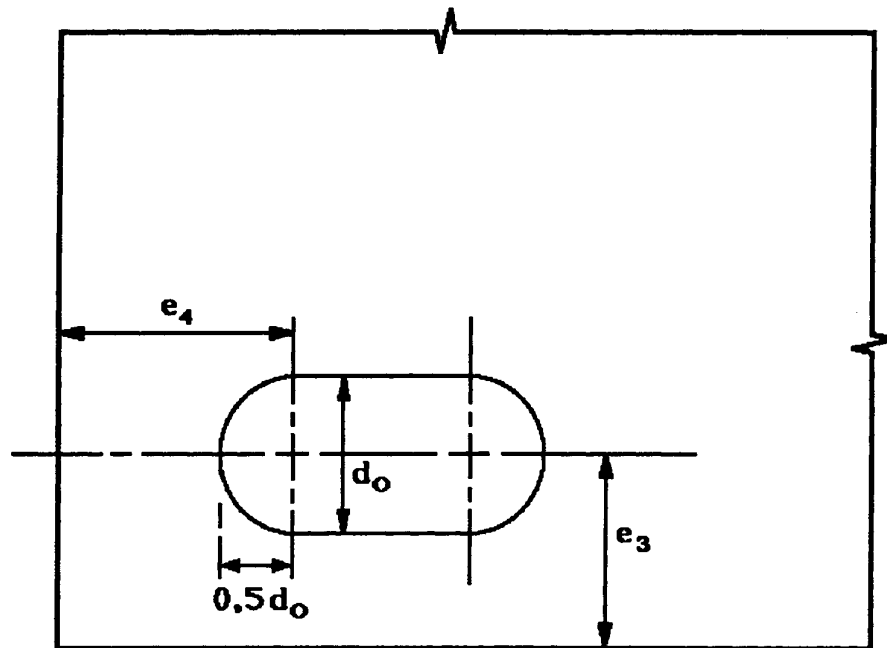


Figure 6.5.4 Pincés transversale et longitudinale de trous oblongs

## 6.5.2 Réduction de section due à la présence des trous

### 6.5.2.1 Généralités

- (1) Lors du calcul des assemblages dans les éléments simplement comprimés, aucune déduction des trous de fixation n'est normalement exigée, sauf dans le cas de trous surdimensionnés ou de trous oblongs.

(1) **C** La définition d'un trou surdimensionné est donnée en 7.5.2.6. Le mode de calcul des éléments comprimés est précisé en 5.4.4.

- (2) Lors du calcul des assemblages dans les autres cas, les dispositions de 5.4.3, 5.4.5.3(3) et 5.4.6(8) s'appliquent pour, respectivement, les éléments tendus, les éléments fléchis et les éléments cisailés.

### 6.5.2.2 Résistance ultime de calcul au cisaillement

- (1) On doit se prémunir d'une rupture par "cisaillement de bloc" au niveau d'un groupe de trous de fixations près de l'extrémité d'une âme de poutre ou dans une console d'attache, (voir figure 6.5.5), en adoptant un écartement des trous approprié. Ce mode de ruine consiste généralement en une rupture par traction le long de la ligne de trous de fixations délimitant le bloc en zone tendue, accompagnée d'un écoulement plastique en cisaillement le long de la rangée de trous délimitant ce bloc en zone cisailée, voir figure 6.5.5.

(1) **C** Sur la figure 6.5.5, le "bloc" concerné est représenté hachuré et constitue la partie "arrachée" lors de la rupture. La rupture par traction se fait le long de la limite horizontale du bloc, et l'écoulement plastique par cisaillement se produit le long de la limite verticale gauche du bloc.

- (2) *Il convient de déterminer la valeur de calcul de la résistance efficace  $V_{eff.Rd}$  au cisaillement de bloc par*

$$V_{eff.Rd} = (f_y / \sqrt{3}) A_{v,eff} / \gamma_{M0} \quad (6.1)$$

où  $A_{v,eff}$  est l'aire efficace de cisaillement.

- (3) *Il y a lieu de déterminer l'aire efficace de cisaillement  $A_{v,eff}$  de la manière suivante:*

$$A_{v,eff} = t L_{v,eff}$$

$$\text{où } L_{v,eff} = L_v + L_1 + L_2 \quad \text{mais } L_{v,eff} \leq L_3$$

$$\text{avec } L_1 = a_1 \quad \text{mais } L_1 \leq 5d$$

$$L_2 = (a_2 - k d_{o,t}) (f_u / f_y)$$

$$\text{et } L_3 = L_v + a_1 + a_3 \quad \text{mais } L_3 \leq (L_v + a_1 + a_3 - n d_{o,v}) (f_u / f_y)$$

où  $a_1$ ,  $a_2$ ,  $a_3$  et  $L_v$  sont définis sur la figure 6.5.5

$d$  = diamètre nominal des éléments d'attache

$d_{o,t}$  = taille des trous de long de la ligne limitant la partie tendue du bloc, généralement le diamètre de ces trous, mais pour des trous oblongs horizontaux, la longueur des trous doit être utilisée

$d_{o,v}$  = taille des trous le long de la ligne limitant la partie cisailée du bloc, généralement le diamètre de ces trous, mais pour des trous oblongs verticaux, la longueur des trous doit être utilisée

$n$  = nombre de trous de fixations le long de la ligne cisailée du bloc

$t$  = épaisseur de l'âme ou de la console d'attache

et  $k$  est un coefficient qui prend la valeur suivante:

- $k = 0,5$  pour une seule rangée de boulons
- $k = 2,5$  pour deux rangées de boulons

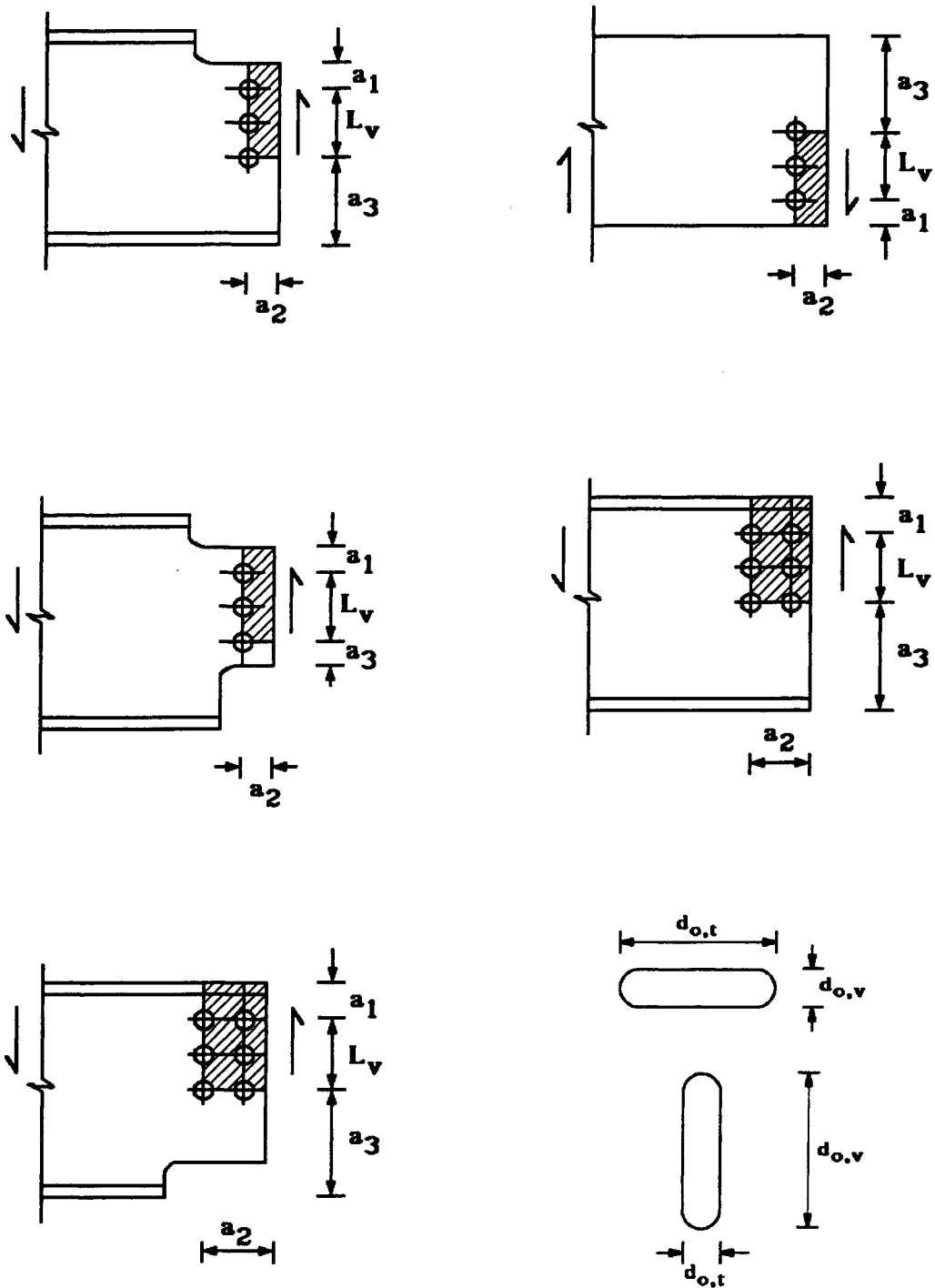


Figure 6.5.5 Cisaillement de bloc - Aire efficace de cisailment

### 6.5.2.3 Cornières attachées par une seule aile

(1) Dans le cas

- d'éléments asymétriques, ou

- d'éléments symétriques asymétriquement assemblés, tels que les cornières attachées par une aile,

l'excentricité des éléments d'attache dans les assemblages d'extrémité ainsi que les effets des entraxes et des pinces des boulons doivent être pris en considération dans la détermination de la résistance de calcul.

(2) *Les cornières assemblées par une seule file de boulons dans une des ailes, voir figure 6.5.6, peuvent être considérées comme si elles étaient sollicitées sans excentricité, et la résistance ultime de calcul de la section nette peut être déterminée comme suit:*

$$\text{avec 1 boulon :} \quad N_{u.Rd} = \frac{2(e_2 - 0,5d_o) t f_u}{\gamma_{M2}} \quad (6.2)$$

$$\text{avec 2 boulons :} \quad N_{u.Rd} = \frac{\beta_2 A_{net} f_u}{\gamma_{M2}} \quad (6.3)$$

$$\text{avec 3 boulons :} \quad N_{u.Rd} = \frac{\beta_3 A_{net} f_u}{\gamma_{M2}} \quad (6.4)$$

où  $\beta_2$  et  $\beta_3$  sont des coefficients minorateurs fonctions de l'entraxe  $p_1$ , et sont donnés au tableau 6.5.1. Pour des valeurs intermédiaires de  $p_1$ , la valeur de  $\beta$  peut être déterminée par interpolation linéaire,

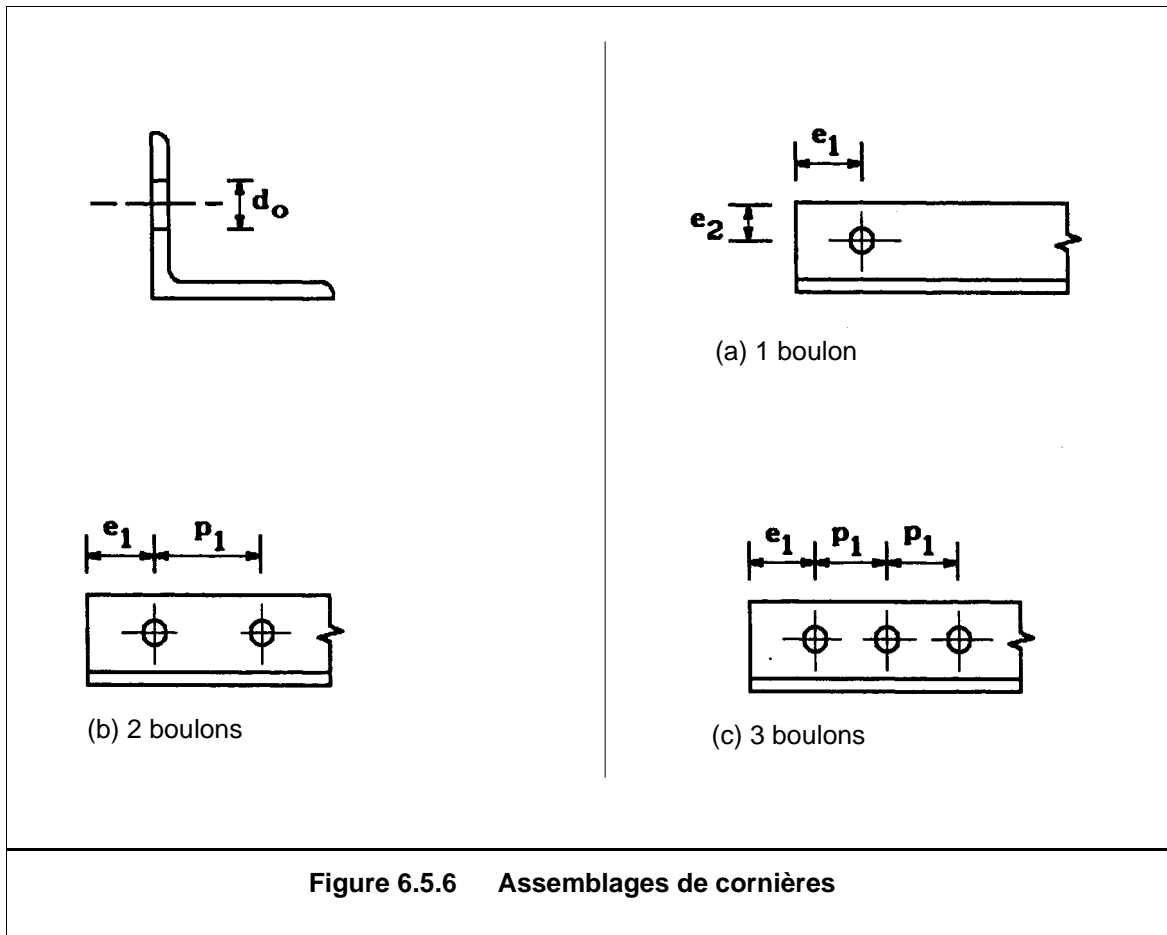
et  $A_{net}$  est l'aire de la section nette de la cornière. Pour les cornières à ailes inégales attachées par l'aile la plus petite,  $A_{net}$  sera prise égale à l'aire de la section nette d'une cornière équivalente à ailes égales, dont la dimension d'aile est égale à celle de l'aile la plus petite.

(2) **A** L'expression (6.4) est applicable au cas de 3 boulons ou plus.

(3) Il convient de baser la résistance de calcul au flambement d'un élément comprimé, voir 5.5.1, sur l'aire brute de la section transversale, sans dépasser toutefois la résistance de calcul de la section donnée en (2).



Tableau 6.5.1		Coefficients minorateurs $\beta_2$ et $\beta_3$	
Entraxe	$p_1$	$\leq 2,5 d_o$	$\geq 5,0 d_o$
2 boulons	$\beta_2$	0,4	0,7
3 boulons ou plus	$\beta_3$	0,5	0,7



### 6.5.3 Catégories d'assemblages boulonnés

#### 6.5.3.1 Assemblages travaillant au cisaillement

(1) Le calcul et la conception des assemblages boulonnés sollicités au cisaillement doivent correspondre à l'une des catégories suivantes; voir tableau 6.5.2.

(2) Catégorie A: Assemblages travaillant à la pression diamétrale

Dans cette catégorie d'assemblages, on doit utiliser des boulons ordinaires (fabriqués en acier à faible teneur en carbone) ou des boulons à haute résistance, allant de la classe 4.6 jusqu'à et y compris 10.9. Aucune exigence particulière concernant la mise en précontrainte et les surfaces en contact n'est à satisfaire. L'effort de cisaillement de calcul exercé à l'état ultime ne doit dépasser ni la résistance de calcul au cisaillement, ni la résistance de calcul à la pression diamétrale, déterminées suivant 6.5.5.

(3) Catégorie B: Assemblages résistant au glissement à l'état limite de service

Dans cette catégorie d'assemblages, on doit utiliser des boulons précontraints à haute résistance et à serrage contrôlé conformément à la Norme de Référence 8. Le glissement ne doit pas se produire à l'état limite de service. La combinaison des actions à prendre en considération doit être choisie d'après 2.3.4, en fonction des cas pour lesquels la résistance au glissement est requise. L'effort de cisaillement de calcul exercé à l'état limite de service ne doit pas dépasser la résistance de calcul au glissement déterminée suivant les indications données en 6.5.8. En outre, l'effort de cisaillement exercé à l'état limite ultime ne doit dépasser ni la résistance de calcul au cisaillement, ni celle à la pression diamétrale, déterminées selon les indications données en 6.5.5.

(4) Catégorie C: Assemblages résistant au glissement à l'état limite ultime

Dans cette catégorie d'assemblages, on doit utiliser des boulons précontraints à haute résistance et à serrage contrôlé en conformité avec la Norme de Référence 8. Le glissement ne doit pas se produire à l'état limite ultime. L'effort de cisaillement de calcul exercé à l'état limite ultime ne doit dépasser ni la résistance de calcul au glissement déterminée suivant 6.5.8, ni la résistance de calcul à la pression diamétrale calculée suivant 6.5.5.

En outre, à l'état limite ultime, la résistance plastique de calcul de la section nette au droit des trous de boulons  $N_{net,Rd}$  (voir 5.4.3) doit être prise égale à:

$$N_{net,Rd} = A_{net} f_y / \gamma_{M0} \quad (5.14)$$

<b>Tableau 6.5.2 Catégorie d'assemblages boulonnés</b>		
Catégorie	Critère	Remarques
Assemblages travaillant au cisaillement		
A à la pression diamétrale	$F_{v.Sd} \leq F_{v.Rd}$ $F_{v.Sd} \leq F_{b.Rd}$	Précontrainte non requise  Toutes les classes de 4.6 à 10.9
B résistant au glissement à l'état limite de service	$F_{v.Sd.ser} \leq F_{s.Rd.ser}$ $F_{v.Sd} \leq F_{v.Rd}$ $F_{v.Sd} \leq F_{b.Rd}$	Boulons HR précontraints  Pas de glissement à l'état limite de service
C résistant au glissement à l'état limite ultime	$F_{v.Sd} \leq F_{s.Rd}$ $F_{v.Sd} \leq F_{b.Rd}$	Boulons HR précontraints  Pas de glissement à l'état limite ultime
Assemblages travaillant en traction		
D Boulons non précontraints	$F_{t.Sd} \leq F_{t.Rd}$	Précontrainte non requise  Toutes les classes de 4.6 à 10.9
E Boulons précontraints	$F_{t.Sd} \leq F_{t.Rd}$	Boulons HR précontraints
Notations:		
$F_{v.Sd.ser}$	= effort de cisaillement de calcul exercé par un boulon à l'état limite de service	
$F_{v.Sd}$	= effort de cisaillement de calcul par boulon à l'état limite ultime	
$F_{v.Rd}$	= résistance de calcul au cisaillement par boulon	
$F_{b.Rd}$	= résistance de calcul à la pression diamétrale par boulon	
$F_{s.Rd.ser}$	= résistance de calcul au glissement par boulon à l'état limite de service	
$F_{s.Rd}$	= résistance de calcul au glissement par boulon à l'état limite ultime	
$F_{t.Sd}$	= effort de traction de calcul par boulon à l'état limite ultime	
$F_{t.Rd}$	= résistance de calcul en traction par boulon	

### 6.5.3.2 Assemblages travaillant en traction

(1) Le calcul et la conception d'un assemblage sollicité en traction doivent correspondre à l'une des catégories suivantes; voir tableau 6.5.2.

(2) Catégorie D: Assemblages par boulons non précontraints

Dans cette catégorie, on doit utiliser des boulons ordinaires (fabriqués avec de l'acier à faible teneur en carbone) ou des boulons à haute résistance dont la classe va jusqu'à la catégorie 10.9 incluse. Aucune précontrainte n'est requise. Cette catégorie ne doit pas être utilisée dans le cas d'assemblages soumis à de fréquentes variations de la sollicitation de traction. Les assemblages de cette catégorie peuvent toutefois être utilisés pour résister à des actions usuelles de vent.

<p>(2) <b>C</b> La catégorie D sans précontrainte dans les boulons correspond à un concept de fonctionnement qui n'est pas visé dans la norme française NF P 22-460. L'emploi de cette catégorie est cependant justifié dans la mesure où:</p> <ul style="list-style-type: none"><li>- le dimensionnement de l'assemblage est basé sur un calcul de résistance ultime de type plastique ;</li><li>- le comportement de l'assemblage en deçà de l'état limite de service peut être évalué avec une précision suffisante pour pouvoir classer celui-ci comme rigide, semi-rigide ou éventuellement articulé (voir Annexe J).</li></ul>
--

(3) Catégorie E : Assemblages par boulons précontraints à haute résistance

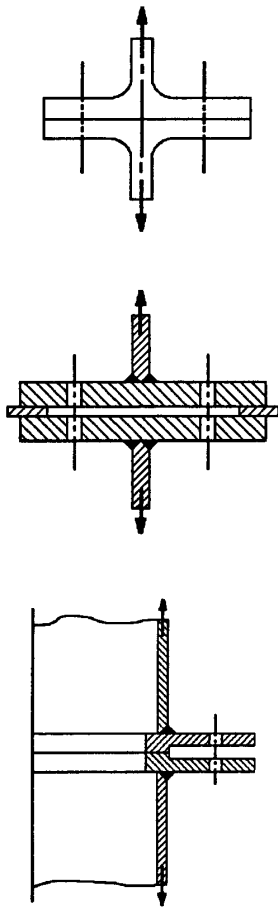
Dans cette catégorie, on doit utiliser des boulons précontraints à haute résistance avec serrage contrôlé, en conformité avec la Norme de Référence 8. La précontrainte améliore dans ce cas la résistance à la fatigue, mais l'importance de cette amélioration dépend des détails constructifs ainsi que des tolérances.

(3) C L'expérience a démontré clairement que:

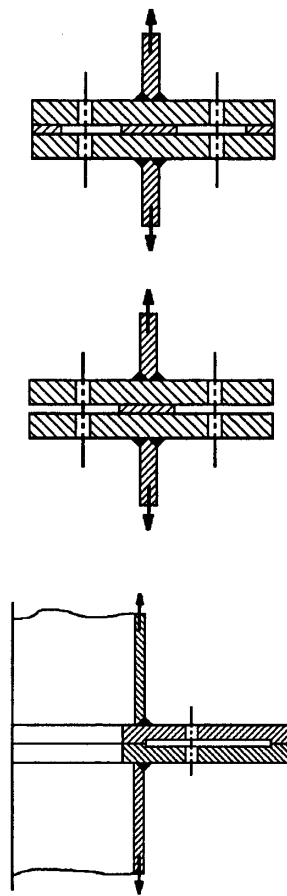
- a) la précontrainte des boulons n'a que peu d'effet sur la rigidité de l'assemblage au delà d'une certaine dimension;
- b) la précontrainte des boulons n'augmente pas la résistance ultime de l'assemblage;
- c) les dispositions favorables à la résistance en fatigue sont celles qui réduisent au maximum l'effet de levier et par conséquent, les variations de contrainte dans les boulons.

Cette observation est illustrée sur les figures ci-après.

Disposition sensible



Disposition améliorée



- (4) Aucun traitement particulier des surfaces n'est exigé pour les assemblages sollicités en traction des deux catégories D et E, sauf pour les assemblages de la catégorie E sollicités à la fois à la traction et au cisaillement (combinaison E-B ou E-C).

### 6.5.4 Répartition des efforts entre éléments d'attache

(1) La répartition des efforts internes entre éléments d'attache à l'état limite ultime doit être prise proportionnelle à la distance au centre de rotation, voir figure 6.5.7(a), dans les cas suivants:

- Catégorie C d'assemblages résistant au glissement
- Assemblages travaillant au cisaillement lorsque la résistance de calcul au cisaillement  $F_{v,Rd}$  d'un élément d'attache est inférieure à sa résistance de calcul à la pression diamétrale  $F_{b,Rd}$ .

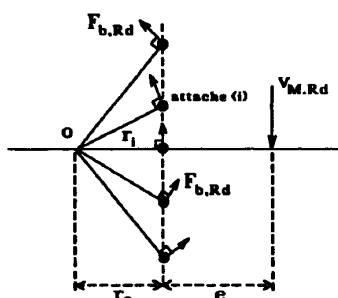
(1) **C** Cette répartition proportionnelle ne concerne, dans la figure 6.5.7(a), que les efforts dus au moment. Les efforts dus au cisaillement sont, quant à eux, uniformément répartis entre les éléments d'attache.

(2) *Dans les autres cas, la répartition des efforts internes entre éléments d'attache à l'état limite ultime peut être déterminée par une analyse du type présenté en (1), ou bien par une analyse plastique (voir figure 6.5.7). Toute répartition raisonnable peut être adoptée, à condition qu'elle satisfasse aux conditions énoncées en 6.1.4.*

(2) **I** *La répartition plastique des efforts des figures 6.5.7(b), (c) et (d) peut ne pas être admissible dans certaines situations. Ces figures sont donc invalidées.*

*En remplacement on peut utiliser la méthode de calcul plastique suivante :*

*On adopte une répartition d'efforts tous égaux à  $F_{b,Rd}$  dont l'orientation varie progressivement par le biais de l'existence d'un centre de rotation  $O$ , de coordonnée  $r_o$ , comme l'indique la figure ci-après.*



$$e = \frac{M_{Sd}}{V_{Sd}}$$

*Les sollicitations ( $M_{Sd}, V_{Sd}$ ) étant réduites à une force unique  $V_{Sd}$  d'excentricité  $e$  égale à  $M_{Sd}/V_{Sd}$  la résolution du système :*

$$V_{M,Rd} = r_o F_{b,Rd} \sum_i \frac{1}{r_i}$$

$$V_{M,Rd} (e + r_o) = F_{b,Rd} \sum_i r_i$$

*fournit à la fois  $r_o$  et  $V_{M,Rd}$  qui est la résistance à l'effort tranchant de calcul en présence du moment  $M_{Sd}$ . Il suffit alors de vérifier que :*

$$V_{Sd} \leq V_{M,Rd}$$

(3) *Dans le cas d'un assemblage avec recouvrement, il convient d'admettre que la résistance à la pression diamétrale dans une direction donnée est la même pour chaque élément d'attache.*

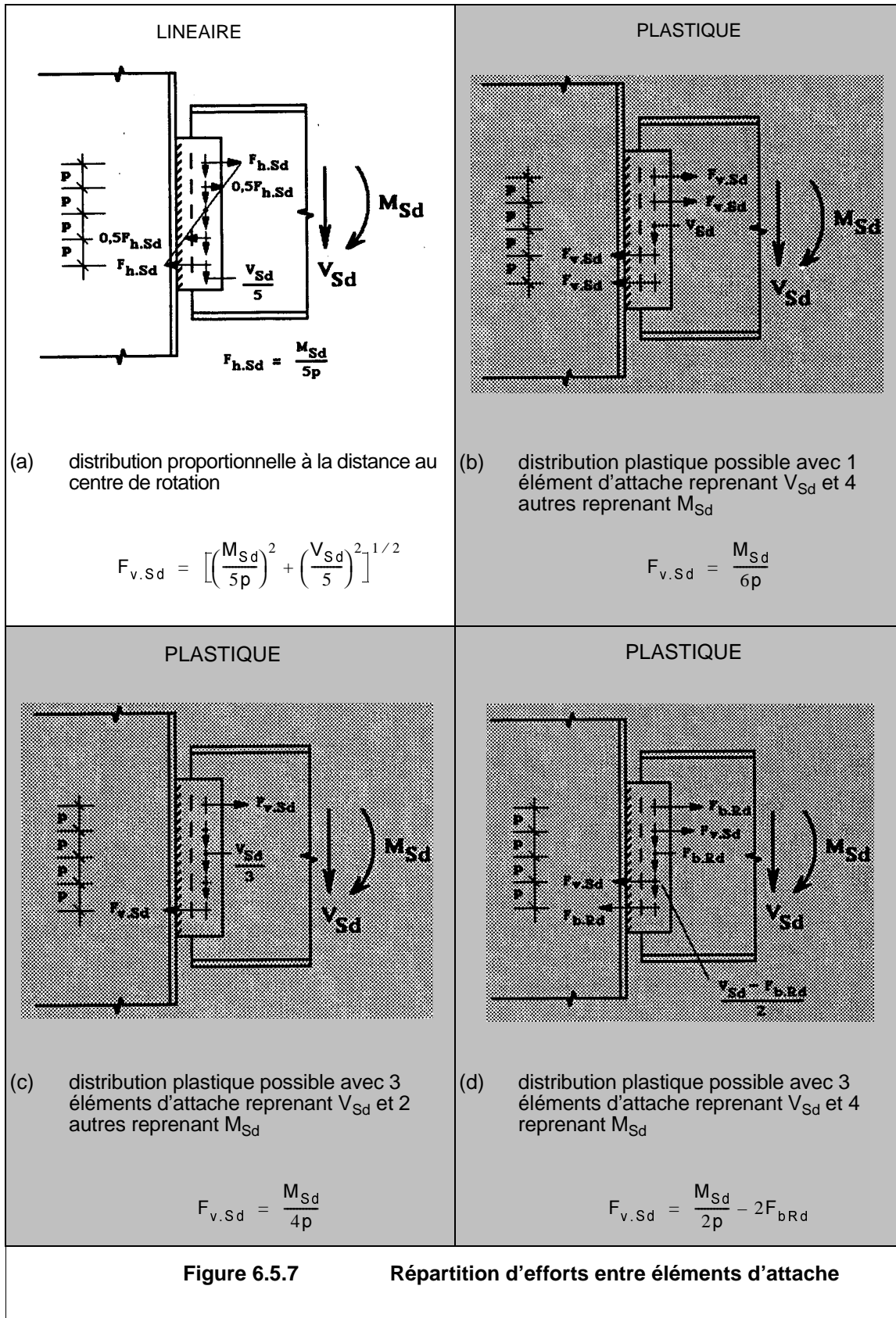


Figure 6.5.7

Répartition d'efforts entre éléments d'attache

### 6.5.5 Résistances de calcul des boulons

- (1) Les résistances de calcul formulées dans ce paragraphe s'appliquent aux boulons de fabrication standard, de classes 4.6 jusqu'à, et y compris, 10.9, conformes à la Norme de Référence 3, voir Annexe B (normative). Les écrous et les rondelles doivent aussi être conformes à cette Norme et présenter les résistances spécifiées correspondant aux boulons utilisés.
- (2) A l'état limite ultime, l'effort de cisaillement  $F_{v,Sd}$  appliqué à un boulon ne doit pas dépasser la plus petite des deux valeurs suivantes :

- la résistance de calcul au cisaillement  $F_{v,Rd}$
- la résistance de calcul à la pression diamétrale  $F_{b,Rd}$

telles qu'elles sont explicitées au tableau 6.5.3.

- (3) L'effort de traction  $F_{t,Sd}$ , incluant tout effort supplémentaire dû à l'effet de levier, ne doit pas dépasser la résistance de calcul en traction  $B_{t,Rd}$  de l'ensemble plaque-boulon.
- (4) La résistance de calcul en traction de l'ensemble plaque-boulon  $B_{t,Rd}$  doit être prise égale à la plus petite des deux valeurs suivantes :
- la résistance de calcul à la traction  $F_{t,Rd}$  indiquée au tableau 6.5.3,
  - la résistance de calcul cisaillement par poinçonnement  $B_{p,Rd}$  de la tête du boulon ou de l'écrou déduite de la relation :

$$B_{p,Rd} = 0,6 \pi d_m t_p f_u / \gamma_{Mb} \quad (6.5)$$

où  $t_p$  = épaisseur de la plaque sous la tête du boulon ou de l'écrou

et  $d_m$  = diamètre moyen (entre cercles inscrit et circonscrit) de la tête du boulon ou de l'écrou, en prenant la plus petite des deux valeurs.

- (5) Les boulons soumis à des efforts combinés de cisaillement et de traction doivent, en outre, satisfaire à la condition suivante :

$$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1,4 F_{t,Rd}} \leq 1 \quad (6.6)$$

- (5) **C** Plus précisément, on est tenu de satisfaire aux quatre conditions :

$$\frac{F_{t,Sd}}{F_{t,Rd}} \leq 1 \quad , \quad \frac{F_{t,Sd}}{1,4 F_{t,Rd}} + \frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{F_{t,Sd}}{B_{p,Rd}} \leq 1 \quad , \quad \frac{F_{v,Sd}}{F_{b,Rd}} \leq 1$$

- (6) Les résistances de calcul en traction et au cisaillement pour la partie filetée, données au tableau 6.5.3, ne s'appliquent qu'aux boulons fabriqués en conformité avec Norme de Référence 3. Pour d'autres systèmes à filetage entaillé, tels que boulons d'ancrage ou tirants réalisés à partir de ronds d'acier, dont les filetages ont été usinés par le constructeur et non par un fabricant de boulons, les valeurs indiquées au tableau 6.5.3 doivent être réduites en les multipliant par un facteur de 0,85.



<b>Tableau 6.5.3</b>	<b>Résistances de calcul des boulons</b>
<u>Résistances au cisaillement par plan de cisaillement</u>	
<p>- Si le plan de cisaillement passe par la partie fileté du boulon</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• pour les classes 4.6, 5.6, 6.6 et 8.8</li> </ul> $F_{v. Rd} = \frac{0,6 f_{ub} A_s}{\gamma_{Mb}}$ <ul style="list-style-type: none"> <li>• pour les classes 4.8, 5.8, 6.8 et 10.9</li> </ul> $F_{v. Rd} = \frac{0,5 f_{ub} A_s}{\gamma_{Mb}}$ <p>- Si le plan de cisaillement passe par la partie non fileté du boulon</p> $F_{v. Rd} = \frac{0,6 f_{ub} A}{\gamma_{Mb}}$	
<u>Résistance à la pression diamétrale*)</u>	
$F_{b. Rd} = \frac{2,5 \alpha f_u dt}{\gamma_{Mb}}$ <p>où <math>\alpha</math> est la plus petite des valeurs suivantes :</p> $\frac{e_1}{3 d_o} ; \frac{p_1}{3 d_o} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_u} \text{ ou } 1,0.$	
<u>Résistance en traction</u>	
$F_{t. Rd} = \frac{0,9 f_{ub} A_s}{\gamma_{Mb}}$	
<p>A = aire de la section brute du boulon  A<sub>s</sub> = aire de la section résistante en traction du boulon  d = diamètre du boulon  d<sub>o</sub> = diamètre du trou</p>	
*) Voir également le tableau 6.5.4 pour les valeurs de la résistance de calcul à la pression diamétrale basée sur le diamètre du boulon.	

- (7) Les valeurs des résistances de calcul au cisaillement  $F_{v,Rd}$  données au tableau 6.5.3 s'appliquent uniquement aux boulons dont les trous ont des jeux nominaux qui ne dépassent pas ceux des trous normalisés, conformément à 7.5.2(1).
- (8) Les boulons M12 et M14 peuvent également être utilisés dans des trous avec 2 mm de jeu, à condition que:
- pour des boulons de classes 4.8, 5.8, 6.8 ou 10.9, la résistance de calcul au cisaillement  $F_{v,Rd}$  soit prise égale à 0,85 fois la valeur donnée au tableau 6.5.3;
  - la résistance de calcul au cisaillement  $F_{v,Rd}$  (éventuellement réduite dans le cas ci-dessus) ne soit pas inférieure à la résistance de calcul à la pression diamétrale  $F_{b,Rd}$ .

(8) **A** A moins d'une justification expérimentale probante, la première condition doit s'appliquer également aux boulons de classe 8.8.

- (9) Les valeurs de résistance de calcul à la pression diamétrale du tableau 6.5.3 s'appliquent uniquement si la pince  $e_2$  n'est pas inférieure à  $1,5d_0$  et si l'entraxe entre files  $p_2$ , considéré transversalement à la direction de l'effort, n'est pas inférieure à  $3d_0$ .
- (10) Si  $e_2$  est réduite à  $1,2d_0$  et/ou  $p_2$  est réduit à  $2,4d_0$ , il y a lieu de réduire la résistance à la pression diamétrale  $F_{b,Rd}$  à 2/3 de la valeur donnée au tableau 6.5.3. Pour des valeurs intermédiaires  $1,2d_0 < e_2 \leq 1,5d_0$  et/ou  $2,4d_0 \leq p_2 \leq 3d_0$ , la valeur de  $F_{b,Rd}$  peut être déterminée par interpolation linéaire.
- (11) *Pour les boulons placés dans des trous avec jeu normalisé (voir 7.5.2), une valeur de la résistance de calcul à la pression diamétrale  $F_{b,Rd}$  plaçant en sécurité et basée sur le diamètre  $d$  du boulons peut être obtenue à l'aide du tableau 6.5.4.*

<b>Tableau 6.5.4 Résistance de calcul à la pression diamétrale basée sur le diamètre du boulon</b>			
Valeurs sécuritaires pour boulons dans des trous à jeu normalisé (voir 7.5.2), avec $\gamma_{Mb} = 1,25$			
Classe nominale de pression diamétrale	Dimensions minimales		Résistance de calcul à la pression diamétrale
	$e_1$	$p_1$	$F_{b,Rd}$
faible	1,7 d	2,5 d	1,0 $f_u dt$ *)
normale	2,5 d	3,4 d	1,5 $f_u dt$ *)
élevée	3,4 d	4,3 d	2,0 $f_u dt$ *)
*) mais $F_{b,Rd} \leq 2,0 f_{ub} dt$			

### 6.5.6 Résistances de calcul des rivets

(1) A l'état limite ultime, la sollicitation de cisaillement  $F_{v,Sd}$  sur le rivet ne doit pas dépasser la plus petite des valeurs suivantes :

- la résistance de calcul au cisaillement  $F_{v,Rd}$ , et
- la résistance de calcul à la pression diamétrale  $F_{b,Rd}$ ,

dont les valeurs sont indiquées au tableau 6.5.5.

(1) **C** Les résistances de calcul formulées dans cette clause s'appliquent aux rivets conformes à la Norme de Référence 5 de l'Annexe BB.

(2) Les assemblages rivés doivent être conçus et calculés en vue de transmettre les sollicitations essentiellement par cisaillement. Si une traction s'avère nécessaire pour réaliser l'équilibre, la sollicitation de traction  $F_{t,Sd}$  ne doit pas dépasser la résistance de calcul en traction  $F_{t,Rd}$  indiquée au tableau 6.5.5.

(3) Les rivets sollicités à la fois par des sollicitations de cisaillement et traction doivent, en outre, satisfaire à la condition :

$$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1,4 F_{t,Rd}} \leq 1,0 \quad (6.6)$$

<b>Tableau 6.5.5 Résistances de calcul des rivets</b>	
<u>Résistances au cisaillement par plan de cisaillement</u>	
$F_{v,Rd} = \frac{0,6 f_{ur} A_o}{\gamma_{Mr}}$	
<u>Résistance à la pression diamétrale</u>	
$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \alpha f_u d_o t}{\gamma_{Mr}}$	
où $\alpha$ est la plus petite des valeurs :	
$\frac{e_1}{3 d_o}; \frac{p_1}{3 d_o} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ur}}{f_u} \text{ ou } 1,0$	
<u>Résistance en traction</u>	
$F_{t,Rd} = \frac{0,6 f_{ur} A_o}{\gamma_{Mr}}$	
$A_o$	est l'aire du trou de rivet
$d_o$	est le diamètre du trou de rivet
$f_{ur}$	est la résistance ultime spécifiée du rivet à la traction

- (4) Les valeurs de résistance de calcul à la pression diamétrale  $F_{b,Rd}$  du tableau 6.5.5 s'appliquent uniquement lorsque la pince  $e_2$  n'est pas inférieure à  $1,5d_o$  et lorsque l'entraxe  $p_2$  considéré transversalement à la direction de l'effort de cisaillement n'est pas inférieur à  $3d_o$ .
- (5) Pour des valeurs plus petites de  $e_2$  et/ou  $p_2$ , il y a lieu d'appliquer la même réduction de  $F_{b,Rd}$  que celle indiquée en 6.5.5(10) pour les boulons.
- (6) Pour des rivets en acier de nuance Fe 360, la valeur "en état de pose" de  $f_{ur}$  peut être prise égale à  $400 \text{ N/mm}^2$ .
- (7) *En règle générale, il convient que la longueur de serrage d'un rivet ne dépasse pas  $4,5d_o$  pour le rivetage au marteau et  $6,5d_o$  pour le rivetage pneumatique.*

### **6.5.7 Boulons et rivets à tête fraisée**

- (1) La résistance de calcul à la traction  $F_{t,Rd}$  des boulons et rivets à tête fraisée doit être prise égale à 0,7 fois la résistance de calcul à la traction donnée respectivement aux tableaux 6.5.3 et 6.5.5.
- (2) L'angle et la profondeur de fraisage doivent être conformes à la Norme de Référence 3, sinon la résistance en traction doit être modifiée en conséquence.
- (3) La résistance de calcul à la pression diamétrale  $F_{b,Rd}$  des boulons et rivets à tête fraisée doit être déterminée suivant les indications données en 6.5.5 et 6.5.6 respectivement, en déduisant toutefois de l'épaisseur  $t$  de la partie assemblée la moitié de la profondeur de fraisage.

## 6.5.8 Boulons à haute résistance dans les assemblages résistant au glissement

### 6.5.8.1 Résistance au glissement

- (1) La résistance de calcul au glissement d'un boulon précontraint à haute résistance doit être prise égale à :

$$F_{s.Rd} = \frac{k_s n \mu}{\gamma_{Ms}} F_{p.Cd} \quad (6.7)$$

où

$F_{p.Cd}$  est la précontrainte de calcul, donnée en 6.5.8.2

$\mu$  est le coefficient de frottement, voir 6.5.8.3

$n$  est le nombre d'interfaces de frottement

- (2) La valeur de  $k_s$  doit être la suivante :

- lorsque les trous ont, dans toutes les plaques, des tolérances nominales normales comme celles stipulées en 7.5.2(1) :

$$k_s = 1,0$$

- pour les trous surdimensionnés, voir 7.5.2(6), ou pour les trous oblongs et courts, voir 7.5.2(9):

$$k_s = 0,85$$

- pour les trous oblongs et longs, voir 7.5.2(10):

$$k_s = 0,7$$

- (3) Pour les boulons placés dans des trous avec des tolérances nominales normales ainsi que dans des trous oblongs dont l'axe de la fente est perpendiculaire à la direction de transfert de l'effort, le coefficient partiel de sécurité  $\gamma_{Ms}$  doit être pris égal à :

$$\gamma_{Ms.ult} = 1,25 \text{ pour l'état limite ultime, et}$$

$$\gamma_{Ms.ser} = 1,10 \text{ pour l'état limite de service.}$$

- (3) I Les valeurs de  $\gamma_{Ms}$  à adopter sont les suivantes:

$$\gamma_{Ms.ult} = 1,10 \quad \text{et} \quad \gamma_{Ms.ser} = 1,20$$

- (4) Les assemblages par boulons placés dans des trous surdimensionnés ainsi que dans des trous oblongs avec l'axe de la fente parallèle à la direction de transfert de l'effort doivent être conçus et calculés comme des assemblages de catégorie C, c'est-à-dire des assemblages résistant au glissement à l'état limite ultime.

Dans ce cas, le coefficient partiel de sécurité pour la résistance au glissement doit être pris égal à :

$$\gamma_{Ms,ult} = 1,40$$

- (4) I Dans ces cas particuliers d'assemblage, on doit adopter la valeur :

$$\gamma_{Ms,ult} = 1,25$$

### 6.5.8.2 Précontrainte

- (1) En ce qui concerne les boulons à haute résistance conformes à la Norme de Référence 3 et utilisés avec serrage contrôlé en conformité avec la Norme de Référence 8, l'effort de calcul de précontrainte  $F_{p,Cd}$  à utiliser dans les calculs doit être pris égal à :

$$F_{p,Cd} = 0,7 f_{ub} A_s \quad (6.8)$$

- (2) Lorsque d'autres types de boulons précontraints ou d'éléments d'attache précontraints sont utilisés, l'effort de calcul de précontrainte  $F_{p,Cd}$  doit faire l'objet d'une entente entre le client, le concepteur et l'autorité compétente.

### 6.5.8.3 Coefficient de frottement

- (1) La valeur de calcul du coefficient de frottement  $\mu$  dépend de la classe de traitement de surface telle qu'elle est spécifiée dans la Norme de Référence 8. Il y a lieu d'adopter les valeurs suivantes :

$\mu = 0,50$	pour les surfaces de la	Classe A
$\mu = 0,40$	" "	Classe B
$\mu = 0,30$	" "	Classe C
$\mu = 0,20$	" "	Classe D

- (2) Le classement de tout traitement de surface doit être basé sur des essais d'échantillons représentatifs des surfaces utilisées dans la structure réelle, en appliquant la procédure exposée dans la Norme de Référence 8.

- (3) A condition que les surfaces de contact aient été traitées en conformité avec la Norme de Référence 8, les surfaces suivantes peuvent être classées sans procéder à des essais :

- Dans la Classe A:
- surfaces décapées par grenailage ou sablage, avec enlèvement de toutes les plaques de rouille non adhérentes et sans piqûres de corrosion;
  - surfaces décapées par grenailage ou sablage et métallisées par projection d'aluminium;

- surfaces décapées par grenailage ou sablage et métallisées par projection d'un revêtement à base de zinc, garantissant un coefficient de frottement qui ne soit pas inférieur à 0,5.
- Dans la Classe B: - surfaces décapées par grenailage ou sablage et recouvertes d'une couche de peinture au silicate de zinc alcalin d'épaisseur 50 à 80  $\mu\text{m}$ .
- Dans la Classe C: - surfaces nettoyées par brossage métallique ou à la flamme avec enlèvement de toutes les plaques de rouille non adhérentes.
- Dans la Classe D: - surfaces non traitées.

#### 6.5.8.4 Traction et cisaillement combinés

- (1) Si un assemblage résistant au glissement est soumis à un effort de traction  $F_t$  s'ajoutant à l'effort de cisaillement  $F_v$  qui tend à provoquer le glissement, la résistance au glissement par boulon doit être calculée selon les formules ci-après.

- Catégorie B : assemblage résistant au glissement à l'état limite de service

$$F_{s.Rd.ser} = \frac{k_s n \mu (F_{p.Cd} - 0,8 F_{t.Sd.ser})}{\gamma_{Ms.ser}} \quad (6.9)$$

- Catégorie C : assemblage résistant au glissement à l'état limite ultime

$$F_{s.Rd} = \frac{k_s n \mu (F_{p.Cd} - 0,8 F_{t.Sd})}{\gamma_{Ms.ult}} \quad (6.10)$$

- (1) **C** Lorsque le cisaillement et la traction agissent de manière combinée, l'effort de précontrainte  $F_p$  ne se trouve pas réduit de la totalité de l'effort de traction  $F_t$  appliqué extérieurement. Entre autre, le rapport des rigidités entre le boulon en traction et les plaques comprimées (de l'ordre de 1 pour 4) fait qu'il persiste une force de contact entre les plaques au moins égale à:

$$F_c = F_p - 0,8F_t$$

lorsque l'effort  $F_t$  est appliqué, dans les conditions habituelles d'utilisation.

- (2) Si, dans un assemblage résistant par flexion, l'effort de traction est contrebalancé par un effort de contact du côté comprimé, aucune réduction de la capacité de résistance au glissement n'est exigée.

### 6.5.9 Effet de levier

- (1) Lorsque des éléments d'attache sont utilisés pour supporter une charge de traction, ils doivent être dimensionnés pour résister également à l'effort additionnel dû à l'effet de levier, là où cet effet est susceptible de se produire, voir figure 6.5.8.
- (2) Les efforts d'effet de levier dépendent des rigidités relatives et des proportions géométriques des éléments constituant l'assemblage; voir figure 6.5.9.

(2) **C** L'effet de levier ne dépend des rigidités relatives entre boulons et partie en T que dans l'hypothèse où l'assemblage fonctionne dans le domaine élastique. La norme NF P 22-460 et le DTU P 22-701 (CM 66) - article 4,03 - visent plutôt à limiter les déformations de l'assemblage et par conséquent à maintenir cet effet de levier à un niveau négligeable.

- (3) *Lorsque dans la conception et le calcul des éléments de l'assemblage, certains avantages sont à tirer de l'effet de levier, il convient alors de le déterminer par une analyse appropriée, analogue à celle introduite dans les règles d'application de l'Annexe J (Normative) pour les assemblages poutre-poteau.*

(3) **C** L'effet de levier intégré dans le modèle de calcul de l'Annexe J est envisagé dans un concept de résistance limite ultime de l'assemblage, donc différent du concept du commentaire à la clause (2). L'effort extérieur  $F_{t,Rd}$  par boulon est alors déduit de l'analyse des différents mécanismes plastiques qui peuvent se produire dans l'assemblage.



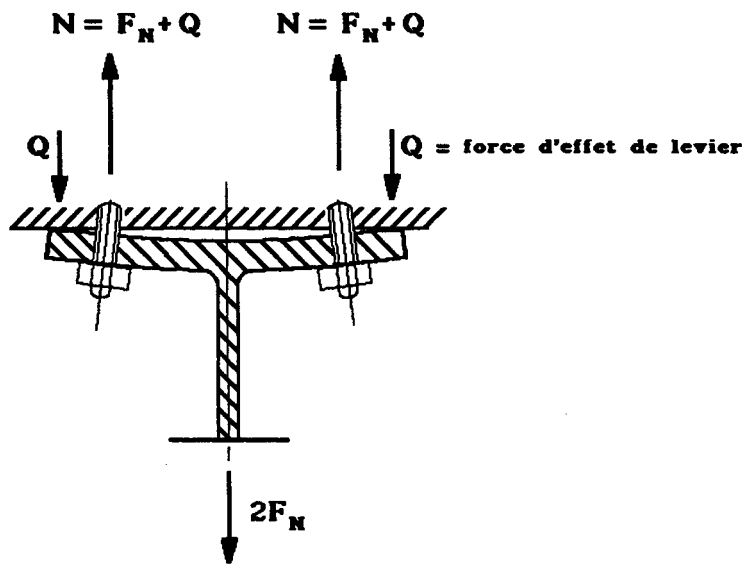


Figure 6.5.8 Effet de levier

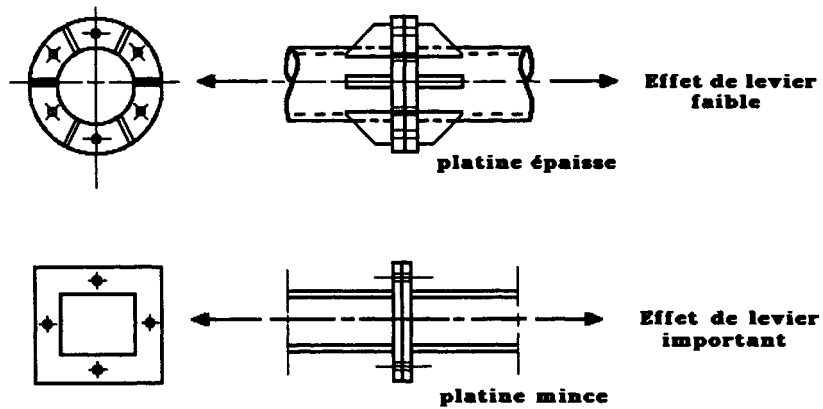


Figure 6.5.9 Influence de dispositions constructives sur l'intensité de l'effet de levier

### 6.5.10 Assemblages longs

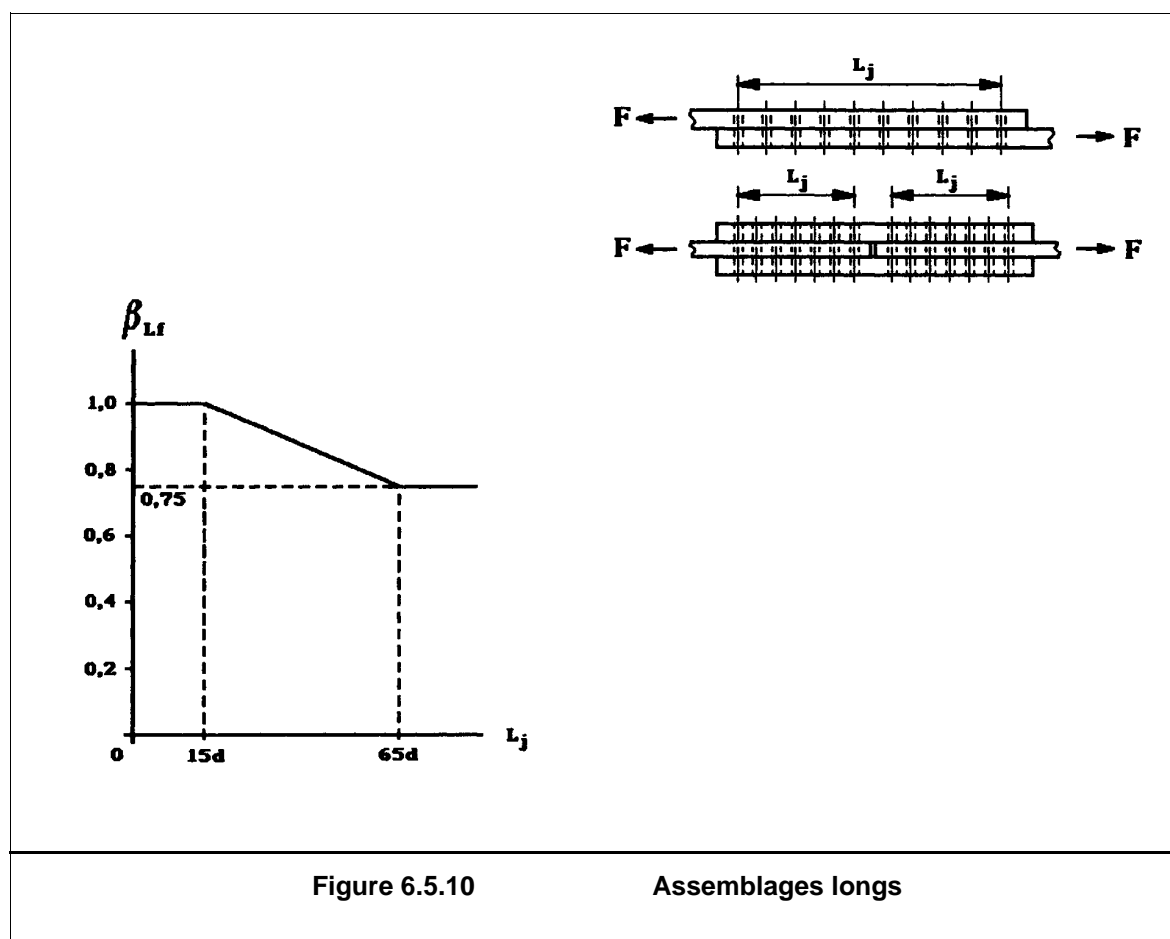
- (1) Lorsque la distance  $L_j$  entre les centres des éléments d'attache situés aux extrémités, mesurée dans la direction de transmission des efforts (voir figure 6.5.10), est supérieure à  $15d$ ,  $d$  étant le diamètre nominal des boulons ou rivets, la résistance de calcul au cisaillement  $F_{v,Rd}$  de tous les éléments d'attache calculée suivant 6.5.5 ou 6.5.6 selon le cas, doit être réduite en la multipliant par un coefficient minorateur  $\beta_{Lf}$  donné par :

$$\beta_{Lf} = 1 - \frac{L_j - 15d}{200d} \quad (6.11)$$

mais avec:  $\beta_{Lf} \leq 1,0$  et  $\beta_{Lf} \geq 0,75$

- (1) **C** On notera que la minoration de la résistance due à la longueur de l'assemblage ne s'applique pas dans le cas de résistance en pression diamétrale  $F_{b,Rd} < F_{v,Rd}$ , ni dans le cas des assemblages résistant au glissement.

- (2) Cette disposition ne s'applique pas dans le cas où l'on est assuré d'une répartition uniforme de transmission de l'effort sur la longueur de l'assemblage, par exemple pour la transmission de l'effort de cisaillement entre l'âme d'une section et la semelle.



### 6.5.11 Joints à recouvrement simple avec un seul boulon

- (1) Dans les assemblages de plats à recouvrement simple avec un seul boulon, voir figure 6.5.11, ce dernier doit être muni de rondelles sous la tête et sous l'écrou pour éviter une ruine par arrachement.
- (2) La résistance à la pression diamétrale  $F_{b,Rd}$ , déterminée suivant 6.5.5, doit être limitée à :

$$F_{b,Rd} \leq \frac{1,5 f_u d t}{\gamma_{Mb}} \quad (6.12)$$

**Note :** Il convient de ne pas utiliser d'assemblages à recouvrement simple avec un seul rivet.

- (3) Dans le cas des boulons à haute de résistance de classe 8.8 ou 10.9, il convient d'utiliser des rondelles trempées ou écrouies pour les assemblages de plats à simple recouvrement avec un seul boulon, même lorsque ce boulon n'est pas précontraint.

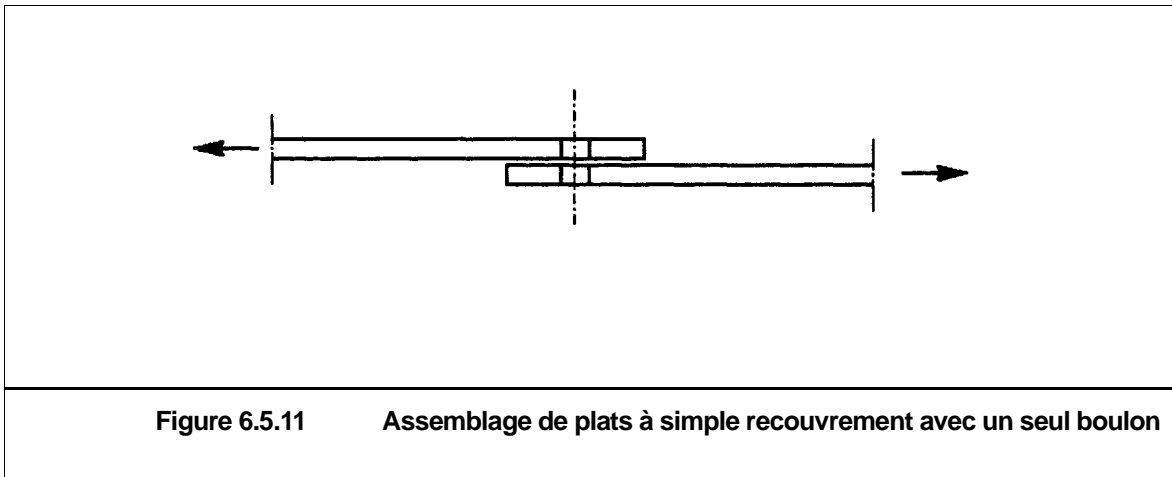


Figure 6.5.11 Assemblage de plats à simple recouvrement avec un seul boulon

### 6.5.12 Assemblages comportant des fourrures

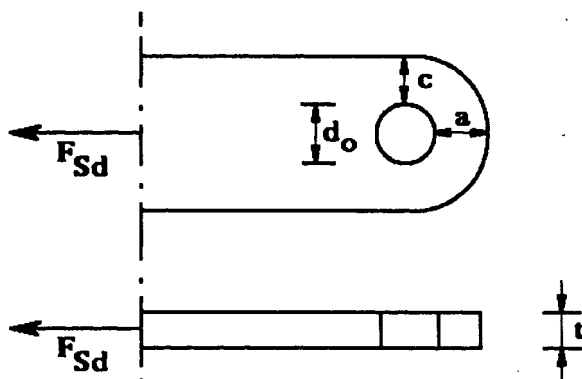
- (1) Lorsque des boulons ou des rivets transmettent une charge par cisaillement et pression diamétrale à travers plusieurs tôles d'une épaisseur totale  $t_p$  plus grande qu'un tiers du diamètre nominal  $d$ , la résistance au cisaillement  $F_{v,Rd}$  calculée selon les indications de 6.5.5 ou 6.5.6 selon le cas, doit être réduite en la multipliant par un facteur minorateur  $\beta_p$  donné par :

$$\beta_p = \frac{9d}{8d + 3t_p} \quad \text{mais avec } \beta_p \leq 1 \quad (6.13)$$

- (2) Pour les assemblages travaillant au double cisaillement avec empilements de tôles des deux côtés du joint, il convient de prendre  $t_p$  égal à l'épaisseur de l'empilement le plus épais.
- (3) Tous les éléments d'attache supplémentaires, nécessaires du fait de l'application du facteur minorateur  $\beta_p$ , peuvent éventuellement être placés dans une rallonge de l'empilement.

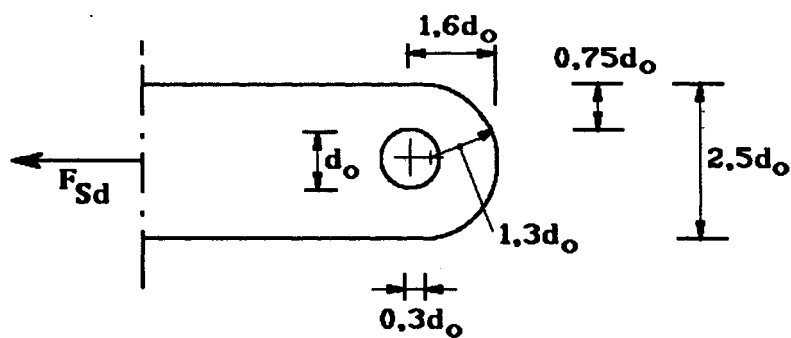
**Tableau 6.5.6 Conditions géométriques à satisfaire par les chapes des assemblages par axe d'articulation**

Type A : Epaisseur  $t$  donnée



$$a \geq \frac{F_{Sd} \gamma_{Mp}}{2t f_y} + \frac{2d_o}{3} \quad ; \quad c \geq \frac{F_{Sd} \gamma_{Mp}}{2t f_y} + \frac{d_o}{3}$$

Type B : Géométrie donnée



$$t \geq 0,7 \left[ \frac{F_{Sd} \gamma_{Mp}}{f_y} \right]^{1/2} \quad ; \quad d_o \leq 2,5t$$

### 6.5.13 Assemblages par axe d'articulation

#### 6.5.13.1 Objet

Cette clause concerne les assemblages par axe d'articulation qui doivent présenter une totale liberté de rotation. Les assemblages par axe d'articulation dans lesquels aucune rotation ne doit se produire peuvent être calculés comme des assemblages à boulon unique, voir 6.5.5 et 6.5.11.

#### 6.5.13.2 Trous d'axes d'articulation et chapes

- (1) La géométrie des chapes dans les assemblages par axe d'articulation doit être conforme aux dispositions constructives du tableau 6.5.6.

(1) **A** Cette clause doit être considérée comme une Règle d'Application et non comme un principe.

- (2) A l'état limite ultime, l'effort de calcul  $N_{Sd}$  dans la chape ne doit pas dépasser la résistance de calcul à la pression diamétrale, donnée au tableau 6.5.7.

- (3) Les chapes destinées à augmenter l'aire nette de l'élément ou la résistance à la pression diamétrale de l'axe d'articulation doivent avoir les dimensions nécessaires pour transmettre l'effort de calcul entre l'axe et l'élément et doivent être disposées de manière à éviter une excentricité de cet effort.

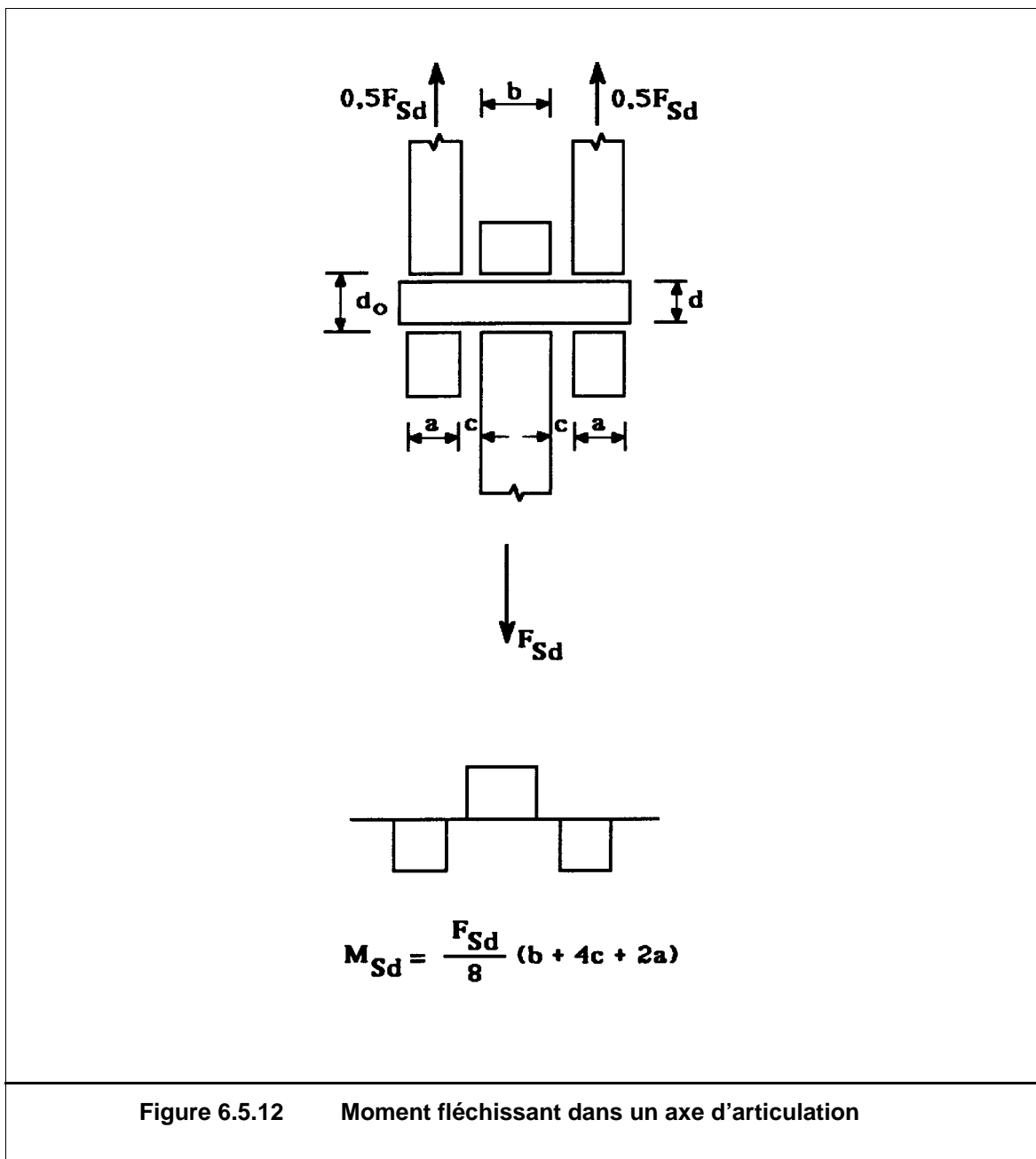
#### 6.5.13.3 Dimensionnement des axes d'articulation

- (1) Les moments de flexion dans un axe d'articulation doivent être calculés suivant les indications de la figure 6.5.12.

(1) **A** Cette clause doit être considérée comme une Règle d'Application et non comme un principe.

- (2) A l'état limite ultime, les sollicitations de calcul exercées sur un axe d'articulation ne doivent pas dépasser les résistances de calcul données au tableau 6.5.7.

<b>Tableau 6.5.7 Résistances de calcul pour assemblages par axes d'articulation</b>	
Critère	Résistance
Cisaillement de l'axe	$F_{v,Rd} = 0,6 A f_{up} / \gamma_{Mp}$
Flexion de l'axe	$M_{Rd} = 0,8 W_{el} f_{yp} / \gamma_{Mp}$
Cisaillement et flexion combinés de l'axe	$\left[ \frac{M_{Sd}}{M_{Rd}} \right]^2 + \left[ \frac{F_{v.Sd}}{F_{v.Rd}} \right]^2 \leq 1$
Pression diamétrale entre chape et axe d'articulation	$F_{b,Rd} = 1,5 t d f_y / \gamma_{Mp}$



## 6.6 Assemblages soudés

### 6.6.1 Généralités

- (1) Les assemblages réalisés par soudage doivent être conformes aux conditions requises concernant les matériaux mis en oeuvre de l'exécution, spécifiées au Chapitre 3 et au Chapitre 7.
- (2) Les dispositions énoncées en 6.6 s'appliquent :
- aux aciers de construction soudables correspondant aux exigences énoncées en 3.2 et dans le Chapitre 7,
  - au soudage avec un procédé à l'arc électrique, défini comme suit dans la norme EN... "Procédés de Soudage"\*):
    - 111 - Soudage à l'arc avec électrodes enrobées
    - 114 - Soudage à l'arc avec fil fourré (sans gaz de protection)
    - 12 - Soudage à l'arc sous flux en poudre avec fil électrode
    - 131 - Soudage MIG (à l'arc sous protection de gaz inerte avec fil électrode fusible)
    - 135 - Soudage MAG (à l'arc sous protection de gaz actif avec fil électrode fusible)
    - 136 - Soudage à l'arc sous protection de gaz actif avec fil électrode fourré
    - 141 - Soudage TIG (à l'arc sous protection de gaz inerte avec électrode de tungstène).
  - aux matériaux d'épaisseur supérieure à 4 mm. Pour le soudage de matériaux d'épaisseur inférieure, se référer à l'ENV 1993-1-3 Eurocode 3: Partie 1.3\*).
  - aux assemblages dans lesquels le métal d'apport est compatible avec le métal de base du point de vue des caractéristiques mécaniques.
- (3) Les soudures sollicitées en fatigue doivent également satisfaire les exigences spécifiques du Chapitre 9.

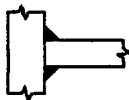
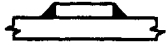
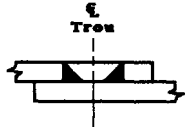




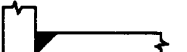
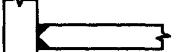
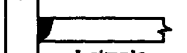
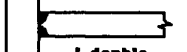



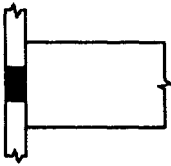
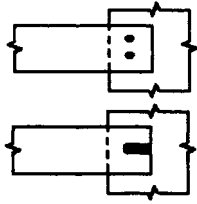
### 6.6.2 Géométrie et dimensions

#### 6.6.2.1 Types de soudure

- (1) Dans le cadre des dispositions du présent Eurocode, les soudures doivent généralement être classées comme des:
- soudures d'angle
  - soudures en entaille
  - soudures en bout
  - soudures en bouchon, ou
  - soudures sur bords tombés

---

\*) En préparation

Tableau 6.6.1 Types courants d'assemblages soudés			
Type de soudure	Type d'assemblage		
	assemblage bout-à-bout	assemblage en T	assemblage à clin
soudure d'angle			
soudure en entaille			
soudure en bout à pleine pénétration*)	 <b>V simple</b>  <b>V double</b>  <b>U simple</b>  <b>U double</b>	 <b>demi V simple</b>  <b>demi V double</b>  <b>J simple</b>  <b>J double</b>	
soudure en bout à pénétration partielle*)	 <b>V double</b>  <b>U double</b>	 <b>demi V double</b>	
soudure en bouchon			
soudure sur bords tombés	(voir figure 6.6.3 et 6.6.4)		
*) Les soudures en bout peuvent quelquefois être réalisées sans chanfreinage			

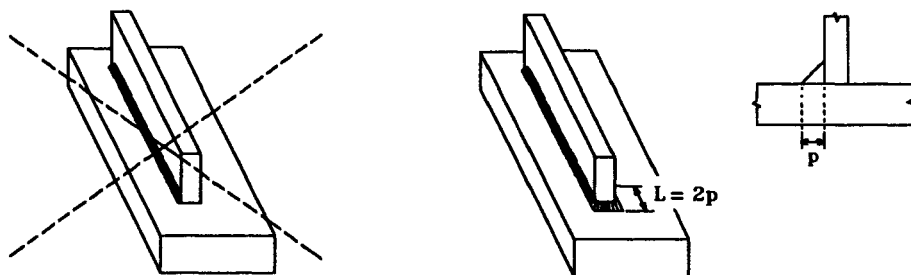


- (2) Les soudures en bout peuvent être :
- des soudures en bout à pleine pénétration, ou
  - des soudures en bout à pénétration partielle.
- (3) Les soudures en entaille, ainsi que les soudures en bouchon, peuvent être réalisées:
- dans des trous circulaires, ou
  - dans des trous allongés.
- (4) Cette classification est illustrée au tableau 6.6.1.

#### 6.6.2.2 Soudures d'angle

- (1) Les soudures d'angle peuvent être utilisées pour assembler des éléments dont les faces à assembler par fusion forment un angle compris entre 60° et 120°.
- (2) Des angles inférieurs à 60° sont également admis. Toutefois, dans ces cas, la soudure doit être considérée comme une soudure en bout à pénétration partielle.
- (3) Les soudures d'angle réalisées dans un angle supérieur à 120° ne doivent pas être considérées aptes à transmettre des efforts.
- (4) *Il convient de ne pas arrêter les soudures d'angle aux extrémités des éléments assemblés. Elles doivent contourner les coins des assemblages sans interruption, en gardant leur dimension sur une longueur égale à deux fois le pied du cordon, à tous les endroits où ce retour est possible dans un même plan.*

- (4) C Les schémas ci-après illustrent cette disposition.



- (5) *Il y a lieu de préciser les retours d'extrémité sur les plans d'exécution.*
- (6) Les soudures d'angle peuvent être continues ou discontinues.
- (7) Les soudures d'angle discontinues ne doivent pas être utilisées en ambiance corrosive.

- (8) Dans une soudure d'angle discontinue, la longueur libre entre deux tronçons de soudure successifs (voir figure 6.6.1) ne doit pas être supérieure à la plus petite des valeurs suivantes :
- (a) 200 mm,
  - (b) 12 fois l'épaisseur de la partie assemblée la plus mince lorsque celle-ci est comprimée,
  - (c) 16 fois l'épaisseur de la partie assemblée la plus mince lorsque celle-ci est tendue,
  - (d) un quart de la distance entre raidisseurs lorsque ceux-ci sont fixés sur un plat ou tout autre élément sollicité en compression ou au cisaillement.

(8) <b>C</b>	(d) Cette exigence est à relier au risque de voilement local de la tôle en compression ou en cisaillement.
--------------	--

- (9) Dans une soudure d'angle discontinue, la longueur libre doit être mesurée entre les extrémités des tronçons situés sur les côtés opposés ou du même côté de l'élément assemblé, en adoptant la plus courte de ces deux longueurs (voir figure 6.6.1).
- (10) Pour chaque ligne de soudure d'angle discontinue, un tronçon doit être exécuté à chaque extrémité de la partie assemblée.
- (11) Lorsque des éléments sont reconstitués par soudures d'angle discontinues, à partir de plats, un tronçon de soudure d'angle continu doit être exécuté aux extrémités de chaque ligne de soudure sur une longueur au moins égale aux trois quarts de la largeur du plat concerné le plus étroit; voir figure 6.6.1.
- (12) Une soudure d'angle réalisée d'un seul côté ne doit pas être utilisée pour transmettre un moment fléchissant autour de l'axe longitudinal de la soudure si celui-ci provoque une traction à la racine de la soudure; elle ne doit pas non plus transmettre un effort de traction significatif, perpendiculaire à l'axe longitudinal de la soudure, qui produirait effectivement ce type de moment fléchissant.

(12) <b>A</b>	Un effort de traction doit être considéré comme significatif s'il est supérieur à 10% de la résistance du plat sollicité en traction.
---------------	---

(13) *Une soudure d'angle réalisée d'un seul côté peut être utilisée en partie pour la soudure tout le long du périmètre d'un profil creux, voir figure 6.6.2(a), mais ne doit pas l'être dans le cas présenté à la figure 6.6.2(c).*

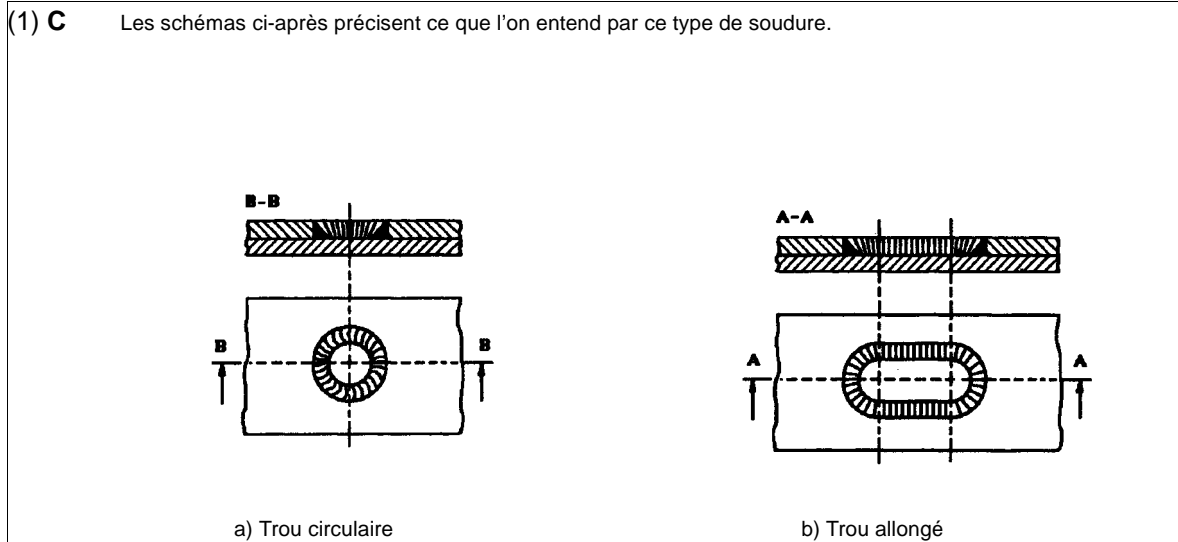
(14) En cas d'utilisation d'une soudure d'angle réalisée d'un seul côté pour transmettre un effort perpendiculaire à son axe longitudinal, l'excentricité de la soudure (par rapport à la ligne d'action de l'effort appliqué) doit être prise en compte.

(14) <b>A</b>	Cette disposition ne vise que le cas de la figure 6.6.2(c) pour lequel l'effort à transmettre ne doit pas être significatif.
---------------	--

(15) *Normalement, il n'y a aucune excentricité de cette nature à considérer dans les assemblages soudés de profils creux.*

### 6.6.2.3 Soudures en entaille

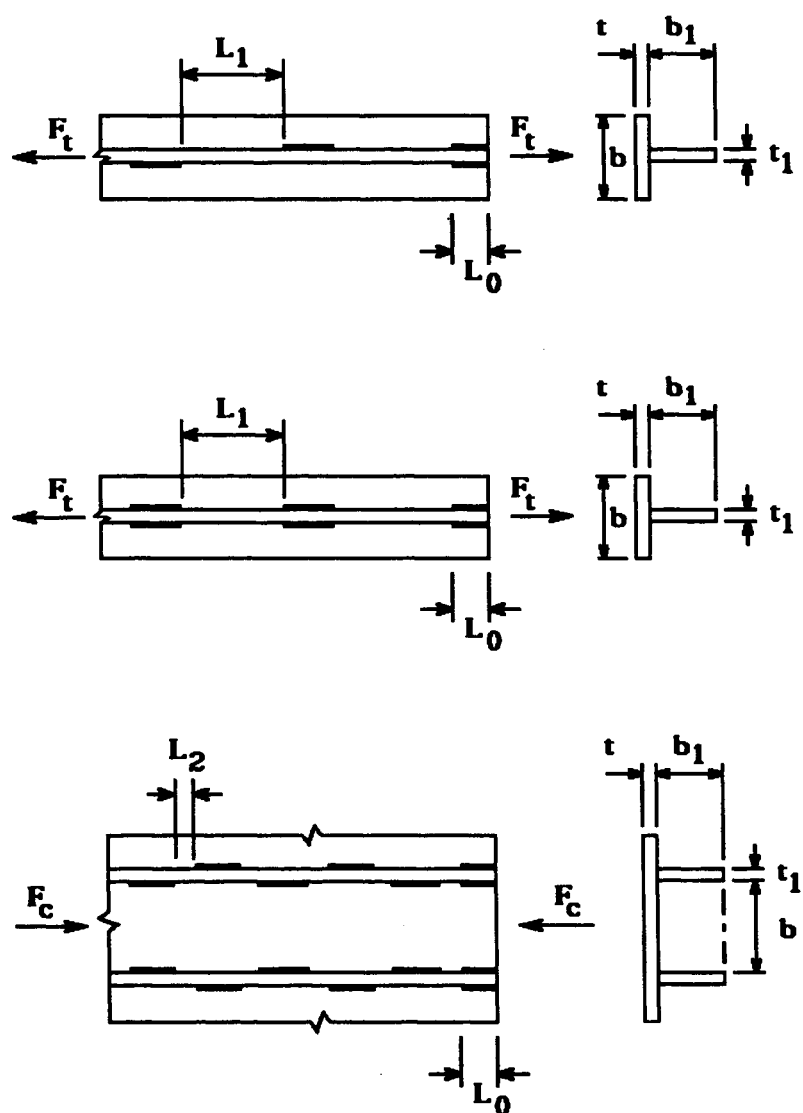
- (1) Les soudures en entaille, constituées de soudure d'angle réalisées dans des trous circulaires ou allongés, ne peuvent être utilisées que pour transmettre des efforts de cisaillement ou pour éviter le voilement ou la séparation de parties qui se recouvrent.



- (2) Le diamètre du trou circulaire d'une soudure en entaille, ou la largeur du trou allongé, ne doit pas être inférieur à quatre fois l'épaisseur de l'élément perforé.
- (3) Les extrémités de l'entaille doivent être semi-circulaires, à l'exception du cas où celle-ci se prolonge jusqu'au bord de l'élément concerné.

### 6.6.2.4 Soudures en bout

- (1) On entend par soudure en bout à pleine pénétration une soudure en bout à pénétration complète avec fusion du métal d'apport et du métal de base sur toute l'épaisseur du joint.
- (2) On entend par soudure en bout à pénétration partielle une soudure en bout dont la pénétration est inférieure à l'épaisseur du métal de base.
- (3) Une soudure en bout à pénétration partielle réalisée d'un seul côté ne doit pas être utilisée pour la transmission d'un moment fléchissant d'axe parallèle à la direction longitudinale de la soudure si celui-ci provoque une traction à la racine de la soudure; elle ne doit pas non plus transmettre un effort de traction significatif perpendiculairement à la direction longitudinale de la soudure, qui produirait effectivement ce type de moment fléchissant.
- (4) *Une soudure à pénétration partielle réalisée d'un seul côté peut être utilisée en partie pour la soudure tout le long du périmètre d'un profil creux, voir figure 6.6.2(b), mais ne doit pas l'être dans le cas présenté à la figure 6.6.2(d).*
- (5) En cas d'utilisation d'une soudure en bout à pénétration partielle réalisée d'un seul côté pour transmettre un effort perpendiculaire à son axe longitudinal, l'excentricité de la soudure (par rapport à la ligne d'action de l'effort appliqué) doit être prise en compte.
- (6) *Normalement, il n'y a aucune excentricité de cette nature à considérer dans les assemblages soudés de profils creux.*
- (7) Les soudures en bout discontinues ne doivent pas être utilisées.



$L_0 \geq$  la plus petite des valeurs  $0,75b$  et  $0,75b_1$

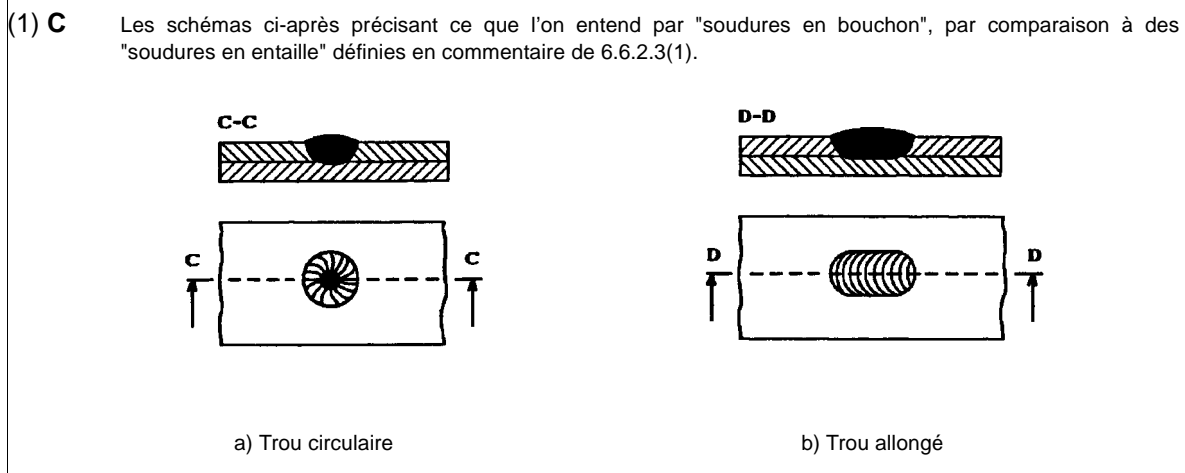
$L_1 \leq$  la plus petite des valeurs  $16t$ ,  $16t_1$  et  $200$  mm

$L_2 \leq$  la plus petite des valeurs  $12t$ ,  $12t_1$ ,  $0,25b$  et  $200$  mm

**Figure 6.6.1 Soudures d'angle discontinues**

### 6.6.2.5 Soudures en bouchon

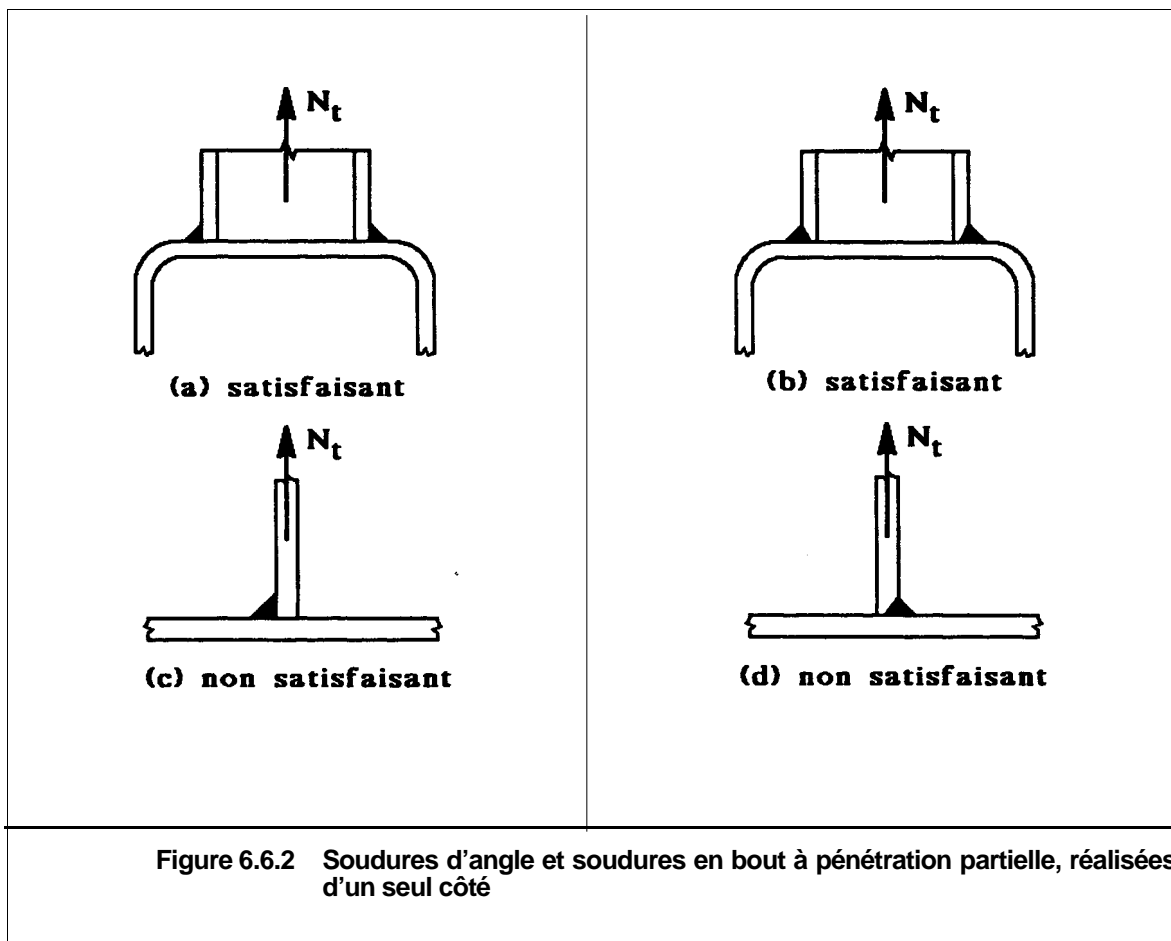
- (1) Les soudures en bouchon, réalisées dans des trous circulaires ou allongés, ne doivent pas être utilisées pour reprendre un effort de traction extérieur mais peuvent être utilisées :
- pour transmettre un effort de cisaillement,
  - pour empêcher le voilement ou éviter la séparation des parties qui se recouvrent,
  - pour lier les composants d'éléments composés.

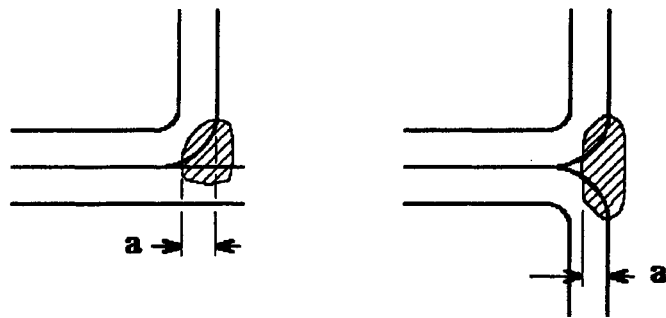


- (2) Dans une soudure en bouchon, le diamètre du trou circulaire, ou la largeur du trou allongé, doit être au moins égal à l'épaisseur de l'élément perforé plus 8 mm.
- (3) Les extrémités des trous allongés doivent être semi-circulaires, ou avoir tout au moins des coins arrondis d'un rayon égal ou supérieur à l'épaisseur de l'élément perforé, à l'exception des extrémités qui se prolongent jusqu'au bord de l'élément concerné.
- (4) L'épaisseur d'une soudure en bouchon pratiquée dans un élément d'épaisseur inférieure ou égale à 16 mm doit être égale à l'épaisseur de l'élément. Pour des éléments d'épaisseur supérieure à 16 mm, l'épaisseur de la soudure doit être égale au moins à la moitié de l'épaisseur de l'élément sans être inférieure à 16 mm.
- (5) La distance entre centres de soudures en bouchon ne doit pas dépasser la valeur limite prévenant du risque de voilement local.

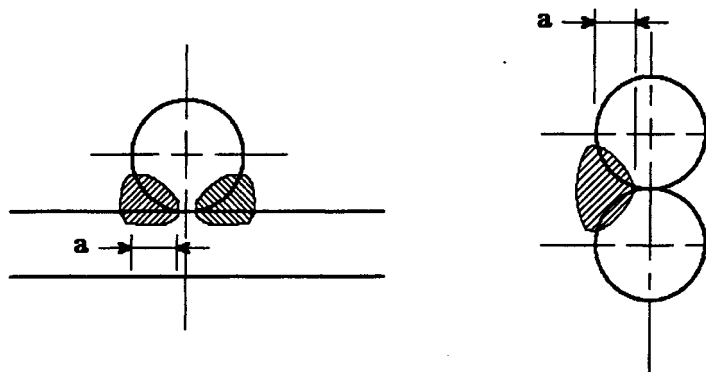
### 6.6.2.6 Soudures sur bords tombés

- (1) Dans les assemblages de profils creux rectangulaires, la gorge utile des soudures réalisées sur bords tombés (voir figure 6.6.3) doit être déterminée au moyen d'essais préliminaires de soudage pour chaque type de configuration.
- (2) Les soudures d'essai doivent être sectionnées et mesurées, afin de déterminer les techniques de soudage garantissant la réalisation pratique de la gorge utilisée dans les calculs.
- (3) La même démarche doit être utilisée dans le cas de l'assemblage de barres à section pleine, pour déterminer la gorge utile des soudures lorsqu'elles sont réalisées comme l'indique la figure 6.6.4.





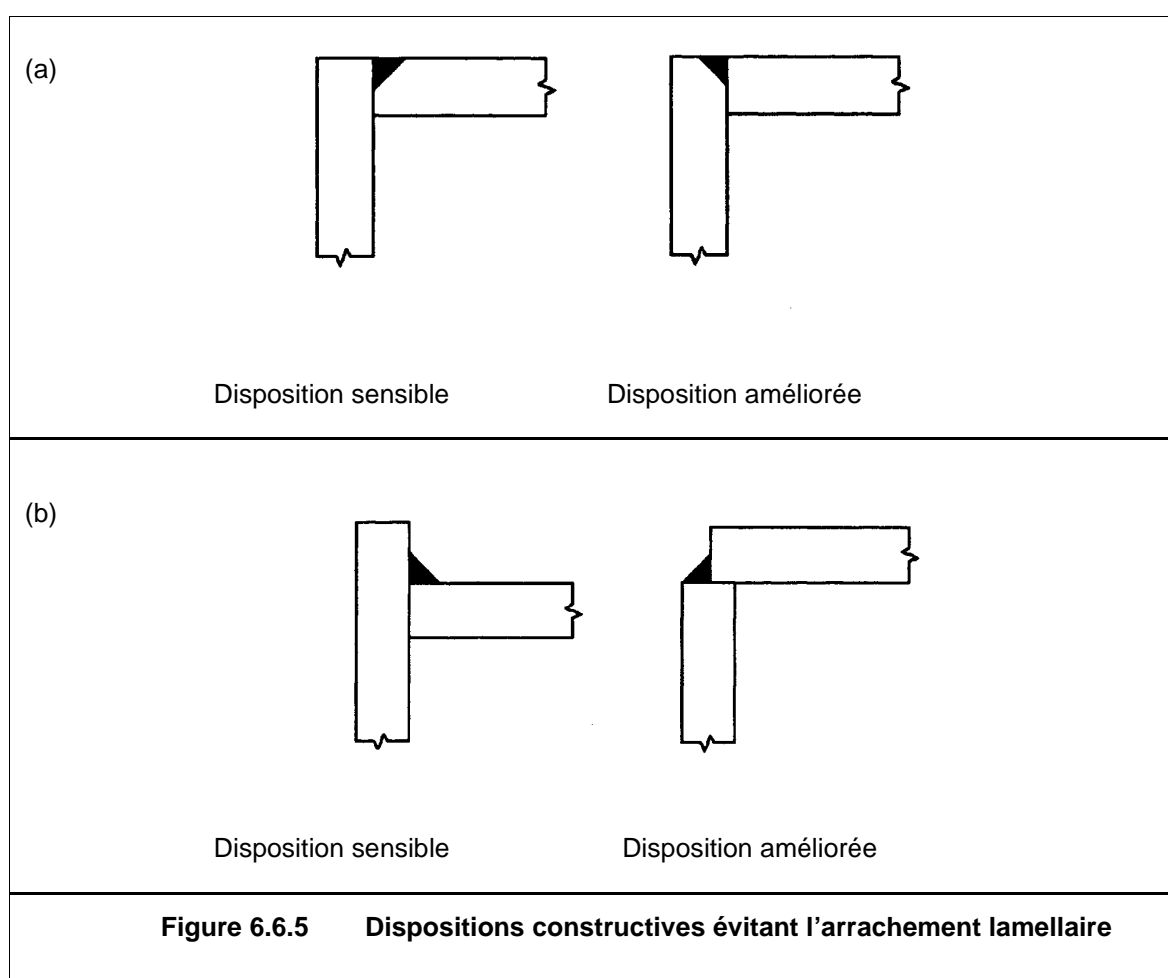
**Figure 6.6.3** Gorge utile de la soudures sur bords tombés entre sections creuses rectangulaires



**Figure 6.6.4** Gorge utile de soudures sur bords tombés entre sections pleines

### 6.6.3 Arrachement lamellaire

- (1) Il faut éviter, autant que possible, les dispositions susceptibles de provoquer des contraintes à travers l'épaisseurs des pièces assemblées, provenant d'un soudage exécuté sous des conditions de bridage.
- (2) Si de telles dispositions sont inévitables, des mesures appropriées doivent être prises pour minimiser le risque d'arrachement lamellaire.
- (3) *Si des contraintes de traction perpendiculaires à la surface soudée (dues à des charges externes ou à des contraintes résiduelles de soudage), sont présentes dans une partie plate de plus de 15 mm d'épaisseur, alors il y a lieu d'éviter le risque d'arrachement lamellaire en jouant simultanément sur le mode opératoire de soudage, les caractéristiques mécaniques dans le sens travers-court du matériau et la disposition constructive de l'assemblage (voir figure 6.6.5).*





#### 6.6.4 Répartition des efforts

- (1) La répartition des efforts dans un assemblage soudé peut être calculée en se fondant sur l'hypothèse d'un comportement soit élastique soit plastique, conformément aux indications données en 6.1.3 et 6.1.4.
- (2) En général, il est loisible de supposer une répartition simplifiée des efforts dans les soudures.
- (3) Les contraintes résiduelles ainsi que les contraintes qui ne participent pas à la transmission des efforts ne sont pas à prendre en compte pour vérifier la résistance d'une soudure. Ceci concerne en particulier la contrainte normale parallèle à l'axe d'une soudure.
- (4) Les assemblages soudés doivent être conçus et dimensionnés de manière à présenter une capacité suffisante de déformation.
- (5) Dans les assemblages où des rotules plastiques sont susceptibles de se former, les soudures doivent être conçues et dimensionnées pour fournir au moins la même résistance de calcul que la plus faible des parties assemblées.
- (6) Dans les autres assemblages où une capacité de rotation est requise dans l'éventualité d'une déformation importante, les soudures doivent posséder une résistance suffisante pour ne pas se rompre avant la plastification complète du matériau de base adjacent.

(6) **A** Cette clause ne vise que les assemblages sollicités à plus de 75% de leur résistance de calcul dans le cas d'une analyse globale plastique. Cette exigence s'explique par le fait que dans une structure hyperstatique, il y a toujours une incertitude sur la distribution des sollicitations dans la structure, de sorte qu'il est nécessaire de disposer également d'une capacité de rotation au voisinage des assemblages où ne se forment théoriquement pas de rotules plastiques d'après le calcul et le dimensionnement à l'état limite ultime.

(7) *En général, la condition (6) est satisfaite si la résistance de calcul de la soudure n'est pas inférieure à 80% de la résistance de calcul de la plus faible des parties assemblées.*

(7) **C** Cette clause ne dispense pas de s'assurer que les soudures ont une résistance suffisante pour transmettre les sollicitations de calcul.

#### 6.6.5 Résistance de calcul des soudures d'angle

##### 6.6.5.1 Longueur utile

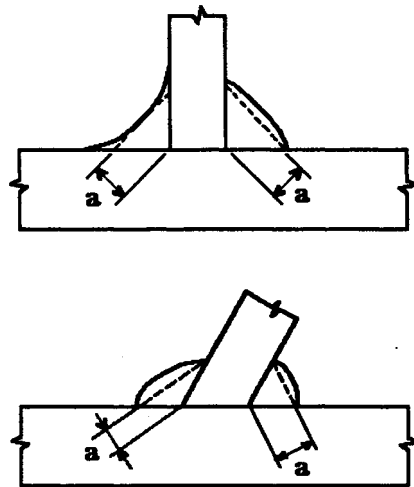
- (1) La longueur utile d'une soudure d'angle doit être prise égale à sa longueur totale avec pleine épaisseur, incluant les retours à ses extrémités. A condition que la soudure garde son épaisseur entière sur toute la longueur, une réduction de la longueur utile n'est pas nécessaire, ni au début ni à la fin de la soudure.

(1) **A** La soudure ne peut garder son épaisseur entière à ses extrémités que dans le cas où des précautions particulières sont respectées dans l'exécution du soudage. Dans le cas général, la longueur réelle de la soudure sera diminuée de la longueur de la zone d'amorçage et du cratère d'extrémité, cette réduction étant prise forfaitairement égale à deux fois la gorge utile  $a$ .

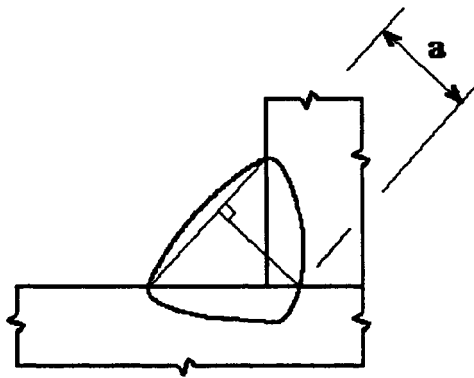
- (2) *Les soudures de longueur utile plus courte que 6 fois l'épaisseur de la gorge ou 40 mm, en considérant la plus grande de ces deux valeurs, ne doivent pas être prises en compte pour la transmission des efforts.*
- (3) Lorsque la distribution des contraintes le long d'une soudure est influencée de manière significative par la rigidité des éléments ou des parties assemblés, une distribution uniforme de ces contraintes peut cependant être admise, à condition que la résistance de calcul soit réduite en conséquence.
- (4) *Il convient de déterminer la largeur efficace des joints soudés, dimensionnés en vue de transmettre des charges transversales à la semelle non raidie d'une section en I, en H ou en caisson, conformément aux indications données en 6.6.8.*
- (5) *Il y a lieu de réduire la résistance de calcul des soudures de joints de grande longueur, conformément aux indications données en 6.6.9.*

#### **6.6.5.2 Dimension de gorge**

- (1) L'épaisseur utile ou gorge a d'une soudure d'angle doit être prise égale à la hauteur du plus grand triangle pouvant être inscrit entre les faces à souder par fusion et la surface de la soudure, mesurée perpendiculairement à son côté extérieur; voir figure 6.6.6.
  - (2) *La gorge d'une soudure d'angle ne doit pas être inférieure à 3 mm.*
  - (3) La gorge d'une soudure d'angle à forte pénétration peut être déterminée en tenant compte de l'épaisseur supplémentaire de pénétration, voir figure 6.6.7, à condition que des essais préliminaires apportent la preuve que la pénétration admise peut être obtenue effectivement.
  - (4) *Dans le cas d'une soudure d'angle réalisée par le procédé automatique à l'arc sous flux, la gorge théorique peut être augmentée de 20% ou de 2 mm, en adoptant la plus petite de ces valeurs, sans avoir recours à des essais préliminaires.*
- (4) **A** *Un contrôle visuel rigoureux de la géométrie des soudures, notamment vis-à-vis de leur effondrement, est exigé dans le cadre de l'application de cette clause.*



**Figure 6.6.6**      **Epaisseur utile ou gorge d'une soudure d'angle**



**Figure 6.6.7**      **Gorge d'une soudure d'angle à forte pénétration**

### 6.6.5.3 Résistance par unité de longueur

- (1) La résistance de calcul par unité de longueur d'une soudure d'angle doit être déterminée en utilisant soit la méthode indiquée ci-après, soit, en alternative, la méthode donnée dans l'Annexe M (Normative).
- (2) La résistance d'une soudure d'angle peut être considérée suffisante si, en tout point, la résultante de tous les efforts par unité de longueur transmis par la soudure ne dépasse pas sa résistance de calcul  $F_{w,Rd}$ .
- (3) Indépendamment de l'orientation de la soudure, la résistance de calcul par unité de longueur  $F_{w,Rd}$  est déterminée par la formule:

$$F_{w,Rd} = f_{vw,d} a \quad (6.14)$$

où  $f_{vw,d}$  est la résistance de calcul de la soudure au cisaillement.

- (4) La résistance  $f_{vw,d}$  d'une soudure d'angle au cisaillement est déterminée par la formule:

$$f_{vw,d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \gamma_{Mw}} \quad (6.15)$$

où  $f_u$  est la valeur nominale de la résistance ultime en traction de la plus faible des parties assemblées,

et  $\beta_w$  est le facteur de corrélation approprié.

(4) C	Les valeurs de $\gamma_{Mw}$ à adopter sont données en 6.1.1.(2).
-------	---

- (5) Il convient d'adopter la valeur suivante pour le facteur de corrélation  $\beta_w$ :

Nuance d'acier	Résistance ultime en traction $f_u$	Facteur de corrélation $\beta_w$
<i>EN 10025:</i>		
Fe 360	360 N/mm <sup>2</sup>	0,8
Fe 430	430 N/mm <sup>2</sup>	0,85
Fe 510	510 N/mm <sup>2</sup>	0,9
<i>prEN10113:</i>		
Fe E 275	390 N/mm <sup>2</sup>	0,85
Fe E 355	490 N/mm <sup>2</sup>	0,9

(5) C	En ce qui concerne la désignation symbolique des nuances d'acier, se reporter au commentaire de 3.2
-------	---

- (6) Pour des valeurs intermédiaires de  $f_u$ , la valeur de  $\beta_w$  peut être déterminée par interpolation linéaire.

## **6.6.6 Résistance de calcul des soudures en bout**

### **6.6.6.1 Soudures en bout à pleine pénétration**

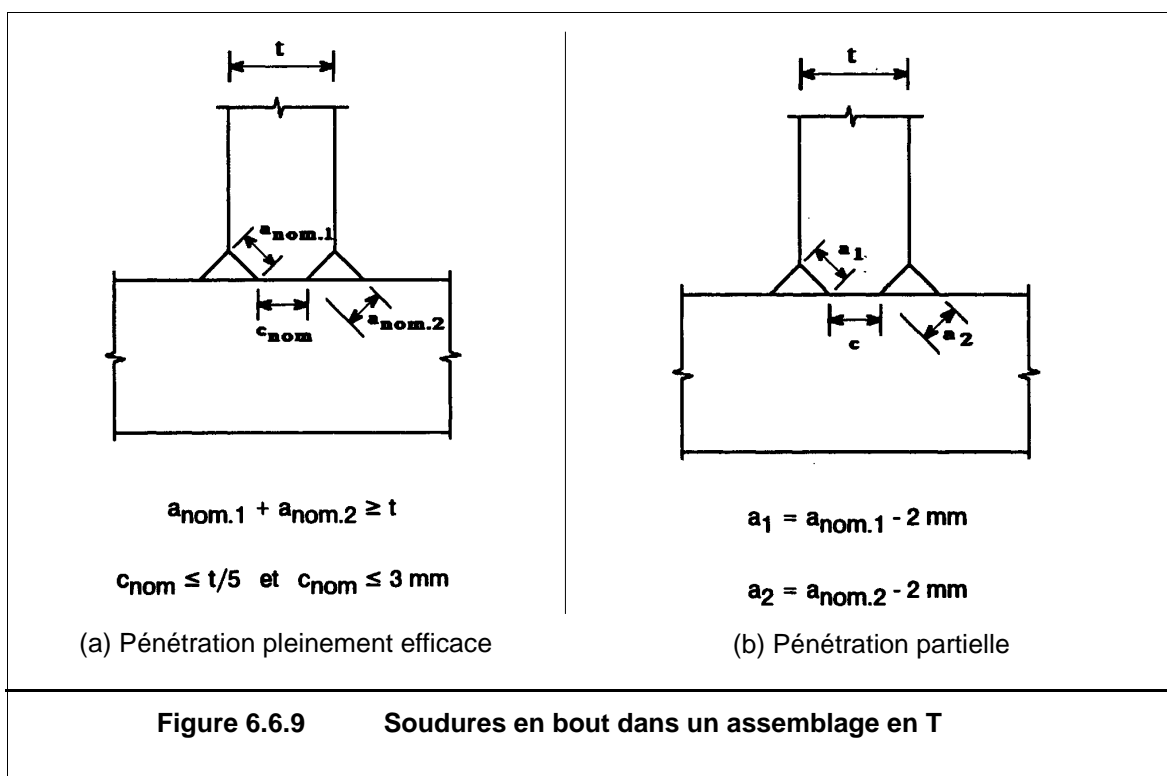
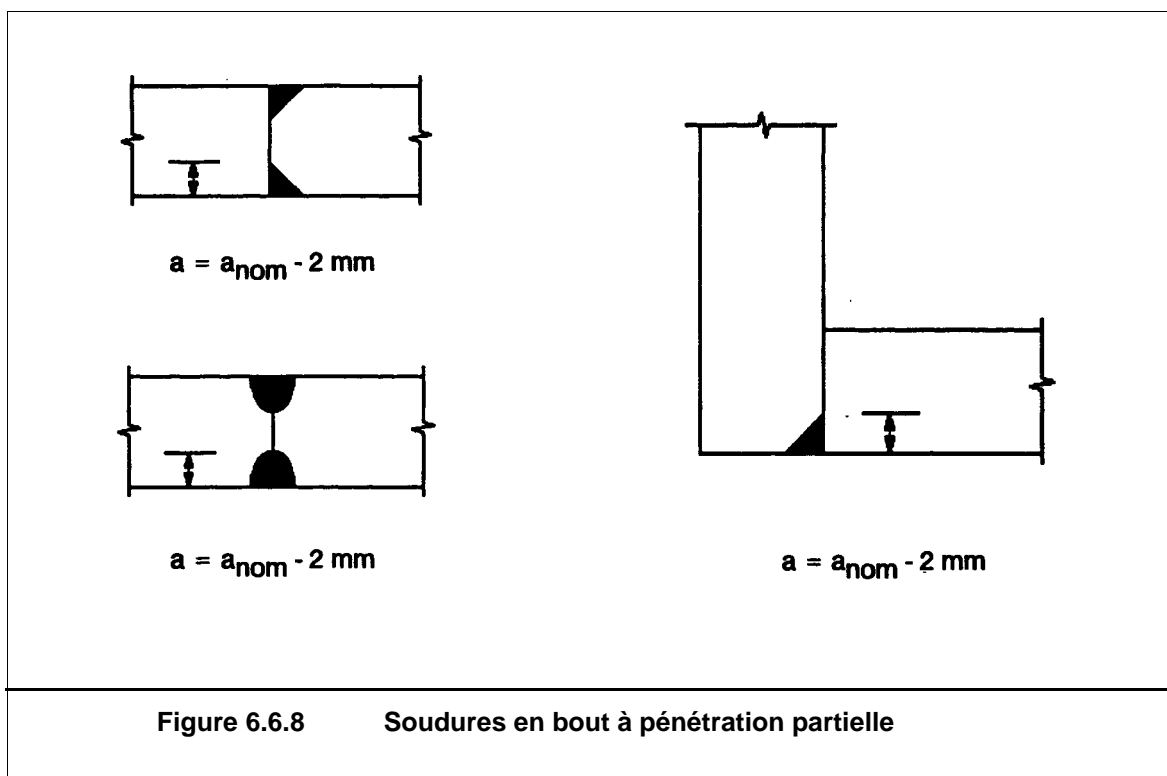
- (1) La résistance de calcul d'une soudure en bout à pleine pénétration doit être prise égale à la résistance de calcul de la plus faible des parties assemblées, à condition que la soudure soit exécutée avec une électrode appropriée (ou un autre métal d'apport) qui garantisse, pour tout essai de traction sur éprouvette entièrement soudée, une limite minimale d'élasticité ainsi qu'une résistance minimale en traction au moins égales à celles spécifiées pour le métal de base.

### **6.6.6.2 Soudures en bout à pénétration partielle**

- (1) La résistance d'une soudure en bout à pénétration partielle doit être déterminée de la même façon que pour une soudure d'angle à forte pénétration, voir 6.6.5.
- (2) La gorge d'une soudure en bout à pénétration partielle doit être prise égale à la profondeur de pénétration susceptible d'être effectivement réalisée.
- (3) La gorge susceptible d'être effectivement réalisée peut être déterminée par des essais préliminaires.
- (4) *Lorsque la préparation de la soudure est du type chanfrein en U, V, J, voir figure 6.6.8, la gorge est prise égale à la profondeur nominale de préparation moins 2 mm, à moins que l'on puisse justifier d'une valeur plus grande, déterminée par des essais préliminaires.*

### **6.6.6.3 Assemblages en T**

- (1) La résistance d'un assemblage en T, composé de deux soudures en bout à pénétration partielle renforcées par des soudures d'angle, peut être vérifiée de la même façon que celle d'une soudure en bout à pleine pénétration (voir 6.6.6.1), si la somme des deux gorges nominales n'est pas inférieure à l'épaisseur  $t$  de l'élément en butée, à condition également que le talon non soudé ne soit pas supérieur à la plus petite des valeurs ( $t/5$ ) ou 3 mm; voir figure 6.6.9(a).
- (2) La résistance d'un assemblage en T qui satisfait pas aux conditions requises en (1) doit être déterminée de la même façon que pour une soudure d'angle à forte pénétration, voir 6.6.5. La gorge doit être calculée conformément aux indications relatives aux soudures d'angle (voir 6.6.5.2) et aux soudures en bout à pénétration partielle (voir 6.6.6.2).
- (3) *Il convient que la gorge soit prise égale à sa valeur nominale moins 2 mm (voir figure 6.6.9(b)), à moins qu'une valeur plus grande puisse être justifiée par des essais préliminaires.*



### 6.6.7 Résistance de calcul des soudures en bouchon

- (1) La résistance de calcul  $F_{w,Rd}$  d'une soudure en bouchon (voir 6.6.2.5) doit être prise égale à  $f_{vw,d} A_w$ , où  $f_{vw,d}$  est la résistance de calcul de la soudure au cisaillement, donnée en 6.6.5.3(4).
- (2) L'aire efficace  $A_w$  d'une soudure en bouchon doit être prise égale à l'aire du trou.
- (3) Les soudures en entaille (voir 6.6.2.3) doivent être considérées comme des soudures d'angle. La résistance de calcul d'une soudure en entaille doit être déterminée à partir de 6.6.5.

### 6.6.8 Assemblages sur des semelles non raidies

- (1) Dans l'assemblage en T d'un plat sur une semelle non raidie d'un élément à section en I, en H ou en caisson, on doit considérer une largeur efficace (c'est-à-dire réduite) aussi bien pour le métal de base que pour les soudures; voir figure 6.6.10.

(1) **C** Le concept de largeur efficace ne vise que la résistance du plat et de ses soudures, le plat étant sollicité en traction ou en compression (sans risque de voilement local du plat dans ce dernier cas).

- (2) Pour une section en I ou en H, il convient de calculer la largeur efficace  $b_{eff}$  par la formule :
- $$b_{eff} = t_w + 2r + 7t_f \quad \text{mais} \quad b_{eff} \leq t_w + 2r + 7\left(\frac{t_f^2}{t_p}\right)\left(\frac{f_y}{f_{yp}}\right) \quad (6.16)$$

où  $f_y$  est la limite d'élasticité de l'élément

et  $f_{yp}$  est la limite d'élasticité du plat

- (2) **A** Il est également admis de calculer la largeur efficace, par la formule :

$$b_{eff} = t_w + 2r + C t_f \quad \text{avec} \quad C = 2,4 \frac{t_f f_y}{t_p f_{yp}} + 1,5 \left[ \frac{b_f f_y}{t_p f_{yp}} \right]^{0,5}$$

- (2) **I** La limite supérieure imposée à  $b_{eff}$  énoncée dans cette clause est invalidée et est remplacée par les deux conditions suivantes :

- d'une part, la résistance par largeur efficace ne doit pas être supérieure à la résistance de la semelle en flexion locale, condition qui s'écrit

$$b_{eff} \leq \left[ (t_w + 2r) + 7 \frac{t_f^2}{t_p} \right] \frac{f_y}{f_{yp}}$$

- d'autre part, cette résistance ne doit pas être supérieure à la résistance de l'âme de l'élément en traction (ou compression) locale à laquelle contribue une certaine flexion de la semelle (différente de celle mentionnée précédemment). A ce titre, on peut se reporter à l'Annexe J (voir J.2.3.2 et J.2.4.1).

(3) Si  $b_{eff}$  est inférieur à 0,7 fois la largeur réelle, il convient de raidir l'assemblage.

(3) A La condition  $b_{eff} \leq 0,7b$  ne doit être appliquée que dans le cadre d'une analyse plastique de la structure.

(4) Pour une section en caisson, il convient de déterminer la largeur efficace  $b_{eff}$  par la formule :

$$b_{eff} = 2t_w + 5t_f \quad \text{mais} \quad b_{eff} \leq 2t_w + 5\left(\frac{t_f^2}{t_p}\right)\left(\frac{f_y}{f_{yp}}\right) \quad (6.17)$$

(4) I La limite supérieure imposée à  $b_{eff}$  énoncée dans cette clause est invalidée.  
La largeur efficace  $b_{eff}$  dans le cas d'une section en caisson doit satisfaire à :

$$b_{eff} \leq \left[ 2t_w + 5 \frac{t_f^2}{t_p} \right] \frac{f_y}{f_{yp}}$$

(5) La résistance de calcul, par unité de longueur, des soudures assemblant le plat à la semelle ne doit pas être inférieure à la résistance de calcul du plat par unité de largeur.

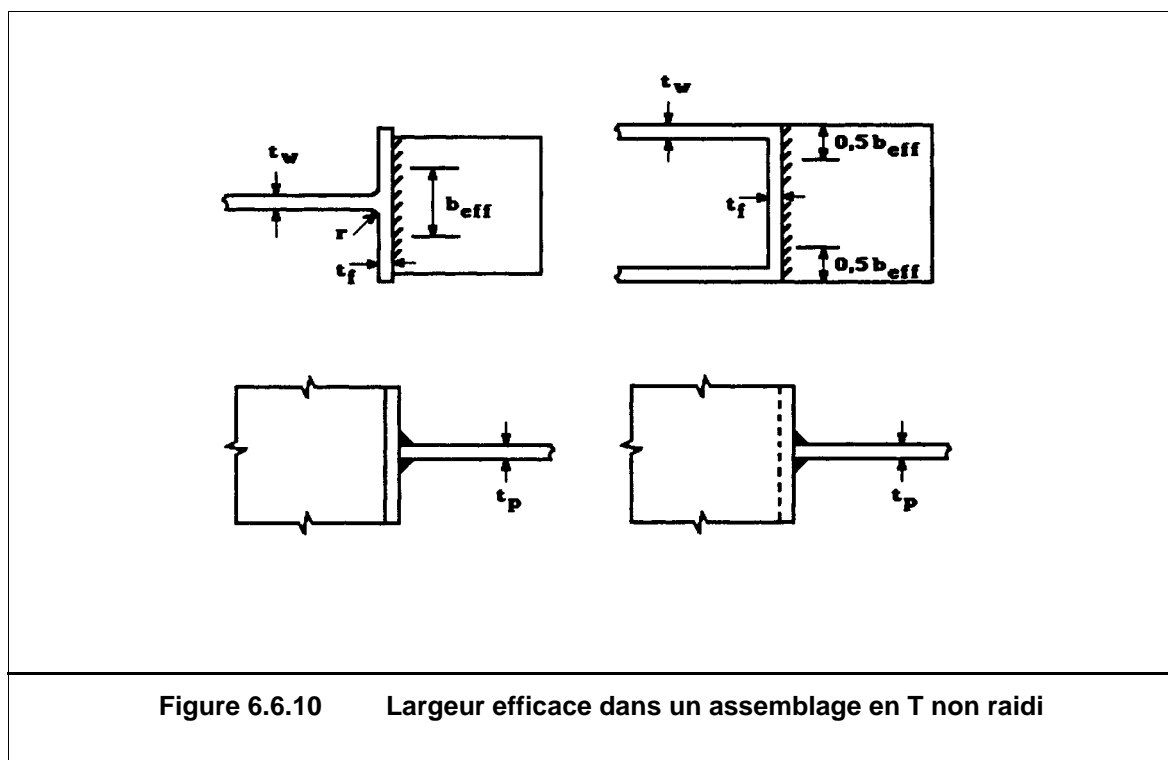


Figure 6.6.10 Largeur efficace dans un assemblage en T non raidi



### 6.6.9 Assemblage de grande longueur

- (1) Dans les assemblages à clin, la résistance de calcul d'une soudure d'angle doit être réduite en le multipliant par un facteur minorateur  $\beta_{LW}$ , afin de tenir compte des effets de répartition non uniforme des contraintes sur sa longueur.
- (2) Cette disposition ne s'applique pas lorsque la répartition des contraintes le long de la soudure correspond à la répartition des contraintes dans le métal de base adjacent comme, par exemple, dans le cas d'une soudure assemblant la semelle et l'âme d'un poutre à âme pleine.
- (3) *Généralement, dans les assemblages à clin plus longs que 150a, il convient de prendre le facteur minorateur  $\beta_{LW}$  égal à  $\beta_{LW,1}$  donné par :*

$$\beta_{LW,1} = 1,2 - 0,2L_j / (150a) \quad (6.18)$$

mais avec

$$\beta_{LW,1} \leq 1,0$$

où  $L_j$  est la longueur hors-tout du recouvrement dans la direction de transmission de l'effort.

- (4) *Pour les soudures d'angle de longueur supérieure à 1,7 mètre qui attachent des raidisseurs transversaux dans des éléments composés de plats, le facteur minorateur  $\beta_{LW}$  peut être pris égal à  $\beta_{LW,2}$  donné par :*

$$\beta_{LW,2} = 1,1 - L_W / 17 \quad (6.19)$$

mais avec :

$$\beta_{LW,2} \leq 1,0 \quad \text{et} \quad \beta_{LW,2} \geq 0,6$$

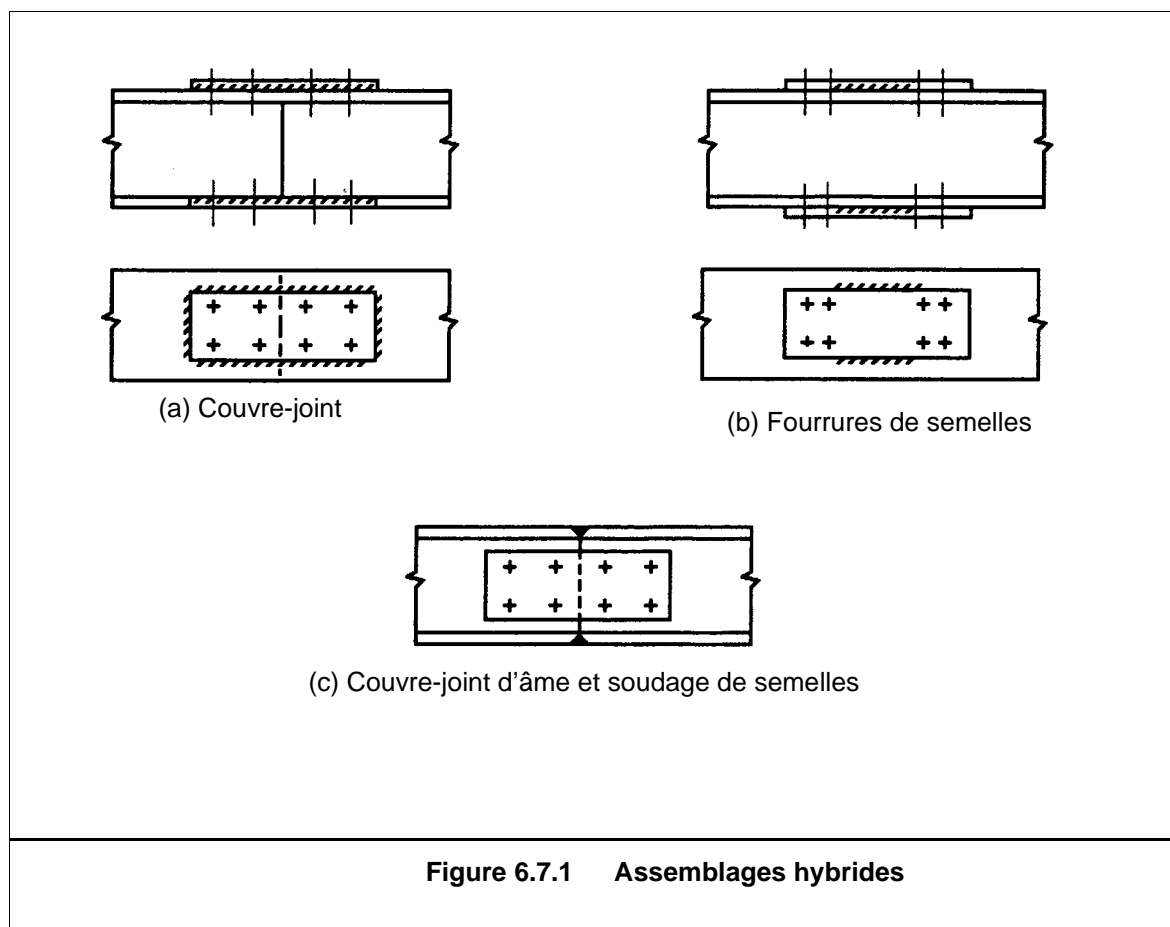
où  $L_W$  est la longueur, en mètres, de la soudure.

### 6.6.10 Cornières attachées par un aile

- (1) Dans les cornières attachées par une aile, l'excentricité de la soudure à clin d'extrémité peut être prise en compte en adoptant une aire efficace de la section transversale; l'élément est ensuite traité comme s'il était sollicité axialement.
- (2) *Pour une cornière à ailes égales, ou une cornière à ailes inégales mais attachée par la plus grande de ses ailes, l'aire efficace peut être prise égale à la section brute.*
- (3) *Pour une cornière à ailes inégales, attachée par la plus petite de ses ailes, il convient de prendre comme aire efficace l'aire de la section transversale brute d'une cornière équivalente, à ailes égales de même dimension que celle de l'aile la plus petite, conformément à 5.4.3 et 5.4.4, quand on détermine la résistance de calcul de la section transversale. Toutefois, il convient de déterminer la résistance de calcul au flambement d'un élément comprimé, voir 5.5.1, sur la base de l'aire brute réelle de la section transversale.*

## 6.7 Assemblages hybrides

- (1) Lorsque des éléments d'attache différents sont utilisés pour reprendre un même effort de cisaillement, ou lorsque des soudures et des éléments d'attache (de type boulon ou rivet) sont combinés, voir figure 6.7.1, on doit normalement faire le calcul et le dimensionnement de sorte qu'un seul type de fixation reprenne l'effort total.
- (2) Par exception, on peut supposer que les boulons précontraints à haute résistance utilisés dans des assemblages résistant au glissement à l'état limite ultime (catégorie C, en 6.5.3.1) et les soudures reprennent ensemble l'effort, à condition que le serrage final des boulons soit effectué après le soudage.



## **6.8 Couvre-joints**

### **6.8.1 Généralités**

- (1) Cette partie concerne le dimensionnement des couvre-joints (ou éclisses) sur la longueur d'un élément ou d'autres parties de la structure.
- (2) Les couvre-joints doivent être calculés et dimensionnés pour assurer la continuité des éléments assemblés.
- (3) Toutes les fois que cela est possible les éléments doivent être disposés de sorte que les axes des couvre-joints coïncident avec les axes des éléments. En présence d'un excentrement, les efforts qui en résultent doivent être pris en compte.

### **6.8.2 Couvre-joints d'éléments comprimés**

- (1) Lorsque les éléments ne sont pas préparés pour transmettre l'effort par un contact direct, on doit prévoir des pièces d'assemblage capables de transmettre les sollicitations présentes au droit du joint, y compris les moments dus à l'excentricité imposée, aux imperfections initiales et aux déformations du second ordre.
- (2) Lorsque les éléments sont préparés pour un contact direct, le couvre-joint doit être dimensionné pour assurer la continuité de la rigidité selon les 2 axes de la section et résister à tout effort de traction quand, pour une raison quelconque, il existe des moments, y compris ceux indiqués en (1).
- (3) L'alignement d'extrémités aboutées doit être maintenu par des plats de recouvrement ou d'autres moyens. Les plats et leurs éléments d'attache doivent être dimensionnés pour reprendre un effort au niveau de ces extrémités aboutées, agissant dans toute direction perpendiculaire à l'axe de l'élément, et qui ne saurait être inférieur à 2,5% de l'effort de compression dans cet élément.

### **6.8.3 Couvre-joints d'éléments tendus**

- (1) Un couvre-joint d'élément (ou d'une partie d'élément) sollicité en traction doit être dimensionné pour transmettre toutes les sollicitations auxquelles l'élément (ou la partie d'élément) est soumis.

## 6.9 Assemblages poutre-poteau

### 6.9.1 Bases

- (1) Le moment résistant de calcul  $M_{Rd}$  d'un assemblage poutre-poteau ne doit pas être inférieur au moment du calcul  $M_{Sd}$  qui lui est appliqué.
- (2) Les courbes "moment-rotation" d'un assemblage poutre-poteau doivent être cohérentes avec les hypothèses adoptées aussi bien dans l'analyse globale de la structure que dans le calcul de ses éléments ; voir 5.2.2.1.

(2) **C** Plusieurs courbes "moment-rotation" peuvent être envisagées pour modéliser le comportement d'un assemblage poutre-poteau ; voir 6.9.2(4). Toutefois, le choix d'une courbe particulière peut imposer certaines exigences vis-à-vis de l'analyse de la structure et du calcul de ses éléments. Par exemple, si l'assemblage est semi-rigide et à résistance partielle, l'analyse de la structure est a priori élastique-plastique (voir tableau 5.2.1).

### 6.9.2 Courbes "moment-rotation"

- (1) La détermination d'une courbe de calcul "moment-rotation" d'un assemblage poutre-poteau doit se fonder sur une théorie étayée par des résultats expérimentaux.

(1) **C** Les phénomènes mécaniques qui influencent la forme de la courbe moment-rotation doivent être clairement identifiés par l'expérience. Lorsqu'une modélisation mécanique de ces phénomènes n'est pas connue, une formulation de type paramétrique ajustée sur l'expérience peut être utilisée, sous réserve qu'elle couvre le domaine d'application de l'assemblage.

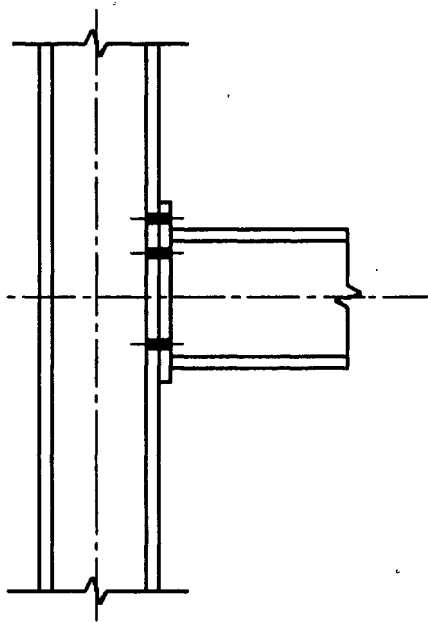
- (2) Comme approximation du comportement réel, un assemblage poutre-poteau peut être modélisé par un ressort en rotation qui relie le poteau et la poutre au point d'intersection de leurs axes, ainsi que l'indique la figure 6.9.1.

(2) **C** Cette localisation de ressort n'est pas toujours une obligation, par exemple dans le cas où la rigidité et les dimensions du poteau sont importantes par rapport à celle de la poutre.

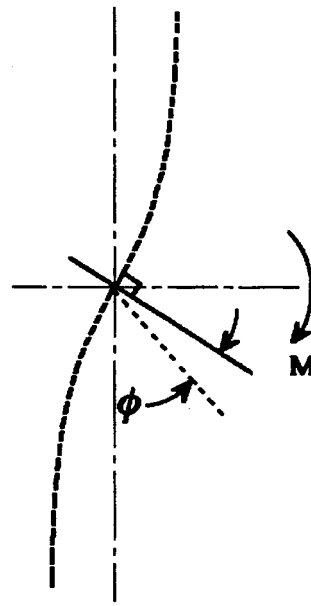
Il a été choisi de se limiter à la loi moment-rotation pour tenir compte de la déformabilité de l'assemblage. Dans l'absolu, il faudrait envisager aussi les déformations dues à l'effort normal et à l'effort tranchant. De la même façon que dans la théorie classique de calcul des systèmes à barres, celle-ci ont en général une répercussion négligeable sur le comportement d'ensemble de la structure par rapport aux déformations en rotation dues au moment fléchissant.

- (3) En général, la courbe réelle moment-rotation d'un assemblage poutre-poteau est non linéaire.
- (4) On peut déduire une courbe de calcul "moment-rotation" approximative à partir d'une courbe plus précise, à condition que la courbe approximative se place entièrement en dessous de celle-ci ; cette approximation peut être linéaire par parties (par exemple, bi- ou tri-linéaire), voir figure 6.9.2.

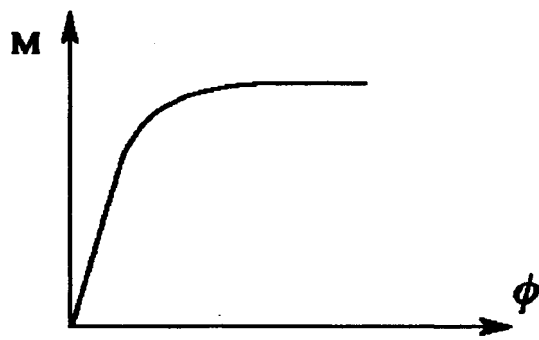
(4) **A** On doit considérer que le moment résistant  $M_{Rd}$  a une valeur fixée lorsque l'on adopte une approximation bi- ou tri-linéaire.



(a) Assemblage

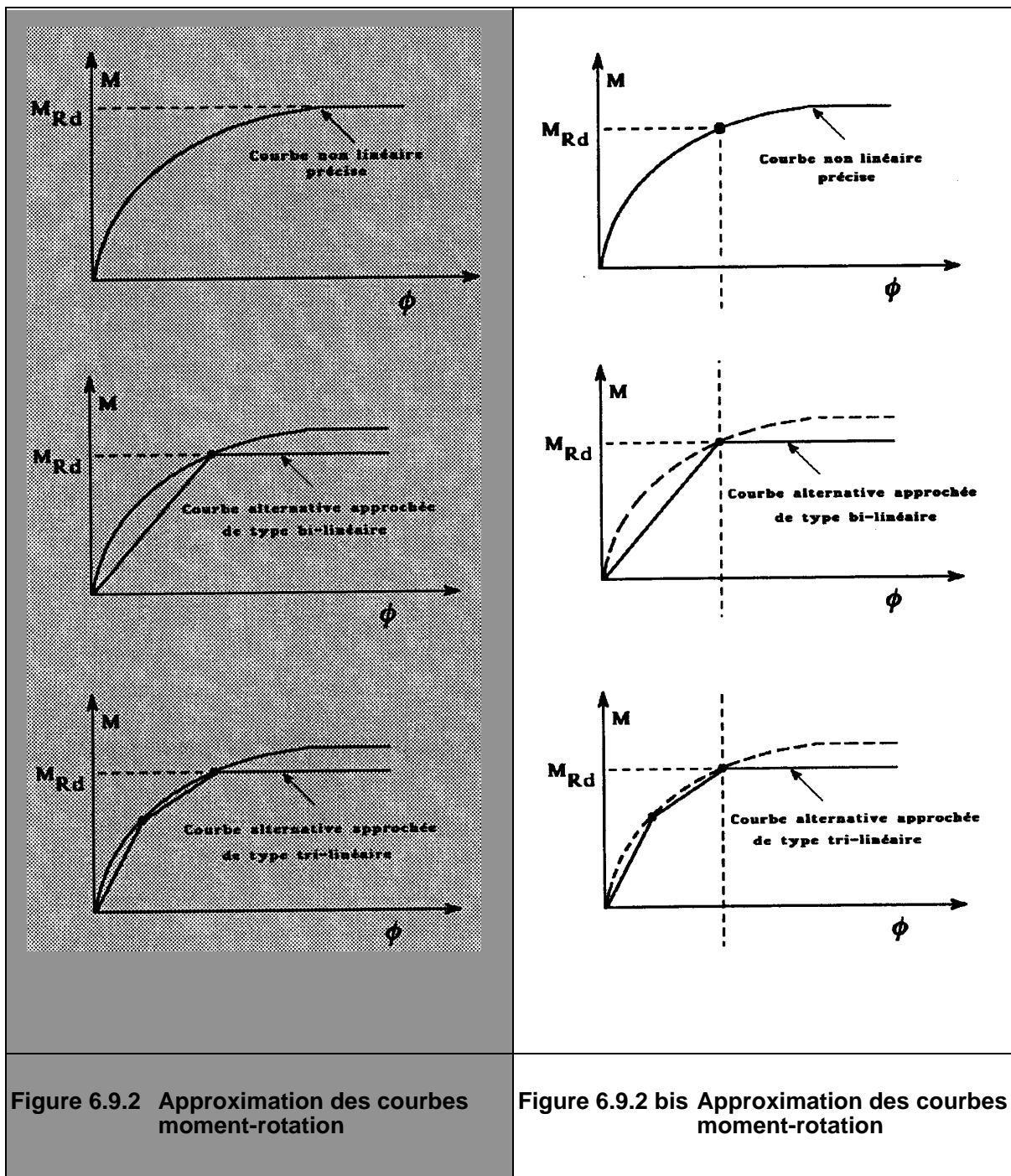


(b) Modèle



(c) Courbe caractéristique moment-rotation

Figure 6.9.1 Modélisation d'un assemblage par un ressort en rotation



I En conséquence de l'amendement de 6.9.2(4), la figure 6.9.2 est invalidée et est remplacée par la figure 6.9.2 bis.

- (5) Une courbe de calcul "moment-rotation" (voir figur 6.9.3) doit faire apparaître trois caractéristiques bien définies :
- le moment résistant (voir 6.9.3)
  - la rigidité en rotation (voir 6.9.4)
  - la capacité de rotation (voir 6.9.5).
- (6) *Lorsque l'on effectue une analyse globale en élasticité, il n'est pas nécessaire de prendre en compte la capacité de rotation des assemblages rigides ou semi-rigides ; voir 6.4.2.*
- (7) Dans certains cas, le comportement moment-rotation d'un assemblage poutre-poteau intègre une certaine rotation initiale due à un glissement des boulons ou à un défaut de contact, ainsi que l'illustre la figure 6.9.4. Dans les assemblages où cela se produit, une rotation libre initiale  $\phi_0$  doit alors être introduite dans la courbe de calcul "moment-rotation", voir figure 6.9.4(b).

(7) C	Des dispositions constructives pratiques peuvent permettre d'éviter la prise en considération d'une rotation initiale $\phi_0$ . Par exemple, la réduction du jeu des trous de boulons dans un assemblage poutre-poteau par cornières boulonnées d'âme et de semelles.
-------	--

### 6.9.3 Moment résistant

- (1) Le moment résistant de calcul  $M_{Rd}$  est égal à la valeur maximale du moment de la courbe de calcul "moment-rotation".

(1) C	L'attention est attirée sur le fait que $M_{Rd}$ est déterminé par le calcul (voir 6.9.7.1).
-------	--

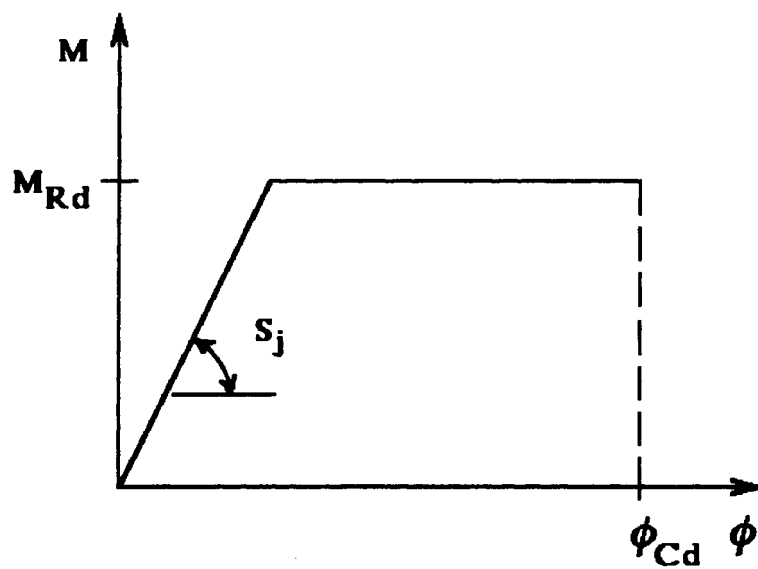
### 6.9.4 Rigidité en rotation

- (1) En utilisant une méthode d'analyse incrémentale, il est possible de tirer plein avantage de la courbe de calcul non linéaire "moment-rotation".
- (2) En dehors du type d'analyse mentionné en (1), la rigidité en rotation  $S_j$  doit être prise égale à la rigidité sécante, comme indiqué à la figure 6.9.5.

(2) C	La rigidité sécante est définie par le niveau du moment sollicitant $M_{Sd}$ .
-------	--

- (3) On peut utiliser différentes valeurs de rigidité sécante en fonction des valeurs du moment  $M_{Sd}$  calculées pour les divers cas de charge et états limites considérés, voir figure 6.9.6.

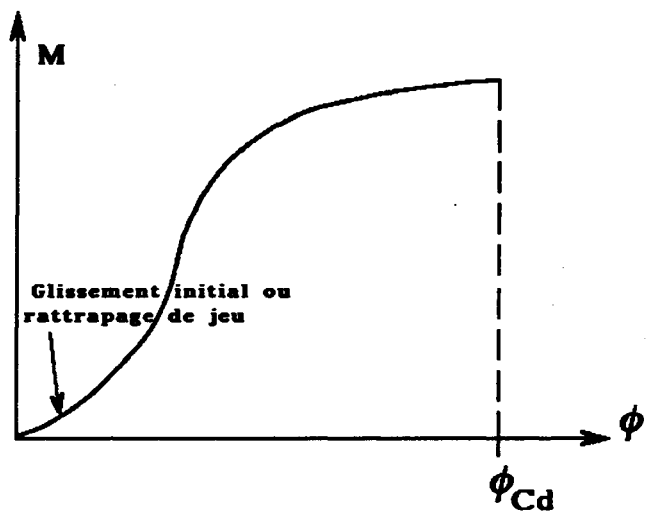
(3) A	Pour certains besoins du calcul élastique, comme la détermination du chargement critique, il est nécessaire de définir la rigidité initiale d'un assemblage semi-rigide à la rotation. On peut admettre que cette rigidité est égale à la rigidité sécante calculée pour un moment sollicitant égal aux 2/3 du moment résistant de calcul $M_{Rd}$ .
-------	--



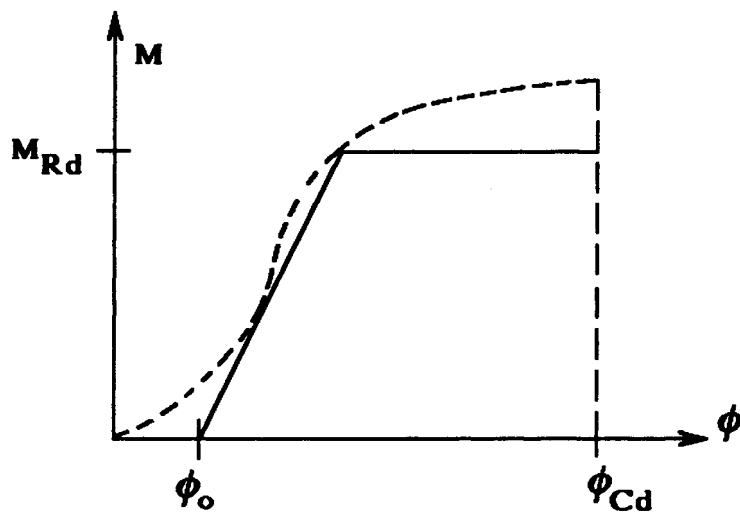
- $M_{Rd}$  = Moment résistant de calcul
- $S_j$  = Rigidité en rotation
- $\phi_{Cd}$  = Capacité de rotation de calcul

Figure 6.9.3 Propriétés caractéristiques d'une courbe moment-rotation



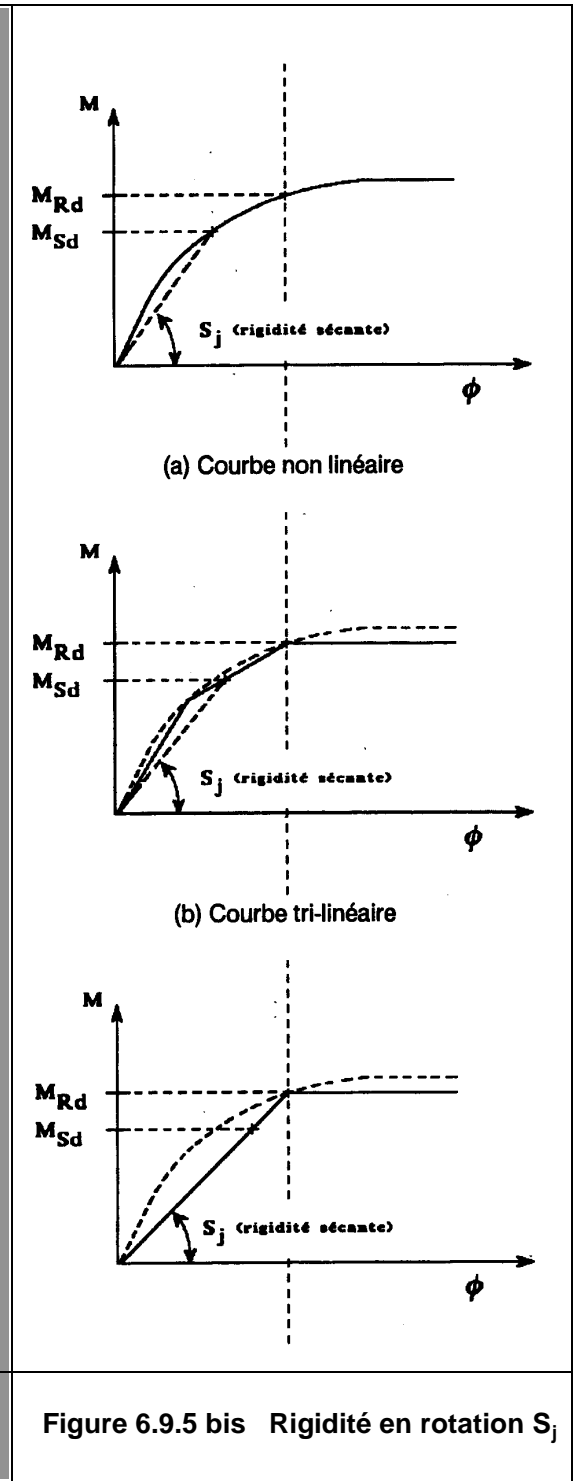
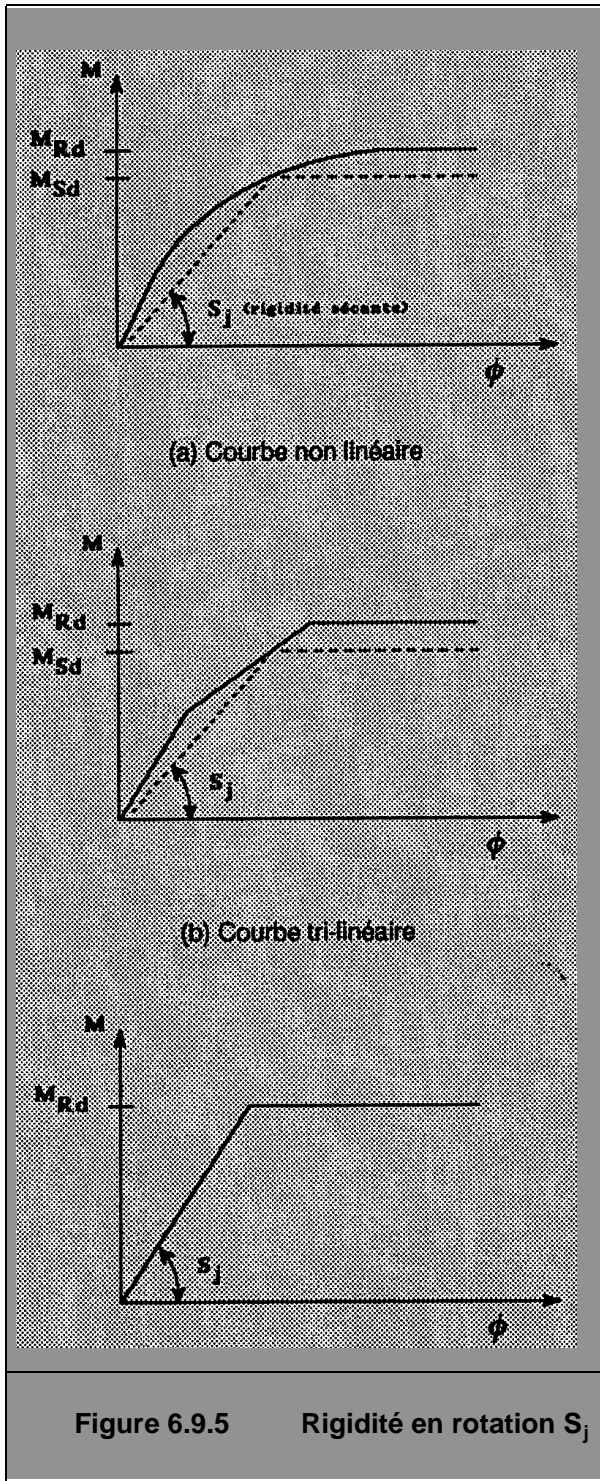


(a) Courbe moment-rotation réelle



(b) Courbe moment-rotation de calcul

Figure 6.9.4 Courbe moment-rotation avec rotation libre initiale



On doit considérer que le moment résistant  $M_{Rd}$  a une valeur fixée lorsque l'on adopte une approximation bi- ou tri-linéaire. En conséquence la figure 6.9.5 est invalidée et est remplacée par la figure 6.9.5 bis.

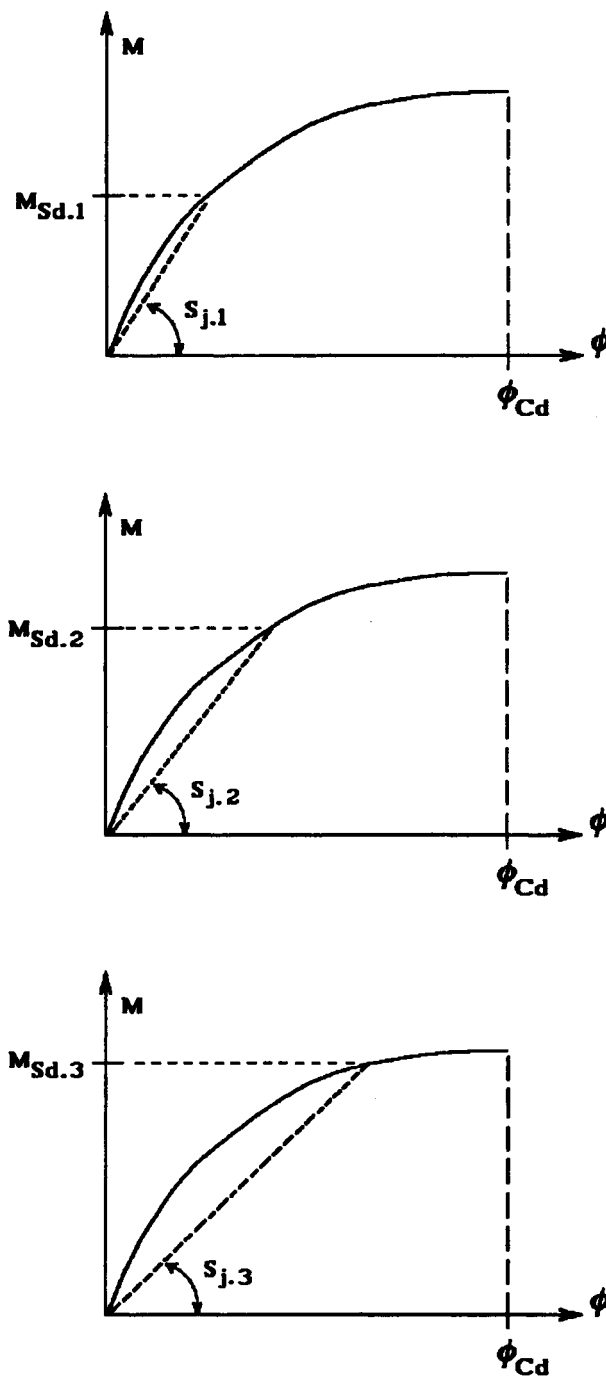
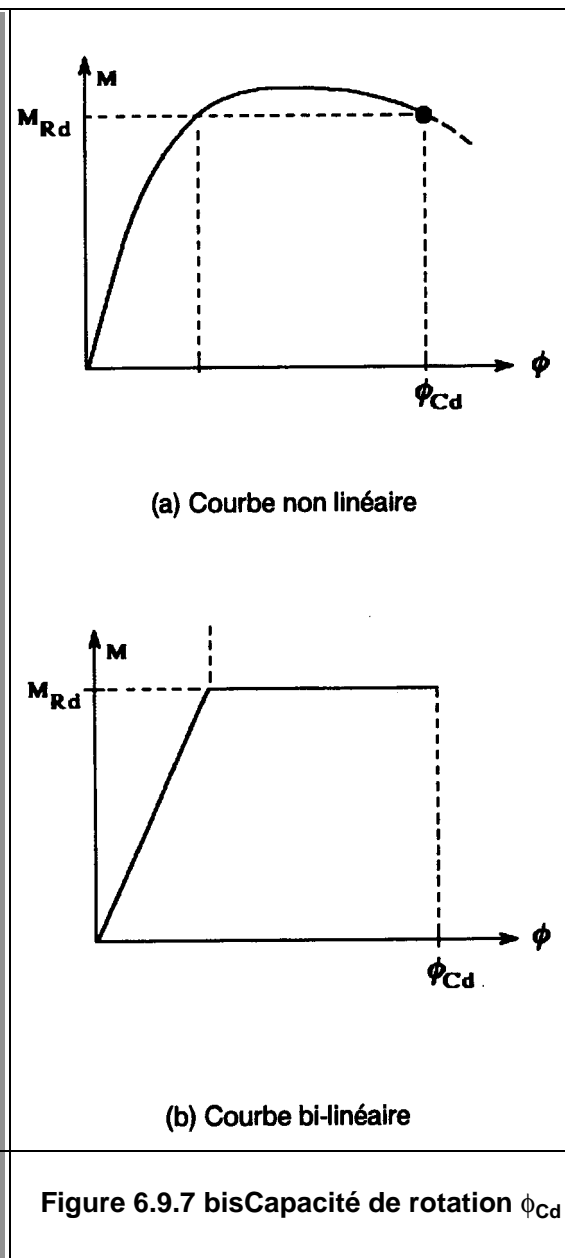
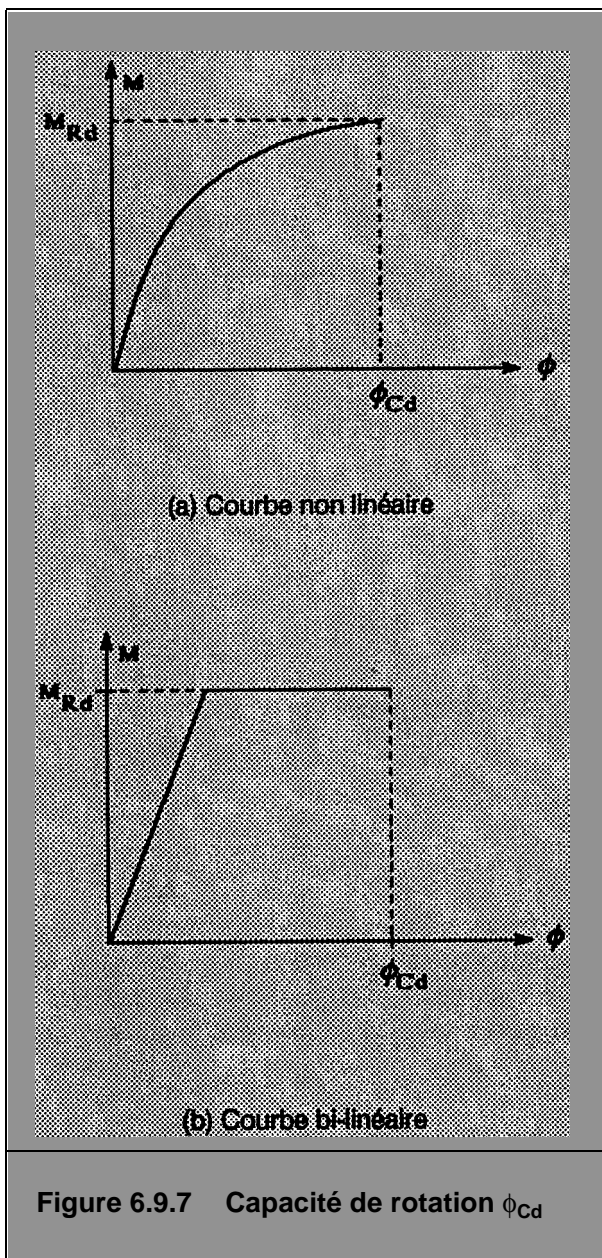


Figure 6.9.6 Variation de la rigidité en rotation en fonction du moment appliqué



I Voir l'invalidation prononcée en 6.9.5(1).

### 6.9.5 Capacité de rotation

(1) La capacité de rotation de calcul  $\phi_{Cd}$  d'un assemblage poutre-poteau doit être prise égale à la rotation atteinte au stade du moment résistant de calcul de l'assemblage, voir figure 6.9.7.

(1) I La clause (1) est invalidée et remplacée par :

La capacité de rotation de calcul  $\phi_{Cd}$  est la rotation maximale que peut subir l'assemblage sans que son moment devienne inférieur à  $M_{Rd}$ .

En conséquence, la figure 6.9.7 est également invalidée et est remplacée par la figure 6.9.7 bis.

### 6.9.6 Classification des assemblages poutre-poteau

#### 6.9.6.1 Bases

(1) Les assemblages poutre-poteau peuvent être classés en fonction de :

- leur rigidité en rotation, voir 6.9.6.2
- leur moment résistant, voir 6.9.6.3.

#### 6.9.6.2 Rigidité en rotation

(1) Du point de vue de leur rigidité en rotation, les assemblages poutre-poteau peuvent être classés comme :

- des assemblages de type articulé, voir 6.4.2.1
- des assemblages rigides, voir 6.4.2.2
- des assemblages semi-rigides, voir 6.4.2.3.

(2) Un assemblage poutre-poteau peut être classé comme rigide ou comme assemblage de type articulé, en s'appuyant sur une démonstration expérimentale spécifique ou générale, ou sur la base d'une expérience antérieure significative ayant démontré, pour des cas similaires, un comportement satisfaisant, ou encore en s'appuyant sur des calculs fondés sur des essais probants.

(3) *Un assemblage poutre-poteau peut être considéré de type articulé si sa rigidité en rotation  $S_j$  (basée sur une courbe moment-rotation représentative de son comportement réel anticipé) satisfait à la condition :*

$$S_j \leq 0,5 E I_b / L_b \quad (6.20)$$

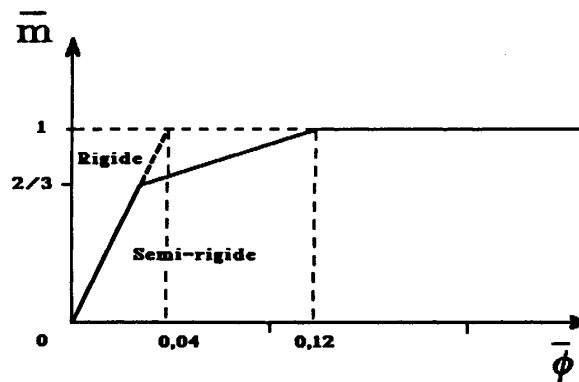
où  $S_j$  = rigidité sécante en rotation de l'assemblage, voir 6.9.4.

$I_b$  = moment d'inertie de flexion de la poutre attachée

$L_b$  = longueur de la poutre attachée.

(3) A On doit, dans ce cas, satisfaire également à la condition de moment résistant définie en 6.9.6.3(2).

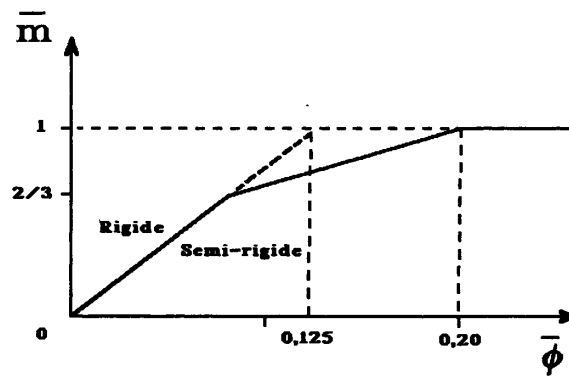
(4) *Un assemblage poutre-poteau dans une structure contreventée, ou dans une structure non contreventée qui satisfait aux conditions spécifiées en (5), peut être considéré rigide par comparaison à la poutre attachée, si la partie ascendante de sa courbe moment-rotation se place au dessus de la courbe en trait plein du diagramme approprié de la figure 6.9.8.*



(a) Structures non contreventées<sup>\*)</sup>

quand  $\bar{m} \leq 2/3$  :  $\bar{m} = 25 \bar{\phi}$   
 quand  $2/3 < \bar{m} \leq 1,0$  :  $\bar{m} = (25 \bar{\phi} + 4) / 7$

<sup>\*)</sup> mais voir aussi 6.9.6.2(5)



(b) Structures contreventées

quand  $\bar{m} \leq 2/3$  :  $\bar{m} = 8 \bar{\phi}$   
 quand  $2/3 < \bar{m} \leq 1,0$  :  $\bar{m} = (20 \bar{\phi} + 3) / 7$

$$\bar{m} = \frac{M}{M_{p\ell.Rd}} \quad \bar{\phi} = \frac{EI_b \phi}{L_b M_{p\ell.Rd}}$$

**Figure 6.9.8** Limites recommandées pour le classement des assemblages poutre-poteau selon leur rigidité

- (5) La courbe tracée à la figure 6.9.8(a) pour une structure non contreventée ne peut s'appliquer qu'aux ossatures dont chaque étage satisfait à la condition :

$$K_b / K_c \geq 0,1 \quad (6.21)$$

où :  $K_b =$  moyenne de  $I_b / L_b$  pour toutes les poutres à la partie supérieure de l'étage considéré,

$K_c =$  moyenne de  $I_c / L_c$  pour tous les poteaux de l'étage considéré,

avec

$I_b =$  moment d'inertie de flexion d'une poutre

$I_c =$  moment d'inertie de flexion d'un poteau

$L_b =$  portée d'une poutre (entre axes des poteaux)

$L_c =$  hauteur d'étage pour un poteau.

- |   |
|---|
| <p>(5) <b>C</b> La condition relative à <math>K_b / K_c</math> vise à limiter la perte de capacité portante de la structure par effet P-<math>\Delta</math>, en relation directe avec le choix de la droite : <math>\bar{m} = 25 \bar{\phi}</math> de la figure 6.9.8(a).</p> |
|---|

- (6) Si la partie ascendante de la courbe moment-rotation de l'assemblage se place en dessous de la courbe appropriée de la figure 6.9.8, l'assemblage poutre-poteau doit être considéré semi-rigide, à moins qu'il ne satisfasse aux conditions requises pour un assemblage de type articulé.
- (7) Des assemblages classés rigides ou de type articulé peuvent, facultativement, être considérés comme semi-rigides.

### 6.9.6.3 Moment résistant

- (1) Du point de vue du moment résistant de calcul, les assemblages poutre-poteau peuvent être classés comme :
- des assemblages de type articulé, voir 6.4.3.1
  - des assemblages à résistance complète, voir 6.4.3.2
  - des assemblages à résistance partielle, voir 6.4.3.3.
- (2) Un assemblage poutre-poteau peut être considéré de type articulé si son moment résistant de calcul  $M_{Rd}$  n'est pas supérieur à 0,25 fois le moment plastique de calcul  $M_{pl,Rd}$  de la poutre attachée, à condition qu'il possède également une capacité suffisante de rotation.

- |  |
|--|
| <p>(2) <b>A</b> On doit, dans ce cas, satisfaire également à la condition de rigidité définie en 6.9.6.2(3).</p> |
|--|

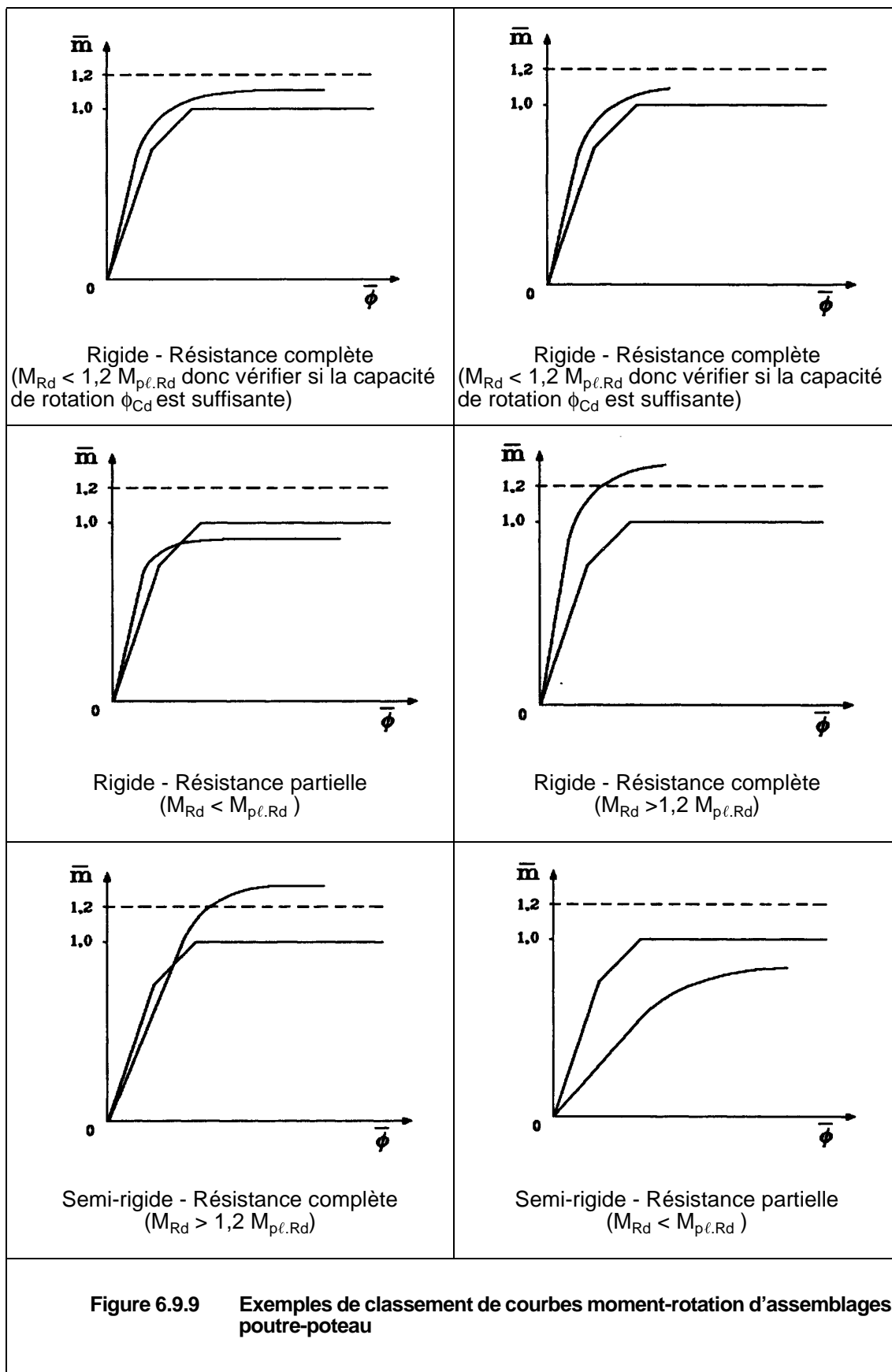
- (3) Un assemblage poutre-poteau peut être considéré à résistance complète si son moment résistant de calcul  $M_{Rd}$  est au moins égal au moment plastique de calcul  $M_{pl,Rd}$  de la poutre attachée, à condition qu'il possède également une capacité suffisante de rotation.

- (4) *Si le moment résistant de calcul  $M_{Rd}$  d'un assemblage poutre-poteau est égal au moins à 1,2 fois le moment plastique de calcul  $M_{pl.Rd}$  de la poutre attachée, il n'est pas nécessaire de vérifier sa capacité de rotation.*
- (5) *Un assemblage poutre-poteau doit être classé à résistance partielle si son moment résistant de calcul  $M_{Rd}$  est inférieur à  $M_{pl.Rd}$ .*

#### **6.9.6.4 Classification des courbes moment-rotation**

- (1) *La classification de courbes moment-rotation typiques d'assemblages poutre-poteau par rapport aussi bien au moment résistant qu'à la rigidité en rotation est illustrée à la figure 6.9.9.*
- (2) *Pour des raisons de clarté, les courbes moment-rotation de calcul ont été tracées à la figure 6.9.9 sous une forme continuellement non linéaire. La figure serait valable également pour des courbes bi- ou tri-linéaires.*





## 6.9.7 Calcul des propriétés caractéristiques

### 6.9.7.1 Moment résistant

(1) Le moment résistant d'un assemblage poutre-poteau dépend de la résistance des trois zones critiques indiquées à la figure 6.9.10 :

- Zone tendue
- Zone comprimée
- Zone cisailée

(2) Le moment résistant de calcul doit être déterminé en prenant en compte les critères suivants :

(a) Zone tendue

- plastification de l'âme du poteau,
- plastification de l'âme de la poutre,
- plastification de la semelle du poteau,
- plastification de l'élément d'assemblage (par ex., une platine d'extrémité),
- ruine d'une soudure,
- ruine d'un boulon.

(b) Zone comprimée

- écrasement de l'âme du poteau
- voilement de l'âme du poteau.

(2)(b) **A** La plastification ou le voilement de la zone comprimée de la poutre (en particulier la semelle) doit constituer également un critère de ruine.

(c) Zone de cisaillement

- ruine par cisaillement du panneau d'âme du poteau.

(3) La résistance de calcul de la zone comprimée peut être influencée par des effets locaux de deuxième ordre provoqués par les contraintes normales dans le poteau, résultant du comportement global de l'ossature.

- (4) En dehors du cas mentionné en (3), les résistances de calcul des zones critiques de l'assemblage peuvent être considérées comme n'étant pas affectées par les contraintes résultant du comportement global de l'ossature.
- (5) Le moment résistant de calcul d'un assemblage poutre-poteau doit être pris égal à la plus faible des résistances de la zone tendue et de la zone comprimée (réduite, si nécessaire, de sorte que la résistance de calcul en cisaillement du panneau d'âme du poteau ne soit pas dépassée), multipliée par le bras de levier entre les résultantes de ces résistances.
- (6) *Lorsque la résistance de calcul de la zone cisailée est supérieure ou au moins égale à la plus faible des résistances de calcul de la zone tendue et de la zone comprimée, il n'y a pas à effectuer d'autre vérification de la résistance au cisaillement du panneau d'âme.*

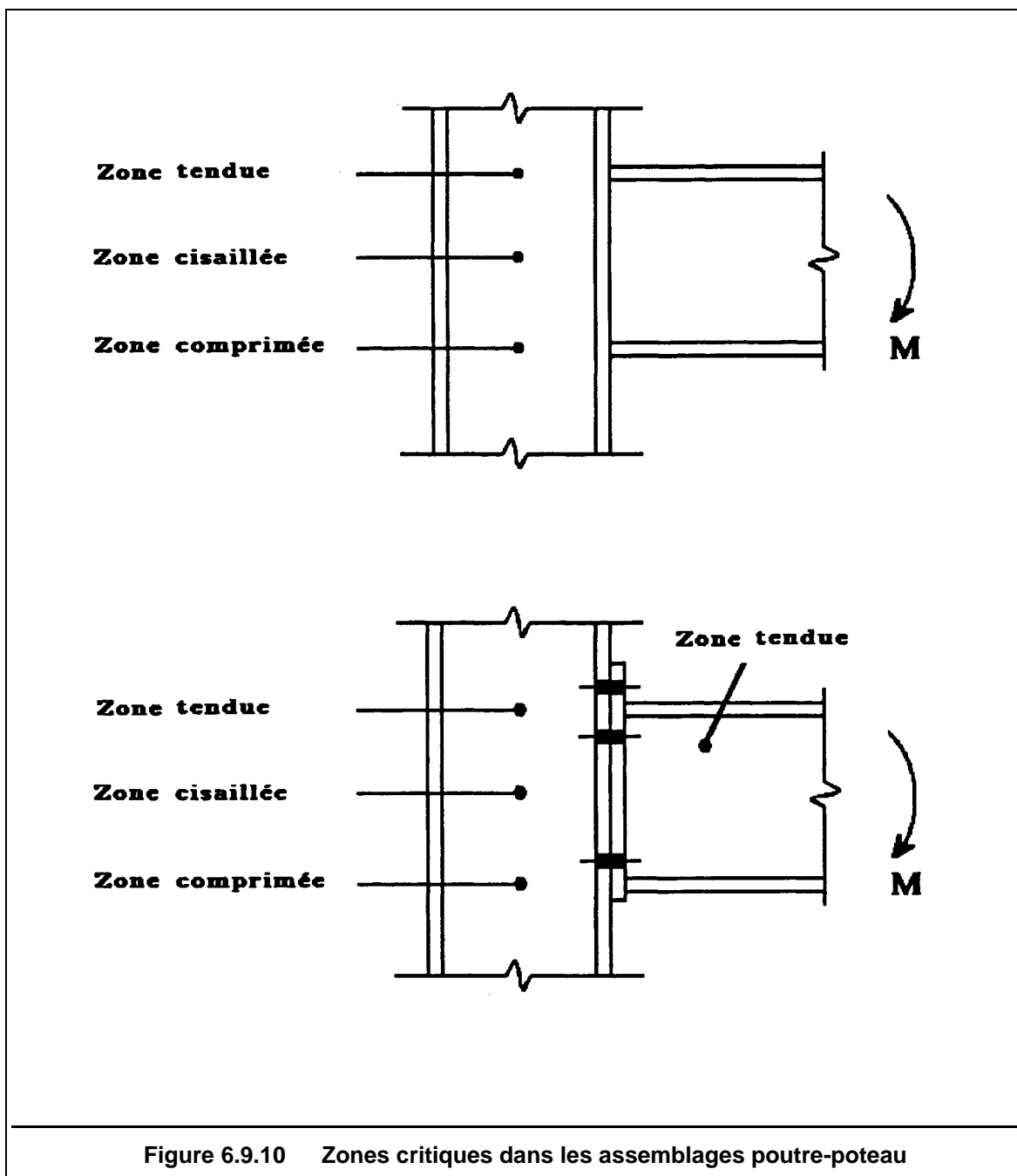


Figure 6.9.10 Zones critiques dans les assemblages poutre-poteau

### 6.9.7.2 Rigidité en rotation

- (1) Le calcul de la rigidité en rotation d'un assemblage poutre-poteau doit être basé sur la flexibilité des éléments situés dans les zones critiques précédentes.

### 6.9.7.3 Capacité de rotation

- (1) La validité de méthodes de calcul relatives à la capacité de rotation doit être confirmée par l'expérimentation.
- (2) Le calcul de la capacité de rotation d'un assemblage poutre-poteau doit être basé sur la capacité de déformation plastique de la même zone critique que celle régissant le moment résistant de l'assemblage.

### 6.9.8 Règles d'application

- (1) *Les principes de calcul des assemblages poutre-poteau donnés en 6.9 peuvent être satisfaits en appliquant les règles détaillées données à l'Annexe J (Normative).*
- (2) *Le dimensionnement de types d'assemblages qui ne sont pas inclus dans l'Annexe J (Normative) doit être basé sur des règles d'application similaires, en conformité avec les principes présentés en 6.9.*
- (3) *D'autres règles d'application peuvent également être utilisées, à condition :*
- *qu'elles soient en accord avec les mêmes principes, et*
  - *que l'on puisse démontrer qu'elles conduisent au moins au même niveau de sécurité.*

(3) **A** *On peut appliquer les Sections 7,8 et 9 de la norme française NF P 22-460 pour le calcul d'un assemblage poutre-poteau par platine boulonnée. Cette norme a sa cohérence propre, et il n'est pas permis de se référer partiellement à certaines spécifications ou formules de l'Annexe J. Pour rappel et conformément au commentaire indiqué en 6.5.9(2), la norme NF P 22-460 se place dans le concept d'un assemblage fonctionnant dans le domaine élastique avec des déformations limitées, notamment vis-à-vis de l'effet de levier. En conséquence et de manière semblable à la possibilité mentionnée à l'Annexe J en J.3.7(9), un assemblage poutre-poteau par platine d'extrémité boulonnée, calculé selon la norme NF P 22-460, peut être supposé rigide si le poteau est muni de raidisseurs aussi bien dans la zone tendue que dans la zone comprimée. En outre, si l'assemblage est utilisé dans une structure analysée en plasticité, l'assemblage doit présenter une résistance égale au moins à 1,2 fois la résistance plastique de calcul de la poutre qu'il attache. Par contre, dans le cas d'une analyse globale élastique, l'assemblage peut être conçu et calculé à résistance partielle.*

## 6.10 Assemblages de profils creux dans des poutres à treillis

**C** Par l'expression "poutre à treillis", on doit comprendre une structure triangulée dont l'équilibre général peut être assuré par la seule action des efforts axiaux dans les barres. Cela ne signifie pas pour autant que les assemblages soient soumis exclusivement à des efforts axiaux, notamment dans le cas de charges appliquées en dehors des noeuds de treillis.

### 6.10.1 Résistance de calcul

- (1) La résistance de calcul des assemblages entre profils creux doit être basée sur les critères de ruine suivants, lorsqu'ils interviennent effectivement :
- (a) ruine de la face de la membrure située du côté treillis ;
  - (b) ruine par plastification ou par instabilité de l'âme (ou de la paroi latérale) de la membrure ;
  - (c) ruine par cisaillement de la membrure ;
  - (d) ruine par poinçonnement de la membrure ;
  - (e) ruine à la base des barres de treillis par insuffisance de la largeur efficace de la liaison soudée ;
  - (f) ruine par voilement local.
- (2) Les soudures doivent être conçues et dimensionnées pour posséder une résistance et une ductilité suffisantes, afin de permettre une redistribution des contraintes dans les zone où elles ne seraient pas uniformes ainsi qu'une redistribution des moments secondaires de flexion.

(2) **A** L'exigence d'une redistribution des moments secondaires de flexion n'est à considérer que dans la mesure où il n'y a pas de prise en compte explicite de ces moments dans les formules de résistance des assemblages.

### 6.10.2 Règles d'application

- (1) *Les principes de calcul des assemblages de profils creux, énoncés en 6.10, peuvent être satisfaits en appliquant les règles détaillées présentées dans l'Annexe K (Normative).*

(1) **C** Il faut noter que l'Annexe KK (remplaçant l'Annexe K invalidée) autorise le calcul des efforts axiaux dans une structure triangulée en supposant que les barres sont articulées à leurs extrémités.

- (2) *D'autres règles peuvent être appliquées à condition :*
- *qu'elles soient en accord avec les mêmes principes, et*
  - *que l'on puisse démontrer qu'elles conduisent au moins au même niveau de sécurité.*

**(2) A** *Les normes françaises NF P 22-250, NF P 22-251, P 22-252, NF P 22-255 et NF P 22-258 peuvent être appliquées. Elles considèrent implicitement que les sollicitations des assemblages sont calculées à l'aide d'une analyse élastique de la structure dans l'hypothèse d'un encastrement parfait des barres de treillis sur les membrures.*

*En outre, leur domaine d'application est limité au cas des poutres planes. Toutefois, les formules de résistance de ces normes relèvent des mêmes critères de ruine que ceux mentionnés en 6.10.1(1) et ont été ajustées, du point de vue sécurité, en grande partie sur les mêmes données expérimentales que celles de l'Annexe KK.*

*Par ailleurs, celle-ci ont leur cohérence propre, et il n'est pas permis de se référer partiellement à certaines spécifications ou formules de l'Annexe KK. Dans ce contexte de normes françaises, le coefficient partiel de sécurité  $\gamma_{Mj}$  des assemblages doit être considéré égal à 1 ; en outre, les soudures des barres de treillis sur une membrure doivent être conçues et vérifiées selon les prescriptions de la norme NF P 22-470.*

## **6.11 Pieds de poteaux**

### **6.11.1 Plaques d'assise**

- (1) Les poteaux doivent être munis de plaques d'assise capables de répartir les efforts de compression du poteau sur une aire d'appui de telle sorte que la pression de contact ne dépasse pas la résistance de calcul de la liaison.
- (2) La résistance de calcul de la liaison entre la plaque d'assise et la fondation doit être déterminée en tenant compte des propriétés et des dimensions à la fois du mortier et de la fondation en béton.

### **6.11.2 Tiges d'ancrage**

- (1) Des tiges d'ancrage doivent être mises en place, si cela s'avère nécessaire, afin de résister aux effets des actions de calcul. Elles doivent être dimensionnées pour résister convenablement à la traction due aux forces de soulèvement et aux moments de flexion.
- (2) Lors du calcul des efforts internes de traction dus aux moments de flexion, le bras de levier ne doit pas être pris supérieur à la distance entre le centre de gravité de l'aire d'appui du côté comprimé et le centre de gravité du groupe des tiges d'ancrage du côté tendu, les tolérances sur les positions des tiges d'ancrage étant prises en compte.

**(2) A** Cette clause relative au bras de levier ne doit s'appliquer que dans le cadre d'une distribution plastique des efforts des tiges d'ancrage et des contraintes de l'aire de contact de la plaque d'assise avec la fondation.

- (3) Les tiges d'ancrage doivent être ancrées dans la fondation par un crochet, par une plaque de type "rondelle" ou par toute autre pièce noyée dans le béton et assurant une répartition adéquate des efforts.
- (4) Si des éléments spéciaux pour résister à l'effort tranchant n'ont pas été prévus, tels que des connecteurs de type "bêche" ou des "ronds pleins", il doit être démontré qu'une résistance suffisante pour transmettre l'effort tranchant entre le poteau et la fondation est assurée par l'un des moyens suivants :
- résistance par frottement de la liaison entre la plaque d'assise et la fondation,
  - résistance au cisaillement des tiges d'ancrage,
  - résistance au cisaillement à l'aide de la partie entourant la fondation.

(4) **A** Lorsque l'effort tranchant entre le poteau et la fondation est repris par cisaillement des tiges d'ancrage, il y a lieu d'effectuer également une vérification vis-à-vis du risque d'éclatement du béton sous l'effet de la pression diamétrale.

### 6.11.3 Règles d'application

- (1) *Les principes de calcul des pieds de poteaux donnés en 6.11 peuvent être satisfaits en appliquant les règles présentées dans l'Annexe L (Normative).*

(1) **C** Les règles présentées dans l'Annexe L ne concernent, en fait, que les pieds de poteaux articulés.

- (2) *D'autres règles peuvent également être appliquées, à condition*
- *qu'elles soient en accord avec les mêmes principes, et*
  - *que l'on puisse démontrer qu'elles conduisent au moins au même niveau de sécurité.*



## 7. Fabrication et montage

### 7.1 Généralités

#### 7.1.1 Objet

- (1) Ce chapitre précise le niveau minimal de qualité d'exécution exigé pour la fabrication et le montage d'une structure de manière à être certain que les hypothèses de calcul de cet Eurocode sont satisfaites et que, par conséquent, le niveau de sécurité voulu peut être atteint.
- (2) Les exigences minimales s'appliquent aux structures soumises à des charges principalement statiques. Des niveaux de qualité d'exécution plus élevés et des procédures de contrôle et d'essai plus rigoureuses peuvent s'avérer nécessaires pour les structures principalement sollicitées à la fatigue, en fonction des détails constructifs et de la résistance à la fatigue requise (voir Chapitre 9), ou pour d'autres raisons.

(3) Toute exigence supplémentaire spécifique de structures particulières sera mentionnée dans les spécifications du Projet.

(3) I Cette clause est invalidée ici car elle est sans objet dans ce paragraphe. Elle est transférée, en substance, dans l'alinéa (4) de l'invalidation énoncée en 7.2.

#### 7.1.2 Exigences

- (1) Sous réserve que les aciers de construction, éléments d'attache et produits d'apport pour soudage répondent aux exigences du Chapitre 3, l'exécution sera réalisée conformément aux Normes de Référence ci-après :
- Norme de Référence N° 6 : Fabrication des structures en acier
  - Norme de Référence N° 7 : Montage des structures en acier
  - Norme de Référence N° 8 : Mise en oeuvre des boulons précontraints
  - Norme de Référence N° 9 : Soudage des structures en acier

**Note :** Pour le détail des Normes de Référence 6 à 9, voir Annexe B.

- (2) En cas d'utilisation d'autres matériaux, les exigences spécifiées en (1) seront complétées si besoin est, de façon à assurer un niveau similaire de sécurité.

I L'ensemble du paragraphe 7.1.2 est invalidé. Son contenu est traduit dans les clauses de l'invalidation énoncée en 7.2.

## 7.2 Spécifications du Projet

- (1) Le concepteur doit fournir, ou accepter, des spécifications du Projet détaillant toutes les exigences concernant les matériaux, la fabrication et le montage, et visant à en assurer la conformité avec les hypothèses de calcul de la structure.
- (2) Les spécifications du Projet doivent comporter les détails appropriés concernant toutes les exigences particulières pour :
  - la fabrication
  - le montage
  - le contrôle
  - la réception
- (3) Les clauses des spécifications du Projet doivent couvrir toutes les exigences résultant de celles énoncées dans les paragraphes 7.3 à 7.7 du présent chapitre.
- (4) Les spécifications du Projet peuvent comporter des dessins en plus du texte.
- (5) Les spécifications du Projet peuvent compléter les dispositions des Normes de Référence, mais ne peuvent pas en alléger les exigences technologiques, ni modifier les exigences minimales du présent chapitre.
- (6) Une fois approuvées, les spécifications du Projet ne doivent subir aucune modification sans l'assentiment du concepteur et de l'autorité responsable du contrôle.
- (7) *Dans les spécifications du Projet, les exigences doivent être spécifiées, autant que possible, en utilisant les Normes de Référence.*

- |          |  |
|----------|--|
| <b>I</b> | L'ensemble des clauses du paragraphe 7.2 est invalidé pour les clauses relationnelles qu'il contient. Il est remplacé par les clauses ci-après : |
| (1)      | Les spécifications du Projet doivent reprendre les exigences minimales énoncées dans les paragraphes 7.3 à 7.7.                                  |
| (2)      | Les spécifications du Projet ne peuvent être en retrait des exigences minimales du présent chapitre.   |
| (3)      | Les exigences minimales du Projet doivent être spécifiées en utilisant les Normes de Référence citées dans l'Annexe B.                           |
| (4)      | Les exigences spécifiques aux structures particulières doivent être traduites dans les spécifications du Projet.                                 |
| (5)      | Dans la mesure du possible, les exigences particulières du Projet doivent être spécifiées en utilisant les Normes de Référence.                  |

### 7.3 Fabrication : restrictions d'emploi de matériaux durcis

- (1) L'emploi de matériaux ayant subi un durcissement métallurgique est à éviter ou à proscrire dans les cas suivants :
- Lorsque le dimensionnement est fondé sur une analyse plastique, sur une distance égale à la hauteur de l'élément, mesurée le long de l'élément structural et des deux côtés de chaque rotule plastique.
  - Lorsque la fatigue est prédominante, en cas d'utilisation, dans le dimensionnement, de détails constructifs de classes 140 ou 160 (voir Chapitre 9).
  - Lorsque le dimensionnement vis-à-vis des actions sismiques ou accidentelles est fondé sur les déformations plastiques.
- (2) Si l'une des situations énumérées en (1) se produit, les endroits qui doivent être exempts de matériaux durcis doivent être identifiés dans les spécifications du Projet.
- (3) A ces endroits, les dispositions figurant dans la Norme de Référence 6 et concernant :
- a) les bords découpés au chalumeau ou à la cisaille,
  - b) les trous poinçonnés,
  - c) les marquages mécaniques,
  - d) les fixations provisoires soudées,
  - e) les réparations de surfaces par soudage.
- seront appliquées.
- Nota :** La condition (e) concerne les conditions d'approvisionnement du matériau, voir Norme de Référence 1.
- (4) *Tous les endroits concernés par des restrictions sur le durcissement seront clairement indiqués sur les dessins.*

- I** Le paragraphe 7.3 est invalidé et remplacé par :
- (1) L'emploi de matériaux ayant subi un durcissement métallurgique est à éviter ou à proscrire dans certains cas, et des dispositions appropriées sont à prendre. Ce durcissement métallurgique peut être un durcissement par écrouissage ou un durcissement de trempe.
- Pour les restrictions d'emploi on se reportera :
- à la Norme de Référence 6, dans le cas général,
  - au Chapitre 9, dans le cas où la fatigue est un état limite à considérer,
  - aux restrictions qui doivent être définies dans les spécifications du Projet, dans les cas particuliers.

#### **7.4 Préparation des pièces**

- (1) Le dressage ou le formage doivent être effectués par des procédés qui n'abaissent pas les propriétés des matériaux en dessous des valeurs spécifiées.
- (2) Si nécessaire, les pièces métalliques galvanisées seront à nouveau redressées et formées, pour satisfaire aux limites de tolérances spécifiées.
- (3) Toutes les surfaces et tous les bords doivent être exempts de défauts susceptibles de diminuer l'efficacité du système de protection de surface spécifié dans les spécifications du Projet.
- (4) Les tolérances de planéité nécessaires à la transmission des efforts de calcul par les surfaces en contact doivent être précisées.
- (5) Tout traitement spécial des découpes sera précisé dans les spécifications du Projet.

## 7.5 Assemblages boulonnés

### 7.5.1 Trous

- (1) Les trous des boulons peuvent être forés ou poinçonnés, sauf spécification contraire.
- (2) Le forage des trous peut être réalisé par poinçonnage à un diamètre inférieur, suivi d'un alésage.
- (3) L'angle de fraisage des trous pour boulons à tête fraisée doit correspondre à celui des boulons à tête fraisée normalisés, spécifiés dans la Norme de Référence 3, sauf si des boulons à tête noyée spéciaux hors-norme sont prévus.
- (4) *Il convient de veiller à ce que la profondeur de fraisage soit suffisante pour s'adapter à la tête du boulon. Si cette condition implique un fraisage supérieur à la première épaisseur assemblée, les spécifications du Projet doivent préciser la procédure à suivre.*

<b>I</b>	Les clauses (3) et (4) sont invalidées dans l'attente des normes européennes spécifiques.
----------	---

- (5) Les trous oblongs doivent être soit poinçonnés en une seule opération, soit réalisés en poinçonnant ou en forant deux trous ronds et en terminant par une coupe précise au chalumeau et un dressage des bords, afin que le boulon puisse se déplacer librement sur toute la longueur du trou oblong.

### 7.5.2 Jeu pour les systèmes d'attache dans les trous

- (1) A l'exception des trous pour boulons calibrés et des trous spécifiés à faible jeu ou surdimensionnés, les trous normalisés doivent avoir un jeu nominal de :
- 1 mm pour les boulons M12 et M14
  - 2 mm pour les boulons M16 à M24
  - 3 mm pour les boulons M27 et au-delà.
- (2) Des trous à jeu plus faible que les trous normalisés peuvent aussi être spécifiés.
- (3) Des trous à jeu nominal de 2 mm peuvent également être spécifiés pour des boulons M12 et M14, à condition que le calcul soit conforme aux exigences énoncées en 6.5.5(8).
- (4) A moins que des jeux spéciaux ne soient spécifiés, le jeu pour des boulons calibrés sera celui spécifié dans la Norme de Référence 6.

<b>(4) I</b>	La clause (4) est invalidée et remplacée par :  Les jeux pour les boulons calibrés ne doivent en aucun cas excéder 0,3 mm.
--------------	--

- (5) Les trous surdimensionnés ou oblongs ne peuvent être utilisés dans des assemblages résistant au glissement que s'ils sont expressément prévus.

- (6) Le jeu nominal des trous surdimensionnés dans des assemblages résistant au glissement doit être de :
- 3 mm pour les boulons M12
  - 4 mm pour les boulons M14 à M22
  - 6 mm pour les boulons M24
  - 8 mm pour les boulons M27 et au-delà.
- (7) Dans le cas de trous surdimensionnés dans le plat extérieur d'un assemblage résistant au glissement, on doit utiliser des rondelles trempées.
- (8) Les trous pour boulons d'ancrage peuvent être des trous surdimensionnés à jeu spécifié, à condition qu'ils soient recouverts de plaques de recouvrement de dimensions et d'épaisseurs appropriées. Les trous pratiqués dans les plaques de recouvrement ne doivent pas être plus grands que les trous normalisés.

**(8) C** Pour faciliter le montage et permettre le réglage de la structure, compte tenu des imperfections et cumul de tolérances, les trous dans les platines d'assise peuvent être agrandis à un diamètre largement supérieur à celui des boulons.

- (9) Les dimensions nominales des trous oblongs courts pour assemblages résistant au glissement ne doivent pas dépasser :
- (d + 1)mm par (d + 4)mm pour les boulons M12 et M14
  - (d + 2)mm par (d + 6)mm pour les boulons M16 à M22
  - (d + 2)mm par (d + 8)mm pour les boulons M24
  - (d + 3)mm par (d + 10)mm pour les boulons M27 et au-delà.

où d est le diamètre nominal du boulon, en mm.

- (10) Les dimensions nominales des trous oblongs longs pour assemblages résistant au glissement ne doivent pas dépasser :
- (d + 1)mm par 2,5d pour les boulons M12 et M14
  - (d + 2)mm par 2,5d pour les boulons M16 à M24
  - (d + 3)mm par 2,5d pour les boulons M27 et au-delà.

(11) Les trous oblongs dans le plat extérieur d'un assemblage doivent être couverts par des plaques de recouvrement de dimensions et d'épaisseurs appropriées. Les trous dans les plaques de recouvrement ne doivent pas être plus grands que les trous normalisés.

(12) Les dimensions requises pour les trous oblongs longs utilisés dans des assemblages autorisant les mouvements de joint doivent être spécifiées. Les trous oblongs dans le plat extérieur d'un assemblage sont recouverts de plaques de recouvrement de dimensions et d'épaisseurs appropriées.

**(12) C** Les trous oblongs sont constitués de deux demi-cercles de même diamètre réunis par deux faces parallèles écartées de la valeur du diamètre (voir 7.5.1 (5) pour leur réalisation). La distance entre centres des demi-cercles doit être ajustée en fonction des exigences d'amplitude de déplacements demandées. De plus le serrage du boulon doit être modéré afin d'obtenir le fonctionnement recherché. Ceci implique un dispositif de blocage de l'écrou.

### 7.5.3 Boulons

- (1) Lorsque le dimensionnement est fondé sur l'utilisation de boulons sans filetage dans le plan de cisaillement, des mesures appropriées doivent être spécifiées pour s'assurer qu'après prise en compte des tolérances, ni le filetage ni l'extrémité de celui-ci ne se trouvent dans le plan de cisaillement.
- (2) Les boulons filetés jusque sous la tête peuvent être utilisés, à condition que leur mise en oeuvre ne soit pas interdite par les spécifications du Projet.
- (3) La longueur d'un boulon non précontraint, après prise en compte des tolérances, doit être telle que :
  - la partie filetée de la tige dépasse l'écrou après serrage
  - et qu'au moins un filet complet (en plus du filet d'extrémité) subsiste entre l'écrou et la partie non filetée de la tige.
- (4) La longueur d'un boulon précontraint, après prise en compte des tolérances, doit être telle que :
  - la partie filetée de la tige dépasse l'écrou après serrage
  - et qu'au moins quatre filets complets (en plus du filet d'extrémité) subsistent entre l'écrou et la partie non filetée de la tige.

### 7.5.4 Ecrous

- (1) Dans les structures soumises à des vibrations, on prendra des mesures pour éviter tout desserrage des écrous.
- (2) *Les écrous des boulons non précontraints mis en oeuvre dans des structures soumises aux vibrations doivent être verrouillés par des dispositifs de blocage ou par d'autres moyens mécaniques.*
- (3) *Les écrous des boulons précontraints sont supposés être suffisamment bloqués par la procédure de serrage normale.*

### 7.5.5 Rondelles

- (1) L'usage de rondelles n'est pas exigé pour les boulons non précontraints, à l'exception des cas suivants :
  - lorsque la surface a une pente de plus de 3° par rapport à un plan perpendiculaire à l'axe du boulon ; il faut, dans ce cas, prévoir une rondelle biaisée,
  - si les spécifications du Projet stipulent l'emploi de boulons plus longs en vue de maintenir les filetages des boulons hors du plan de cisaillement ou hors d'un trou ajusté.

- (2) Les boulons précontraints doivent être munis :
- dans tous les cas, d'une rondelle trempée sous la tête du boulon ou sous l'écrou (sous la partie qui tourne),
  - si les spécifications du Projet le précisent, d'une rondelle trempée sous la partie (tête de boulon ou écrou) qui ne tourne pas,
  - le cas échéant, d'une rondelle trempée biaise pour que la partie qui tourne vienne porter sur une surface perpendiculaire à l'axe du boulon,
  - lorsque la surface est inclinée de plus de 3° par rapport à un plan perpendiculaire à l'axe du boulon, on prévoiera une rondelle trempée biaise sous la partie qui ne tourne pas.

#### 7.5.6 Serrage des boulons

- (1) Les boulons non précontraints doivent être serrés de manière à assurer un contact suffisant entre les parties à assembler.
- (2) *Il n'est pas nécessaire de serrer les boulons non précontraints jusqu'à une valeur prédéterminée. Toutefois, à titre indicatif, le serrage requis doit être :*
- *celui susceptible d'être réalisé par un homme avec une clé de serrage normale, ou*
  - *celui réalisé au point où une clé à choc opère son premier choc.*
- (3) Le serrage des boulons précontraints doit être effectué en conformité avec les dispositions de la Norme de Référence 8. Les spécifications du Projet doivent spécifier la méthode de serrage à appliquer, parmi celles indiquées par la Norme de Référence.

(3) C	Les normes concernées de la Norme de Référence 8 sont les normes NF P 22-464, NF P 22-466, NF P 22-468 et P 22-469.
-------	---

#### 7.5.7 Surfaces de contact résistant au glissement

- (1) Lorsqu'un assemblage boulonné nécessite un état de surface particulier des pièces en frottement, les spécifications du Projet doivent préciser cet état de surface, voir 6.5.8.3.
- (2) Si un assemblage par frottement comporte des fourrures en acier, leurs surfaces de contact doivent être également préparées pour réaliser l'état de surface spécifié.



### 7.5.8 Ajustage des surfaces de contact

- (1) A moins que des valeurs plus faibles ne soient spécifiées dans les spécifications du Projet, l'interstice maximal entre surfaces adjacentes dans un assemblage (voir figure 7.1) ne doit pas dépasser :
- 2 mm dans les assemblages par boulons non précontraints,
  - 1 mm dans les assemblages par boulons précontraints.
- (2) *Lorsque des boulons précontraints sont utilisés, le concepteur peut, plutôt que d'imposer des tolérances plus serrées, choisir de prendre en compte les effets éventuels du défaut d'ajustage.*
- (3) Des fourrures en acier doivent être prévues si nécessaire pour que l'interstice résiduel ne dépasse pas la limite spécifiée.
- (4) *Sauf spécification d'une valeur plus grande, l'épaisseur minimale d'une fourrure en acier est de :*
- 2 mm si l'assemblage n'est pas en plein air, ni exposé à des agents corrosifs,
  - 4 mm s'il est en plein air ou exposé à des agents corrosifs.

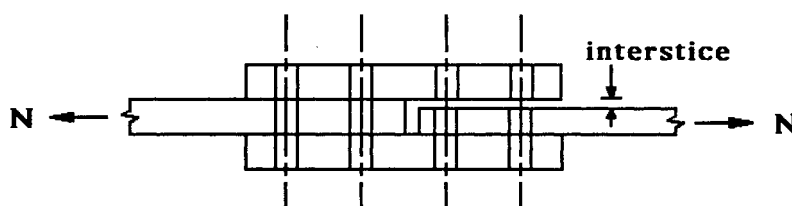


Figure 7.1 Interstice maximal entre surfaces adjacents

## **7.6 Assemblages soudés**

- (1) Le montage et le soudage doivent être exécutés de sorte que les dimensions finales restent dans les limites des tolérances.
- (2) Les spécifications du Projet doivent contenir toutes précisions relatives à tous les assemblages nécessitant :
  - des modes opératoires de soudage particuliers,
  - des niveaux de contrôle de qualité particuliers,
  - des contrôles particuliers,
  - des essais particuliers.
- (3) Le soudage peut être exécuté sur le chantier, sauf interdiction formulée dans les spécifications du Projet.
- (4) *Les plans d'exécution doivent indiquer clairement si les soudures doivent être à pleine pénétration ou à pénétration partielle. L'épaisseur de gorge des cordons de soudure à pénétration partielle doit être spécifiée.*

## **7.7 Tolérances**

### **7.7.1 Types de tolérances**

- (1) Les tolérances "normales" sont les limites des écarts de dimensions nécessaires pour :
  - satisfaire aux hypothèses de calcul des structures sous charges statiques,
  - définir, en l'absence de toute autre exigence, des tolérances acceptables pour les ossatures de bâtiments.
- (2) Les tolérances "spéciales" sont des tolérances plus sévères nécessaires pour satisfaire aux hypothèses de calcul :
  - de structures autres que les ossatures courantes de bâtiments,
  - de structures principalement sollicitées à la fatigue.
- (3) Les tolérances "particulières" sont des tolérances encore plus sévères nécessaires pour satisfaire aux exigences fonctionnelles de certaines structures ou éléments structuraux, en rapport avec :
  - la fixation d'autres éléments porteurs ou non porteurs,
  - les cages d'ascenseurs (ou d'élévateurs),
  - les voies de ponts roulants,
  - d'autres critères tels que les jeux,
  - l'alignement de la façade d'un immeuble.

### 7.7.2 Application des tolérances

- (1) Toutes les valeurs de tolérances spécifiées en 7.7 sont à considérer comme des tolérances "normales".
- (2) Les tolérances "normales" s'appliquent aux ossatures conventionnelles en acier, à un ou plusieurs étages, de bâtiments résidentiels, administratifs, commerciaux et industriels, sauf si des tolérances "spéciales" ou "particulières" sont spécifiées.
- (3) Toutes les tolérances "spéciales" ou "particulières" requises doivent être détaillées dans les spécifications du Projet.
- (4) *Toutes les tolérances "spéciales" et "particulières" requises doivent également être indiquées sur les plans appropriés.*

### 7.7.3 Tolérances normales de montage

- (1) La structure métallique non chargée, après montage, doit respecter les critères de tolérances spécifiés au tableau 7.1 (voir figures 7.2.1 et 7.2.2).
- (2) Chaque critère donné dans le tableau est considéré isolément et doit être satisfait indépendamment de tout autre critère de tolérance.
- (3) Les tolérances de montage spécifiées au tableau 7.1 s'appliquent aux points de référence suivants :
  - pour un poteau, à son centre réel au niveau de chaque plancher ainsi qu'à sa base, hors plaque d'assise ou plaque supérieure.
  - pour une poutre, au milieu de la surface supérieure à chaque extrémité de la poutre, hors toute platine d'extrémité.

<b>Tableau 7.1 - Tolérances normales après montage</b>	
Critère	Ecart permis
Ecart de distance entre poteaux adjacents	$\pm 5$ mm
Dans un bâtiment à plusieurs étages, inclinaison d'un poteau entre planchers adjacents	0,002 h où h est la hauteur d'étage
Dans un bâtiment à plusieurs étages, écart d'emplacement d'un poteau à chaque niveau de plancher par rapport à une verticale passant par l'emplacement prévu du pied du poteau	$0,0035 \Sigma h / \sqrt{n}$ où $\Sigma h$ est la hauteur totale depuis la base jusqu'au niveau de plancher concerné et n est le nombre d'étages depuis la base jusqu'au niveau de plancher concerné
Inclinaison d'un poteau dans un bâtiment à un niveau (qui ne supporte pas de pont roulant), autre qu'un portique simple	0,0035 h où h est la hauteur du poteau
Inclinaison des poteaux d'un portique simple (qui ne supporte pas de pont roulant)	Moyenne : 0,002 h Individuellement : 0,010 h

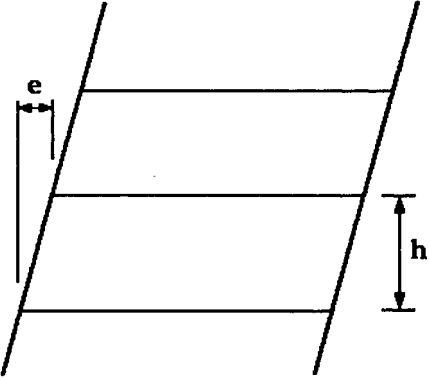
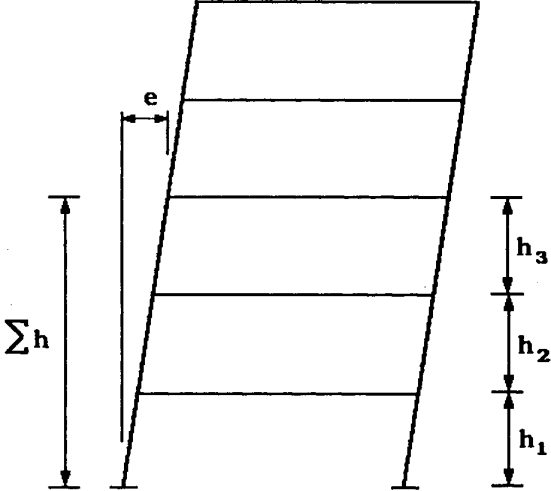
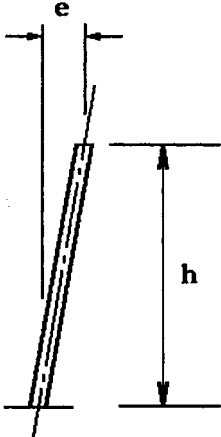
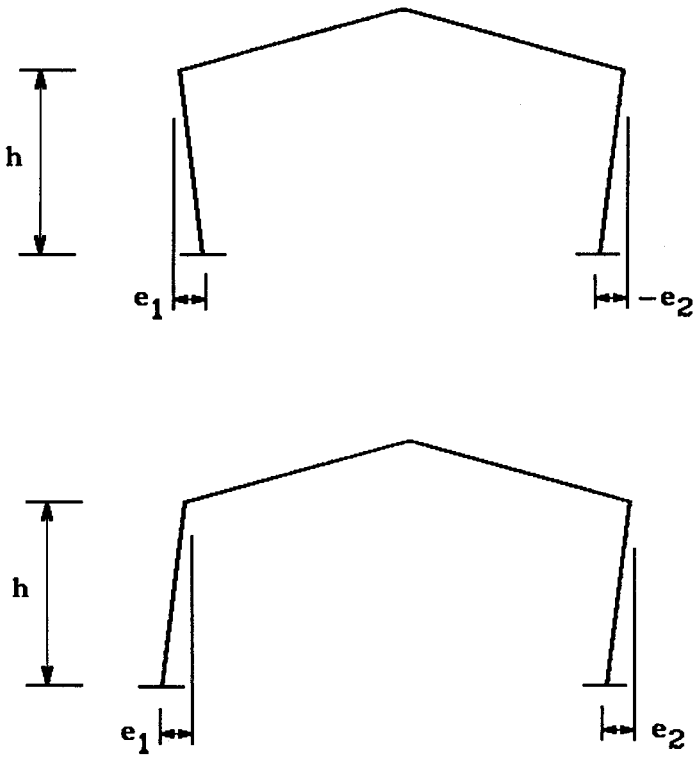
Critère	Description	Ecart permis
Inclinaison d'un poteau entre planchers adjacents		$e \leq 0,002 h$
Position de la base d'un poteau à un niveau quelconque par rapport à la verticale de la position prévue du pied du poteau		$e \leq \frac{0,0035 \sum h}{\sqrt{n}}$
Inclinaison d'un poteau dans un bâtiment à un étage sans pont roulant, autre qu'un portique simple		$e \leq 0,0035 h$

Figure 7.2.1 Tolérance normales après montage - Partie 1

Critère :	Inclinaison des poteaux d'un portique simple sans pont roulant
Description :	
	
Ecart permis :	
<p style="text-align: center;"><u>Inclinaison individuelle des poteaux</u></p> <p style="text-align: center;"><math>e_1 \leq 0,010 h \quad e_2 \leq 0,010 h</math></p> <p style="text-align: center;"><u>Inclinaison moyenne de la structure</u></p> <p style="text-align: center;"><math>\frac{e_1 + e_2}{2} \leq 0,002 h \quad \text{où} \quad e_1 \geq e_2</math></p>	
<b>Figure 7.2.2 Tolérances normales après montage - Partie 2</b>	

#### 7.7.4 Tolérances de fabrication

- (1) Les tolérances normales de fabrication sont celles spécifiées pour les ossatures de bâtiments dans la Norme de Référence 6.

(1) **A** Dans l'attente de la publication de la prénorme européenne sur l'exécution des structures en acier relevant du Comité Technique (CEN TC/135), les spécifications du Projet doivent fournir toutes prescriptions nécessaires, compatibles avec les règles de calcul, en s'inspirant si possible, de la dernière version en date du projet de cette prénorme.

- (2) Les tolérances spécifiées au tableau 7.2 sont celles qui ont été prises en compte lors de l'établissement des règles de calcul des divers types d'éléments. Dans les cas où le défaut de rectitude dépasse ces valeurs, le dépassement de tolérance doit être pris en compte dans les calculs.

Tableau 7.2 - Tolérances de fabrication incorporées dans les règles de calcul		
Critère	Ecart permis	
Rectitude d'un poteau (ou autre élément comprimé) entre points qui seront latéralement maintenus après achèvement du montage	$\pm 0,001 L$ $\pm 0,002 L$ où L	en général pour éléments en profil creux longueurs entre points latéralement maintenus après montage
Rectitude de la semelle comprimée d'une poutre par rapport à l'axe de faible inertie, entre points qui seront latéralement maintenus après achèvement du montage	$\pm 0,001 L$ $\pm 0,002 L$ où L	en général pour éléments en profil creux longueurs entre points latéralement maintenus après montage

#### 7.7.5 Position des boulons d'ancrage

- (1) Des tolérances doivent être spécifiées pour les écarts de position des boulons d'ancrage, afin de pouvoir respecter les tolérances prévues pour le montage de la structure.
- (2) Des tolérances doivent être spécifiées pour les niveaux des boulons d'ancrage, afin de pouvoir respecter les spécification relatives :
- au niveau de la plaque d'assise,
  - à l'épaisseur du matériau d'assise sous la plaque d'assise,
  - à la saillie du boulon au-delà de l'écrou, et
  - au nombre de filets libres en dessous de l'écrou.

- (3) Dans le groupe de boulons d'ancrage d'un élément, les écarts sur les espacements entre boulons ne doivent pas dépasser :
- boulons scellés :  $\pm 5$  mm entre centres de boulons
  - boulons montés dans des manchons :  $\pm 10$  mm entre centres de manchons.

## 7.8 Contrôle et essais

<b>C</b>	Parmi les normes visées ici, on se référera, pour ce qui concerne les aspects "Contrôle et essais", aux normes NF P 22-473, NF P 22-464, NF P 22-466, NF P 22-468 et P 22-469.
----------	--

- (1) Les exigences en matière de contrôle et d'essais doivent être celles spécifiées dans les Normes de Référence pour un niveau normal de contrôle et d'essais, sauf spécification de dispositions spéciales de contrôle.
- (2) Les critères de réception doivent être ceux spécifiés dans les Normes de Référence, sauf spécification de critères particuliers de réception.



## 8 Conception et dimensionnement assistés par l'expérimentation

### 8.1 Généralités

- (1) Les dispositions du présent chapitre constituent un guide à l'intention du concepteur qui désirerait s'appuyer sur des résultats expérimentaux.
- (2) Lorsque les modèles de calcul disponibles ne suffisent pas, il y a lieu de procéder à une expérimentation dont les résultats peuvent remplacer ou compléter le dimensionnement par le calcul.

(2) **C** Il est toujours souhaitable d'utiliser un modèle théorique de comportement. Toutefois, pour certaines productions particulières, on peut recourir à une détermination expérimentale de la résistance sans s'appuyer sur un modèle théorique, comme il vient d'être indiqué. On se référera alors aux procédures décrites à l'Annexe Y aussi bien pour le programme et la réalisation des essais que pour l'interprétation des résultats.

- (3) La vérification expérimentale peut également être entreprise lorsque les règles de calcul du présent Eurocode conduisent à des résultats non économiques. Toutefois, on doit conserver les hypothèses plaçant en sécurité qui, dans un modèle de calcul particulier, ont pour objet de tenir compte de facteurs défavorables non explicités dans le dit modèle de calcul.

(3) **C** Il appartient donc au responsable de l'expérimentation de répertorier tous les facteurs pouvant avoir une influence sur le comportement du produit ou système étudié, sans oublier ceux qui sont pris en compte forfaitairement dans les modèles de calcul.

- (4) La programmation, la réalisation, l'exploitation et le compte-rendu des essais doivent être conformes aux conditions minimales requises dans le présent chapitre.
- (5) *Les conditions et les dispositifs d'essais variant largement, les procédures d'essais doivent être approuvées au préalable par tous les intéressés.*

### 8.2 Programme des essais

- (1) Le programme expérimental doit être fondé sur un modèle théorique de comportement éventuellement incomplet mais qui met en évidence l'influence d'une ou de plusieurs variables significatives de telle sorte que les phénomènes physiques fondamentaux soient correctement appréhendés. Ce programme est donc limité à l'évaluation de termes correctifs à introduire dans le modèle théorique.
- (2) Si l'on ne dispose pas d'un modèle théorique pertinent de comportement ou si l'on ne sait pas prévoir le mode de ruine, des essais préalables d'orientation sont nécessaires.
- (3) Avant qu'il ne soit procédé aux essais, le programme doit être formalisé par le concepteur et le laboratoire. Il précise le but des essais et contient toutes les instructions et spécifications nécessaires pour le choix et la préparation des corps d'épreuve, la réalisation des essais et l'interprétation des résultats.
- (4) *Pour mettre sur pied le programme d'essais, on peut se référer à l'Annexe Y (Informative).*

- (5) Le programme d'essais doit comporter les points suivants :
- (a) Liste des informations attendues des essais (par exemple : paramètres pertinents, domaine de validité).
  - (b) Description de toutes les propriétés des éléments structuraux expérimentés, susceptibles d'influencer le comportement à un état limite (par exemple : forme de l'élément, rigidité, nuance et qualité d'acier, propriétés des matériaux, paramètres géométriques et structuraux et leurs tolérances, paramètres influencés par les procédés de fabrication et de montage).
  - (c) Spécifications relatives aux corps d'épreuve (par exemple : procédures d'échantillonnage, spécifications pour les dimensions, le matériau et la fabrication des prototypes, nombre de corps d'épreuve, nombre de catégories de corps d'épreuve, conditions de liaison).
  - (d) Description des actions auxquelles sont soumis les éléments et qui mettent en jeu les propriétés énoncées en (b), (par exemple : dispositions, cas et combinaisons de charges).
  - (e) Spécifications des modalités de chargement et des conditions d'ambiance lors des essais (par exemple : points d'application des charges, méthodes de mise en charge, trajet de chargement, températures).

<b>(5) C</b>	(e) Par <u>trajet de chargement</u> , on entend l'évolution du chargement dans le temps et dans l'espace (dans le temps, par exemple : chargement par paliers, dans l'espace, par exemple : application de charges mobiles).
--------------	--

- (f) Modes de ruine et modèles de calcul approchés avec leurs variables significatives (voir 8.2.(1)).
  - (g) Dispositions expérimentales (y compris les moyens permettant d'assurer la résistance et la rigidité des dispositifs de chargement et d'appui et ceux permettant la libre déformation des pièces essayées).
  - (h) Détermination de l'instrumentation : pilotage, points et méthodes de mesure, enregistrement (par exemple : évolution dans le temps des efforts, des déformations et des flèches).
  - (i) Détermination du mode d'application de la charge et de son contrôle (efforts contrôlés, déformations contrôlées).
  - (k) Précision requise des mesures et des appareils.
- (6) Toutes les informations concernant l'échantillonnage ou la fabrication des corps d'épreuve doivent être consignées. Des mesures préalables aux essais sont effectuées sur les corps d'épreuve pour vérifier que le programme d'essais est applicable dans sa totalité. Sinon, il doit être révisé.

### 8.3 Réalisation des essais

- (1) L'exécution des essais ne doit être confiée qu'à des organismes dont le personnel a la compétence et l'expérience suffisantes pour la programmation, la réalisation et l'interprétation des essais.
- (2) Le laboratoire doit disposer de moyens d'essais adaptés et d'une organisation garantissant que les essais seront conduits avec soin et correctement documentés.

### 8.4 Interprétation des résultats

- (1) L'interprétation des résultats doit tenir compte du caractère aléatoire de toutes les données.

(1) **C** On entend par données, les variables aléatoires intervenant dans la formulation de l'Annexe Z<sup>\*)</sup> (variables de base et variables de correction du modèle).

- (2) *Il convient que l'interprétation des résultats expérimentaux soit faite conformément à la méthode présentée dans l'Annexe Z<sup>\*)</sup>.*

### 8.5 Compte rendu d'essai

- (1) Le compte rendu d'essai comprend les éléments suivants :
  - le programme d'essais (y compris les révisions éventuelles),
  - la description et les spécifications de tous les corps d'épreuve,
  - les dispositions expérimentales détaillées,
  - des commentaires détaillés sur le déroulement des essais,
  - les résultats nécessaires à l'interprétation des essais.

(1) **A** Le compte-rendu peut comprendre, en particulier, des commentaires sur tous les incidents survenus en cours d'essai. Il peut également comprendre éventuellement une interprétation des résultats.

---

<sup>\*)</sup> En préparation

## 9 Fatigue

### 9.1 Généralités

#### 9.1.1 Notions de base

- (1) L'objet du dimensionnement d'une structure à l'état limite de fatigue est de s'assurer, avec un niveau acceptable de probabilité, que son comportement reste satisfaisant pendant toute la durée de vie de calcul, de sorte qu'il soit improbable que la structure soit ruinée par fatigue ou nécessite la réparation de désordres provoqués par la fatigue.
- (2) Le degré requis de sécurité est obtenu par l'application des coefficients partiels de sécurité adéquats (voir 9.3).

#### 9.1.2 Objet

- (1) Ce chapitre présente une méthode générale de vérification à la fatigue des structures et des éléments structuraux soumis à des variations répétées de contrainte.
- (2) Cette procédure de vérification présuppose que la structure a été dimensionnée conformément aux conditions requises dans cet Eurocode pour les autres états limites.
- (3) Les procédures de vérification à la fatigue données dans ce chapitre ne sont applicables qu'à la condition que tous les aciers de construction, les organes de fixation et les produits de soudage soient conformes aux dispositions du Chapitre 3.

#### 9.1.3 Restrictions

- (1) Toutes les contraintes nominales (voir 9.1.5(7)) prises en compte dans la vérification à la fatigue doivent rester dans le domaine élastique du matériau. L'étendue de variation de la valeur de calcul de ces contraintes ne doit pas dépasser  $1,5 f_y$  pour les contraintes normales ou  $1,5 f_y / \sqrt{3}$  pour les contraintes de cisaillement.

- (1) **I** La clause (1) est invalidée et remplacée par :  
Toutes les contraintes nominales (voir 9.1.5(7)) prises en compte dans la vérification à la fatigue doivent rester dans le domaine élastique du matériau. L'étendue maximale de variation des contraintes nominales, calculée en considérant l'ensemble des combinaisons rares relatives aux états limites de service (voir 2.3.4(2)), ne doit pas dépasser  $1,5 f_y$  pour les contraintes normales ou  $1,5 f_y / \sqrt{3}$  pour les contraintes de cisaillement.

- (2) Les résistances à la fatigue spécifiées dans le présent chapitre s'appliquent aux structures adéquatement protégées contre la corrosion, dans des environnements corrosifs peu sévères, tels que les conditions atmosphériques normales (piqures inférieures à 1 mm).

- (2) **C** Dans le cas d'une atmosphère corrosive, le chapitre 9 reste applicable lorsque la mise en oeuvre de moyens adéquats de protection et de maintenance est prévue pendant la durée de vie requise.

- (3) Les procédures de vérification à la fatigue présentées dans ce chapitre concernent uniquement les structures soumises à des températures qui ne dépassent pas 150°C.

### 9.1.4 Cas où la vérification à la fatigue n'est pas nécessaire

(1) La vérification à la fatigue n'est pas requise pour les ossatures de bâtiments, à l'exception des cas suivantes :

(a) éléments supportant des dispositifs de levage ou des charges roulantes,

(1) (a) **A** Faute de code de charges de fatigue compatible avec le format du présent Eurocode, la vérification à la fatigue des chemins de roulements de ponts roulants n'est pas couverte par cette norme expérimentale française.

(b) éléments sollicités par des cycles répétés de contraintes dûs à des machines vibrantes,

(c) éléments soumis à des oscillations dues au vent,

(1) (c) **C** En général, les éléments de structures des bâtiments courants soumis au vent n'ont pas à être vérifiés à la fatigue, sauf si ces éléments font l'objet de sollicitations dynamiques amplifiées particulières, consécutives à l'action du vent (sollicitations longitudinales ou transversales).

(d) éléments soumis à des oscillations induites par le rassemblement de personnes.

(2) La vérification à la fatigue n'est pas requise lorsqu'une des conditions suivantes est satisfaite :

(a) La plus grande étendue de contrainte nominale  $\Delta\sigma$  vérifie :

$$\gamma_{Ff} \Delta\sigma \leq 26 / \gamma_{Mf} \quad \text{N/mm}^2 \quad (9.1)$$

(b) Le nombre total N de cycles de contraintes vérifie :

$$N \leq 2 \times 10^6 \left[ \frac{36 / \gamma_{Mf}}{\gamma_{Ff} \Delta\sigma_{E.2}} \right]^3 \quad (9.2)$$

où  $\Delta\sigma_{E.2}$  est l'étendue de contrainte équivalente, en  $\text{N/mm}^2$

(c) Si une limite de fatigue à amplitude constante  $\Delta\sigma_D$  est spécifiée pour un détail, la plus grande étendue de contrainte (nominale ou géométrique selon le cas)  $\Delta\sigma$  satisfait à la condition :

$$\gamma_{Ff} \Delta\sigma \leq \Delta\sigma_D / \gamma_{Mf} \quad (9.3)$$

(2) **I** La clause (2) est invalidée, la condition (a) est supprimé et les conditions (b) et (c) sont modifiées comme suit :

La vérification à la fatigue n'est pas requise lorsqu'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

(b) Le nombre total N de cycles de contrainte pour la durée de vie requise vérifie :

$$N \leq 2 \cdot 10^6 \left[ \frac{36 / \gamma_{Mf}}{\gamma_{Ff} \Delta\sigma_{E.2}} \right]^3 \quad (9.2)$$

.../...	où $\Delta\sigma_{E,2}$ est l'étendue de contrainte, nominale ou géométrique, équivalente, en N/mm <sup>2</sup> .
(c)	Si une limite de fatigue sous amplitude constante $\Delta\sigma_D$ est spécifiée pour un détail, l'étendue maximale de variation de contrainte (nominale ou géométrique), calculée en considérant l'ensemble des combinaisons rares relatives aux états limites de service, satisfait à la condition :
	$\gamma_{Ff} \Delta\sigma \leq \Delta\sigma_D / \gamma_{Mf}$ (9.3)

### 9.1.5 Définitions

- (1) **Fatigue** : Endommagement d'une partie de la structure, dû à la propagation lente d'une fissure provoquée par des fluctuations répétées de contrainte.
- (2) **Chargement de fatigue** : Un ensemble d'événements-charges représentatifs, décrit par les positions des charges, leur intensité et leur fréquence relative d'occurrence.
- (3) **Événement-charge** : Une séquence bien définie d'application de charges à la structure, donnant naissance à un historique de contraintes.
- (4) **Chargement de fatigue équivalent d'amplitude constante** : Chargement simplifié d'amplitude constante représentant les effets de fatigue des événements-charges réels d'amplitude variable.
- (5) **Historique de contraintes** : Enregistrement, ou calcul, de la variation des contraintes à un point particulier dans une structure, au cours d'un événement-charge.
- (6) **Etendue de contrainte** : La différence algébrique entre les deux extrêmes d'un cycle particulier de contrainte faisant partie d'un historique de contraintes ( $\Delta\sigma = \sigma_{\max} - \sigma_{\min}$  ou  $\Delta\tau = \tau_{\max} - \tau_{\min}$ ).
- (7) **Contrainte nominale** : Une contrainte dans le métal de base à l'emplacement potentiel d'une fissure, calculée selon la théorie élastique simple de la résistance des matériaux, à l'exclusion de tous les effets de concentration de contrainte.
- (8) **Contrainte nominale modifiée** : Une contrainte nominale multipliée par un facteur adéquat de concentration de contrainte, afin de tenir compte d'une discontinuité géométrique qui n'a pas été prise en considération dans la classification d'un détail particulier de construction.

(8) <b>C</b>	La contrainte nominale modifiée tient également compte des autres effets mentionnés en 9.4.2(2).
--------------	--

- (9) **Contrainte géométrique** : La contrainte principale maximale dans le métal de base, au pied du cordon de soudure, avec prise en compte des effets de concentration de contrainte dûs à la géométrie d'ensemble d'un détail particulier de construction, mais à l'exclusion des effets de concentration de contrainte locale dûs à la géométrie de la soudure et aux discontinuités dans le cordon et dans le métal de base adjacent.

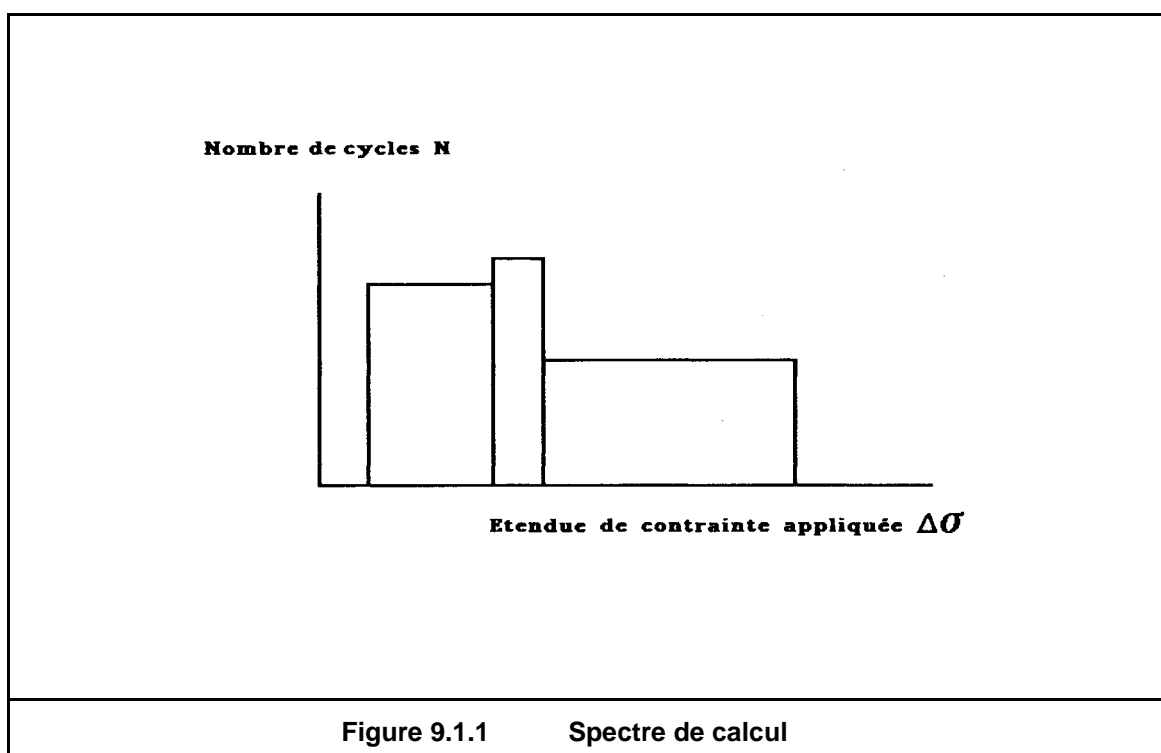
**Note** : La contrainte géométrique est également appelée "contrainte au point chaud".

- (10) La **Méthode de la goutte d'eau** et la **Méthode du réservoir** : Méthodes particulières pour l'élaboration d'un histogramme des étendues de contrainte à partir d'un historique donné.

Note : Ce sont deux versions de la même méthode de base

- (11) **Spectre d'étendues de contrainte** : Histogramme de la fréquence d'apparition de toutes les valeurs des étendues de contraintes, enregistré ou calculé pour un événement de charge donné.

- (12) **Spectre de calcul** : L'ensemble de tous les spectres d'étendues de contrainte à considérer pour la vérification à la fatigue, voir figure 9.1.1.



- (13) **Etendue de contrainte équivalente** : Etendue de contrainte qui, à amplitude constante, produirait la même durée de vie à la fatigue que celle obtenue pour le spectre des étendues de contrainte d'amplitude variable, la comparaison étant basée sur la sommation de Miner.

- (14) *Par commodité, on pourra considérer une étendue de contrainte équivalente sur la base d'un nombre total de 2 millions de cycles d'étendues de contrainte d'amplitude variable appliqués.*

- (15) **Durée de vie à la fatigue** : Nombre total de cycles d'étendues de contrainte conduisant à la ruine par fatigue.

- (16) **Sommation de Miner** : Calcul linéaire de l'endommagement cumulé, fondé sur la règle de Palmgren-Miner.

(17) **Limite de fatigue sous amplitude constante** : Valeur seuil d'étendue de contrainte au-dessus de laquelle il faut procéder à une estimation de la résistance à la fatigue.

(17) C	La clause 9.1.4(2) explicite cette définition.
--------	--

(18) **Catégorie de détail constructif** : La classe d'un détail constructif particulier, soudé ou boulonné, indiquant la courbe de résistance à la fatigue à appliquer pour estimer sa résistance.

(19) **Courbe de résistance à la fatigue** : Relation quantitative définissant la ruine à la fatigue en fonction de l'étendue des contraintes et du nombre de cycles de contrainte, utilisée pour estimer la résistance d'une catégorie de détails constructifs, voir figure 9.1.2.

(20) **Durée de vie de calcul** : Durée de référence pendant laquelle la structure doit se comporter en sécurité, avec un degré acceptable de probabilité, vis-à-vis du risque de ruine due à la fissuration par fatigue.

(21) **Limite de troncature** : Limite en dessous de laquelle les étendues de contrainte du spectre de calcul ne contribuent pas à l'endommagement.



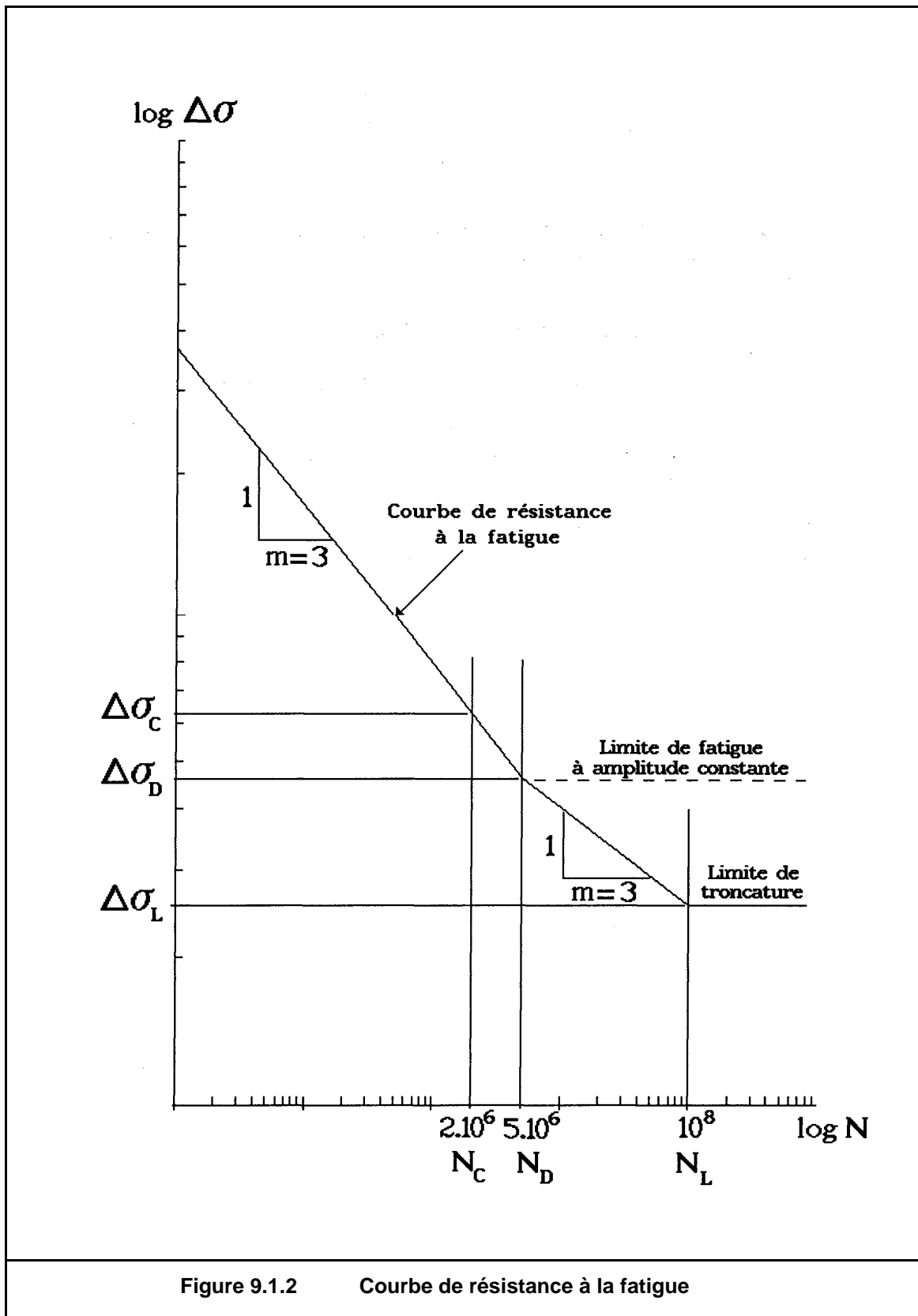


Figure 9.1.2 Courbe de résistance à la fatigue

### 9.1.6 Symboles

$\gamma_{Ff}$	Coefficient partiel de sécurité pour les charges de fatigue.
$\gamma_{Mf}$	Coefficient partiel de sécurité pour la résistance à la fatigue.
$\sigma_{max}, \sigma_{min}$	Valeurs maximale et minimale des contraintes variables dans un cycle de contraintes.
$\Delta\sigma$	Etendue de la contrainte nominale (contrainte normale).
$\Delta\sigma_D$	Limite de fatigue (étendue de contrainte) sous amplitude constante.
$\Delta\sigma_R$	Résistance à la fatigue (contrainte normale).
$\Delta\sigma_C$	Valeur de référence de la résistance à la fatigue à 2 millions de cycles (contrainte normale).
$\Delta\sigma_E$	Etendue de contrainte équivalente à amplitude constante (contrainte normale).
$\Delta\sigma_{E.2}$	Etendue de contrainte équivalente à amplitude constante sur la base de 2 millions de cycles (contrainte normale).
$\Delta\sigma_L$	Limite de troncature.
$\Delta\tau$	Etendue de contrainte nominale (contrainte de cisaillement).
$\Delta\tau_R$	Résistance à la fatigue (contrainte de cisaillement).
$\Delta\tau_E$	Etendue de contrainte équivalente à amplitude constante (contrainte de cisaillement).
$\Delta\tau_{E.2}$	Etendue de contrainte équivalente à amplitude constante sur la base de 2 millions de cycles (contrainte de cisaillement).
$\Delta\tau_C$	Valeur de référence de la résistance à la fatigue à 2 millions de cycles (contrainte de cisaillement).
$m$	Constante de pente d'une courbe de résistance à la fatigue, prenant des valeurs de 3 et/ou 5.
$n_i$	Nombre de cycles d'étendue de contrainte $\Delta\sigma_i$ .
$N$	Nombre (ou nombre total) de cycles d'étendue de contrainte.
$N_i$	Nombre de cycles d'étendue de contrainte $\gamma_{Ff} \gamma_{Mf} \Delta\sigma_i$ provoquant la ruine.
$N_C$	Nombre de cycles (2 millions) auquel est définie la valeur de référence de la résistance à la fatigue.
$N_D$	Nombre de cycles (5 millions) auquel est définie la limite de fatigue sous amplitude constante.
$N_L$	Nombre de cycles (100 millions) auquel est définie la limite de troncature.
$\log$	Logarithme décimal.

## 9.2 Chargement de fatigue

(1) Le chargement de fatigue est prescrit dans l'ENV 1991 Eurocode 1<sup>\*)</sup> ou dans d'autres Codes d'actions pertinents.

(1) **A** Dans l'attente de la parution de l'Eurocode 1, les documents suivants sont applicables pour les chargements de fatigue dans les ossatures de bâtiment visées :

- (a) Chemins de roulement : voir l'amendement de 9.1.4(1)(a)
- (b) Autres charges : spécifications du Projet

(2) Le chargement utilisé pour la vérification à la fatigue doit être une valeur caractéristique représentant les charges de service anticipées pendant la durée de vie de calcul, avec une probabilité connue et suffisante.

(2) **C** La durée de vie de calcul est fixée par les spécifications du Projet.

(3) Le chargement de fatigue peut englober des événements-charge divers, définis par des séquences complètes de mise en charge de la structure, chacune de ces séquences étant caractérisée par sa fréquence relative d'apparition ainsi que par son niveau et sa position géométrique d'application.

(4) Les effets dynamiques seront pris en compte lorsque la réponse de la structure contribuera à la modification du spectre de calcul.

(5) A défaut de données plus précises, on peut appliquer les facteurs d'amplification dynamique relatifs à l'état limite statique considéré.

(6) L'effet d'un événement-charge sera représenté par son historique de contraintes ; voir 9.1.5(5).

(7) *Les modèles de charges utilisés pour la vérification à la fatigue de structures telles que ponts et appareils de levage, devraient prendre en considération les éventuels changements d'utilisation, du type augmentation du trafic ou modification de la fréquence de chargement.*

(8) *D'éventuels changements de cette nature doivent aussi être pris en compte lorsque la vérification à la fatigue est fondée sur un historique mesuré de contraintes.*

(9) *Un calcul simplifié peut être fondé sur un chargement de fatigue équivalent, représentant les effets de fatigue du spectre complet des événements-charge.*

(10) *Le chargement équivalent de fatigue peut varier avec les dimensions et l'emplacement de l'élément structural.*

---

<sup>\*)</sup> En préparation

### 9.3 Coefficients partiels de sécurité

#### 9.3.1 Généralités

(1) Les valeurs des coefficients partiels de sécurité à adopter doivent faire l'objet d'un accord préalable entre le client, le concepteur et l'autorité publique compétente, de manière appropriée compte tenu :

- de la facilité d'accès pour l'inspection ou la réparation, ainsi que de la fréquence probable des inspections et des travaux d'entretien,
- des conséquences d'une ruine éventuelle.

(2) *L'inspection peut permettre de détecter des fissures de fatigue avant l'apparition des dégâts subséquents. Une telle inspection est visuelle sauf mention contraire dans les spécifications du Projet.*

*Note :* L'inspection en service n'est pas une exigence de l'ENV 1993-1-1 Eurocode 3 : Partie 1,1 et, si elle est exigée, celle-ci devrait être soumise à un accord préalable.

(2) **I** *La clause (2) est invalidée, la note qui y figure n'ayant pas lieu d'être. La clause (2) est donc remplacée par :*

*L'inspection peut permettre de détecter des fissures de fatigue avant l'apparition des dégâts subséquents. Une telle inspection est visuelle sauf mention contraire dans les spécifications du Projet.*

(3) *Quelles que soient les circonstances, la possibilité d'une ruine générale sans avertissement est inadmissible.*

(3) **C** L'éventualité d'une ruine générale sans avertissement est traitée par une valeur adéquate des coefficients de sécurité.

(4) *Il peut y avoir des difficultés d'accès pour l'inspection ou la réparation qui rendent la détection ou la réparation des fissures impraticables. Le client devrait en être informé afin que des mesures appropriées pour l'inspection puissent être prises.*

(4) **C** Il s'agit ici des éléments dont l'intégrité est essentielle pour la sécurité de la structure.

#### 9.3.2 Coefficients partiels de sécurité pour le chargement de fatigue

(1) Pour prendre en considération les incertitudes dans l'analyse d'une structure à la fatigue, les étendues des contraintes de calcul pour l'estimation de la résistance à la fatigue doivent incorporer un coefficient partiel de sécurité  $\gamma_{FF}$ .

- (2) Le coefficient partiel de sécurité  $\gamma_{Ff}$  couvre les incertitudes relatives :
- aux niveaux des charges appliquées,
  - à la transformation de ces charges en contraintes et étendues de contrainte,
  - à l'estimation du spectre équivalent d'étendues de contrainte d'amplitude constante à partir du spectre des étendues de contrainte de calcul,
  - à la durée de vie de calcul de la structure, et à l'évolution du chargement de fatigue pendant cette durée de vie requise.
- (3) *Le chargement de fatigue donné dans l'ENV 1991 Eurocode 1<sup>\*)</sup> englobe déjà une valeur appropriée du coefficient partiel de sécurité  $\gamma_{Ff}$ .*
- (4) *Sauf spécification contraire dans les Parties suivantes du présent Eurocode, ou dans le Code d'actions approprié, on peut appliquer au chargement de fatigue un coefficient  $\gamma_{Ff}$  égal à  $\boxed{1,0}$ .*

### 9.3.3 Coefficients partiels de sécurité pour la résistance à la fatigue

- (1) Dans la procédure de vérification à la fatigue, pour tenir compte des incertitudes sur la résistance, la valeur de calcul de la résistance à la fatigue est obtenue par application d'un coefficient partiel de sécurité  $\gamma_{Mf}$ .
- (2) Le coefficient  $\gamma_{Mf}$  couvre les incertitudes relatives aux effets suivants :
- la taille du détail constructif,
  - la dimension, la forme et la proximité des discontinuités,
  - les concentrations locales de contraintes dues aux aléas du soudage.
  - la diversité des modes opératoires de soudage et les effets métallurgiques.

### 9.3.4 Valeurs recommandées de $\gamma_{Mf}$

- (1) Les valeurs recommandées dans cette clause ont été déterminées en supposant que les procédures d'assurance qualité appliquées assurent que les détails constructifs sont fabriqués conformément aux conditions de qualité requises pour les structures sollicitées à la fatigue, telles qu'elles sont définies dans la Norme de Référence 9, voir Annexe B (normative).

<p>(1) <b>A</b> En attendant la parution de la Norme de Référence 9, on appliquera pour les structures de bâtiments visées la norme NF P 22-471 ; les détails constructifs devront satisfaire aux critères d'acceptation de défauts relatifs à la classe de qualité 2, tels que précisés au tableau 5 de cette norme (examen visuel).</p>
---

---

<sup>\*)</sup> En préparation

- (2) En ce qui concerne les conséquences de la ruine, deux cas peuvent se présenter :
- Éléments "redondants", c'est-à-dire que la ruine locale d'un élément constitutif n'a pas pour conséquence la ruine de la structure,
  - Éléments "non redondants", c'est-à-dire que la ruine locale d'un élément constitutif conduit rapidement à la ruine de la structure.

(2) **C** Un élément dont la ruine locale entraîne la ruine globale de la structure par redistribution des efforts, ne doit pas être considéré comme redondant.

(3) Les valeurs recommandées du coefficient partiel de sécurité  $\gamma_{Mf}$  sont données au tableau 9.3.1 ; elles s'appliquent à la résistance à la fatigue.

(3) **I** Le tableau 9.3.1 est invalidé et remplacé par le tableau 9.3.1 bis. Les valeurs recommandées du coefficient partiel de sécurité  $\gamma_{Mf}$  sont données au tableau 9.3.1 bis.

(4) Lorsque des valeurs de  $\gamma_{Ff}$  autres que **1,0** sont appliquées à la charge de fatigue, les valeurs de  $\gamma_{Mf}$  doivent être ajustées en conséquence.

(4) **I** Cette clause est invalidée, les valeurs de  $\gamma_{Mf}$  figurant au tableau 9.3.1 ayant été déterminées pour être valables quelles que soient les valeurs de  $\gamma_{Ff}$  fixées par ailleurs.

<b>Tableau 9.3.1</b> Coefficient partiel de sécurité $\gamma_{M1}$ pour la résistance à la fatigue		
Inspection et accès	Éléments "redondants"	Éléments non redondants"
Inspection*) et entretien périodiques. Détails d'assemblage accessibles.	<b>1,00</b>	<b>1,25</b>
Inspection*) et entretien périodiques. Accessibilité réduite	<b>1,15</b>	<b>1,35</b>
*) Voir 9.3.1(2) concernant l'inspection		

<b>Tableau 9.3.1 bis</b> Coefficient partiel de sécurité $\gamma_{M1}$ pour la résistance à la fatigue		
Inspection et accès	Éléments "redondants"	Éléments "non redondants"
Inspection*) et entretien périodiques. Détails d'assemblage accessibles.	1,00	1,20
Inspection*) et entretien périodiques. Accessibilité réduite	1,10	1,25
*) Voir 9.3.1(2) concernant l'inspection		

## 9.4 Spectres de contraintes de fatigue

### 9.4.1 Calcul des contraintes

- (1) Les contraintes sont déterminées par une analyse en élasticité de la structure sollicitée à la fatigue. La réponse dynamique de la structure ou l'effet de chocs seront pris en compte le cas échéant.

### 9.4.2 Etendues de contrainte dans le métal de base

- (1) On détermine les étendues soit de la contrainte nominale, soit de la contrainte géométrique, en fonction de la méthode de vérification adoptée.

(1) **C** La contrainte nominale à considérer est la contrainte nominale modifiée (s'il y a lieu).

- (2) Les contraintes dans un détail constructif doivent être déterminées en prenant en considération les contraintes résultant de l'excentrement de l'assemblage, les déformations imposées, les contraintes secondaires dues à la rigidité de l'assemblage, la redistribution des contraintes due au voilement et au traînage de cisaillement, ainsi que les effets de levier (voir Chapitre 6).

### 9.4.3 Etendues de contrainte dans les soudures

- (1) Dans les joints soudés transmettant des efforts par pénétration partielle ou par cordons d'angle, les efforts transmis par une longueur unitaire de cordon seront décomposés suivant les axes perpendiculaire et parallèle à l'axe longitudinal du cordon.
- (2) Les contraintes de fatigue dans la soudure sont :
- la contrainte normale  $\sigma_W$  perpendiculaire à l'axe du cordon,
  - le cisaillement  $\tau_W$  parallèle à l'axe du cordon.
- (3) Les valeurs appropriées de  $\sigma_W$  et  $\tau_W$  peuvent être obtenues en divisant la composante adéquate de l'effort transmis par une longueur unitaire du cordon, par l'épaisseur de gorge  $a$ .
- (4)  $\sigma_W$  et  $\tau_W$  peuvent également être évalués par la méthode donnée à l'Annexe M (normative), en prenant :

$$\sigma_W = [\sigma_{\perp}^2 + \tau_{\perp}^2]^{1/2} \quad \text{et} \quad \tau_W = \tau_{//} \quad (9.4)$$

#### 9.4.4 Spectre des étendues de contrainte de calcul

- (1) L'historique de contrainte résultant d'un événement-charge est réduit à un spectre des étendues de contrainte en utilisant une méthode éprouvée de comptage des cycles.
- (2) Pour un détail particulier, tous les spectres des étendues de contrainte, résultant de tous les événements-charge, sont additionnés pour fournir le spectre des étendues de contrainte de calcul utilisable pour la vérification à la fatigue.
- (3) *Le spectre des étendues de contrainte de calcul pour un détail ou un élément de construction peut être obtenu à partir de l'historique de la contrainte, par des essais adéquats ou par des calculs numériques basés sur la théorie de l'élasticité.*
- (4) *Pour de nombreuses applications, les méthodes de comptage des cycles de contrainte de la goutte d'eau ou du réservoir sont appropriées à l'utilisation de la sommation de Palmgren-Miner.*
- (5) *Les différents éléments constitutifs d'une structure peuvent avoir des spectres d'étendues de contrainte différents.*

### 9.5 Méthodes de vérification à la fatigue

#### 9.5.1 Généralités

- (1) La sécurité de la structure est vérifiée soit :
  - en termes de dommage cumulé, en comparant le dommage produit au dommage admissible, ou
  - en termes d'étendue équivalente de contrainte comparée à la résistance à la fatigue pour un nombre donné de cycles de contrainte.

(1) **C** Le dommage produit, comme l'étendue de contrainte équivalente, sont à calculer en considérant la durée de vie requise.

- (2) Pour une catégorie de détail constructif donnée, les contraintes à prendre en compte peuvent être des contraintes normales, ou des contraintes de cisaillement, ou les deux.
- (3) Pour les détails constructifs définis dans les tableaux de classification des détails (tableaux 9.8.1 à 9.8.7) on utilisera l'étendue de contrainte nominale, voir 9.5.2.
- (4) Les effets des discontinuités géométriques qui ne font pas partie directement du détail constructif, telles que trous, découpes ou angles rentrants, sont pris en compte séparément, soit par une analyse spéciale, soit en utilisant des coefficients adéquats de concentration de contraintes, afin de déterminer l'étendue de contrainte nominale modifiée.
- (5) Lorsqu'un détail constructif diffère d'un détail donné dans les tableaux de définition par une discontinuité géométrique inhérente au détail lui-même, on doit utiliser l'étendue de contrainte géométrique ; voir 9.5.3.
- (6) L'étendue de contrainte géométrique doit être utilisée pour les détails constructifs qui ne figurent pas dans les tableaux de classification, voir 9.5.3.



## 9.5.2 Vérification à la fatigue fondée sur les étendues de contrainte nominale

### 9.5.2.1 Chargement d'amplitude constante

- (1) Pour les chargements d'amplitude constante, le critère de vérification à la fatigue est donné par :

$$\gamma_{Ff} \Delta\sigma \leq \Delta\sigma_R / \gamma_{Mf} \quad (9.5)$$

avec  $\Delta\sigma$  étendue de contrainte nominale

et  $\Delta\sigma_R$  résistance à la fatigue de la catégorie de détails concernée, voir 9.8, pour le nombre total de cycles de contrainte  $N$  pendant la durée de vie de calcul requise.

### 9.5.2.2 Chargement d'amplitude variable

- (1) La vérification à la fatigue sous chargement d'amplitude variable, défini par un spectre de calcul, est basée sur la règle de cumul de dommage de Palmgren-Miner.

- (2) Si l'étendue maximale de contrainte provoquée par le chargement d'amplitude variable est plus grande que la limite de fatigue sous amplitude constante, la vérification à la fatigue doit être effectuée par l'une des méthodes suivantes.

a) Dommage cumulé, voir (3),

b) Etendue de contrainte constante équivalente, voir (7).

- (2) I La clause (2) est invalidée par référence à la clause 9.1.4(2), et remplacée par :

Si l'application de la clause 9.1.4(2) condition (c) ne permet pas de s'en affranchir, la vérification à la fatigue doit être effectuée par l'une des méthodes suivantes :

a) Dommage cumulé, voir (3),

b) Etendue de contrainte constante équivalente, voir (7).

- (3) La vérification du dommage cumulé peut être effectuée à l'aide de la formule :

$$D_d \leq 1 \quad \text{où} \quad D_d = \sum \frac{n_i}{N_i} \quad (9.6)$$

où

$n_i$  est le nombre de cycles d'étendue de contrainte  $\Delta\sigma_i$  pendant la durée de vie de calcul requise,

$N_i$  est le nombre de cycles d'étendue de contrainte  $\gamma_{Ff} \gamma_{Mf} \Delta\sigma_i$  conduisant à la ruine, pour la catégorie de détail concernée, voir 9.8.

- (4) Le calcul du dommage cumulé doit être fondé sur l'une des courbes suivantes :
- a) une courbe de résistance à la fatigue à une seule constante de pente,  $m = 3$  ;
  - b) une courbe de résistance à la fatigue à deux constantes de pente ( $m = 3$  et  $m = 5$ ), changeant à la limite de fatigue sous amplitude constante ;
  - c) une courbe de résistance à la fatigue à deux constantes de pente ( $m = 3$  et  $m = 5$ ) et une limite de troncature à  $N = 100$  millions de cycles ;
  - d) dans le cas décrit en 9.6.2.2(2), une courbe de résistance à la fatigue à une seule constante de pente  $m=5$  et une limite de troncature à  $N=100$  millions de cycles.

(4) **C** Dans les cas a) et b), le calcul est sécuritaire par rapport au cas c).  
Le cas d) concerne également les détails avec contraintes de cisaillement (voir 9.5.2.3).

(5) *Le cas (c) est le plus général. Les étendues de contraintes inférieures à la limite de troncature peuvent être négligées.*

(6) *Lorsque l'on utilise le cas (c) avec une limite de fatigue sous amplitude constante  $\Delta\sigma_D$  à 5 millions de cycles,  $N_i$  peut être calculé par le procédé suivant :*

- Si  $\gamma_{Ff} \Delta\sigma_i \geq \Delta\sigma_D / \gamma_{Mf}$  :

$$N_i = 5 \times 10^6 \left[ \frac{\Delta\sigma_D / \gamma_{Mf}}{\gamma_{Ff} \Delta\sigma_i} \right]^3 \quad (9.7)$$

- Si  $\Delta\sigma_D / \gamma_{Mf} > \gamma_{Ff} \Delta\sigma_i \geq \Delta\sigma_L / \gamma_{Mf}$  :

$$N_i = 5 \times 10^6 \left[ \frac{\Delta\sigma_D / \gamma_{Mf}}{\gamma_{Ff} \Delta\sigma_i} \right]^5 \quad (9.8)$$

- Si  $\gamma_{Ff} \Delta\sigma_i < \Delta\sigma_L / \gamma_{Mf}$  :

$$N_i = \infty \quad (9.9)$$

(7) Une vérification à la fatigue sous amplitude constante peut être obtenue, de façon équivalente, en vérifiant le critère :

$$\gamma_{Ff} \Delta\sigma_E \leq \Delta\sigma_R / \gamma_{Mf} \quad (9.10)$$

où

$\Delta\sigma_E$  étendue équivalente de contrainte à amplitude constante, conduisant, pour un nombre de cycles donné, au même dommage cumulé que le spectre de calcul.

$\Delta\sigma_R$  résistance à la fatigue relative à la catégorie concernée de détail constructif (voir 9.8) pour un nombre total de cycles d'étendue de contrainte de calcul identique à celui pris en compte pour déterminer  $\Delta\sigma_E$ .

- (8) *On se place en sécurité si l'on adopte pour le calcul de  $\Delta\sigma_E$  et  $\Delta\sigma_R$  une courbe de résistance à la fatigue à constante de pente unique  $m = 3$ .*
- (9) *Plus généralement,  $\Delta\sigma_E$  peut être calculée en prenant en compte la courbe de résistance à la fatigue à double pente ainsi que la limite de troncature, telles que définies à la figure 9.1.2.*
- (10) *En alternative, la vérification à la fatigue sous étendue équivalente de contrainte peut être effectuée à l'aide du critère spécifique :*

$$\gamma_{Ff} \Delta\sigma_{E,2} \leq \Delta\sigma_C / \gamma_{Mf} \quad (9.11)$$

où

$\Delta\sigma_{E,2}$  est l'étendue équivalente de contrainte à amplitude constante pour 2 millions de cycles, et

$\Delta\sigma_C$  est la valeur de référence de la résistance à la fatigue pour 2 millions de cycles de la catégorie de détail concernée, voir 9.8

### 9.5.2.3 Etendues de contrainte de cisaillement

- (1) Les étendues de contrainte nominale de cisaillement,  $\Delta\tau$ , doivent être traitées de la même façon que les étendues de contrainte nominale normale, mais en utilisant une seule constante de pente  $m = 5$ .
- (2) *Pour les contraintes de cisaillement,  $N_i$  peut être calculé comme suit :*

- Si  $\gamma_{Ff} \Delta\tau_i \geq \Delta\tau_L / \gamma_{Mf}$  :

$$N_i = 2 \times 10^6 \left[ \frac{\Delta\tau_C / \gamma_{Mf}}{\gamma_{Ff} \Delta\tau_i} \right]^5 \quad (9.12)$$

- Si  $\gamma_{Ff} \Delta\tau_i < \Delta\tau_L / \gamma_{Mf}$  :

$$N_i = \infty \quad (9.13)$$

#### 9.5.2.4 Combinaison d'étendues de contrainte normale et de cisaillement

- (1) En cas de combinaison de contrainte normale et de cisaillement, la vérification à la fatigue doit tenir compte de leurs effets combinés.
- (2) Si l'étendue équivalente de contrainte nominale de cisaillement représente moins de 15% de l'étendue équivalente de contrainte nominale normale, les effets de l'étendue de contrainte de cisaillement peuvent être négligés.
- (3) Excepté dans les gorges des soudures, on peut utiliser l'étendue de la contrainte principale maximale, lorsque les contraintes normale et de cisaillement produites par le même événement-charge varient simultanément, ou lorsque la direction de la contrainte principale maximale ne varie pas significativement durant l'événement-charge.
- (4) Si, au même endroit, les contraintes normales et les contraintes de cisaillement varient indépendamment, les dommages provoqués par ces deux contraintes doivent être estimés séparément par la loi de Palmgren-Miner puis combinés suivant le critère :

$$D_{d,\sigma} + D_{d,\tau} \leq 1 \quad (9.14)$$

où  $D_{d,\sigma} = \sum (n_i / N_i)$  pour les étendues de contrainte normale  $\Delta\sigma_i$ .

$D_{d,\tau} = \sum (n_i / N_i)$  pour les étendues de contrainte de cisaillement  $\Delta\tau_i$ .

- (5) Lorsque l'on utilise des étendues équivalentes de contrainte d'amplitude constante, ce critère devient généralement :

$$\left[ \frac{\gamma_{Ff} \Delta\sigma_E}{\Delta\sigma_R / \gamma_{Mf}} \right]^3 + \left[ \frac{\gamma_{Ff} \Delta\tau_E}{\Delta\tau_R / \gamma_{Mf}} \right]^5 \leq 1 \quad (9.15)$$

- (6) *En alternative, la vérification à la fatigue sous étendue équivalente de contrainte d'amplitude constante peut être effectuée à l'aide du critère spécifique :*

$$\left[ \frac{\gamma_{Ff} \Delta\sigma_{E.2}}{\Delta\sigma_C / \gamma_{Mf}} \right]^3 + \left[ \frac{\gamma_{Ff} \Delta\tau_{E.2}}{\Delta\tau_C / \gamma_{Mf}} \right]^5 \leq 1 \quad (9.16)$$

- (7) Les étendues de contrainte dans les soudures seront déterminées comme indiqué en 9.4.3. Les dommages provoqués par les contraintes normales et de cisaillement seront évalués séparément avec la règle de Palmgren-Miner, puis combinés suivant le critère :

$$D_{d,\sigma} + D_{d,\tau} \leq 1$$

où  $D_{d,\sigma} = \sum (n_i / N_i)$  pour les étendues de contrainte normale  $\sigma_w$  définies en 9.4.3.

et  $D_{d,\tau} = \sum (n_i / N_i)$  pour les étendues de contrainte de cisaillement  $\tau_w$  définies en 9.4.3.

### **9.5.3 Vérification à la fatigue fondée sur les étendues de contrainte géométrique**

- (1) La contrainte géométrique est la contrainte principale maximale dans le matériau de base adjacent au pied du cordon, avec prise en compte de la géométrie d'ensemble de l'assemblage et à l'exclusion des effets des concentrations locales de contraintes, dûs à la géométrie de la soudure ainsi qu'aux discontinuités au pied du cordon.
- (2) On doit rechercher la valeur maximale de l'étendue de contrainte géométrique en étudiant divers points au pied du cordon autour du joint soudé ou de la zone de concentration des contraintes.
- (3) Les contraintes géométriques peuvent être déterminées à l'aide de coefficients de concentration de contraintes obtenus par des formules paramétriques utilisées dans leur domaine de validité, par une analyse aux éléments finis, ou par un modèle expérimental.
- (4) La vérification à la fatigue basée sur l'étendue de contrainte géométrique est conduite de façon similaire aux vérifications présentées en 9.5.2, mais en remplaçant l'étendue de contrainte nominale par l'étendue de contrainte géométrique.
- (5) La résistance à la fatigue à utiliser dans les vérifications basées sur les étendues de contrainte géométrique est déterminée conformément à 9.6.3.

## 9.6 Résistance à la fatigue

### 9.6.1 Généralités

(1) La résistance à la fatigue est définie pour les contraintes normales par une série de courbes  $\log \Delta\sigma_R - \log N$ , chacune d'elles s'appliquant à une catégorie de détail constructif. Chaque catégorie de détail constructif est désignée par un nombre qui représente, en  $N/mm^2$ , la valeur de référence  $\Delta\sigma_C$  de la résistance à la fatigue à 2 millions de cycles, voir figure 9.6.1. Les valeurs utilisées sont des valeurs arrondies, correspondant aux catégories de détails constructifs du tableau 9.6.1.

(2) Les courbes de résistance à la fatigue pour les contraintes normales nominales sont définies par :

$$\log N = \log a - m \log \Delta\sigma_R \quad (9.18)$$

où

$\Delta\sigma_R$  est la résistance à la fatigue

$N$  est le nombre de cycles de variation de contrainte

$m$  est la constante de pente des courbes de résistances à la fatigue, dont la valeur est 3 et/ou 5.

$\log a$  est une constante qui dépend de la pente de la partie de courbe considérée, voir 9.6.2.1.

(3) Des courbes de fatigue similaires sont utilisées pour les contraintes de cisaillement, voir la figure 9.6.2 et le tableau 9.6.2.

(4) *Les courbes sont fondées sur des études expérimentales représentatives et, par conséquent, englobent les effets :*

- *des concentrations locales de contraintes dues à la géométrie du cordon de soudure,*
- *de la dimension et de la forme des discontinuités acceptables,*
- *de la direction de la contrainte,*
- *des contraintes résiduelles,*
- *des conditions métallurgiques,*
- *dans certains cas, des opérations de soudage et des procédés d'amélioration consécutifs.*

(5) En cas d'utilisation de résultats expérimentaux pour déterminer la catégorie appropriée à un détail constructif particulier, il convient de calculer, pour la variable  $\log N$  à 2 millions de cycles, la valeur caractéristique correspondant à une probabilité de dépassement de 95%. Cette valeur doit être estimée avec un niveau de confiance au moins égal à 75%. Le nombre de résultats (au moins égal à 10) doit être pris en compte dans l'analyse statistique.

- (6) Il faut tenir compte correctement du fait que dans les échantillons de petite dimension, les contraintes résiduelles sont assez faibles. La courbe de résistance à la fatigue qui en résulte doit donc être corrigée afin de tenir compte des effets de ces contraintes qui sont plus importantes dans les structures de grandeur réelle.
- (7) *Le niveau des discontinuités acceptables est défini dans la Norme de Référence 9 ; voir l'Annexe B (normative).*

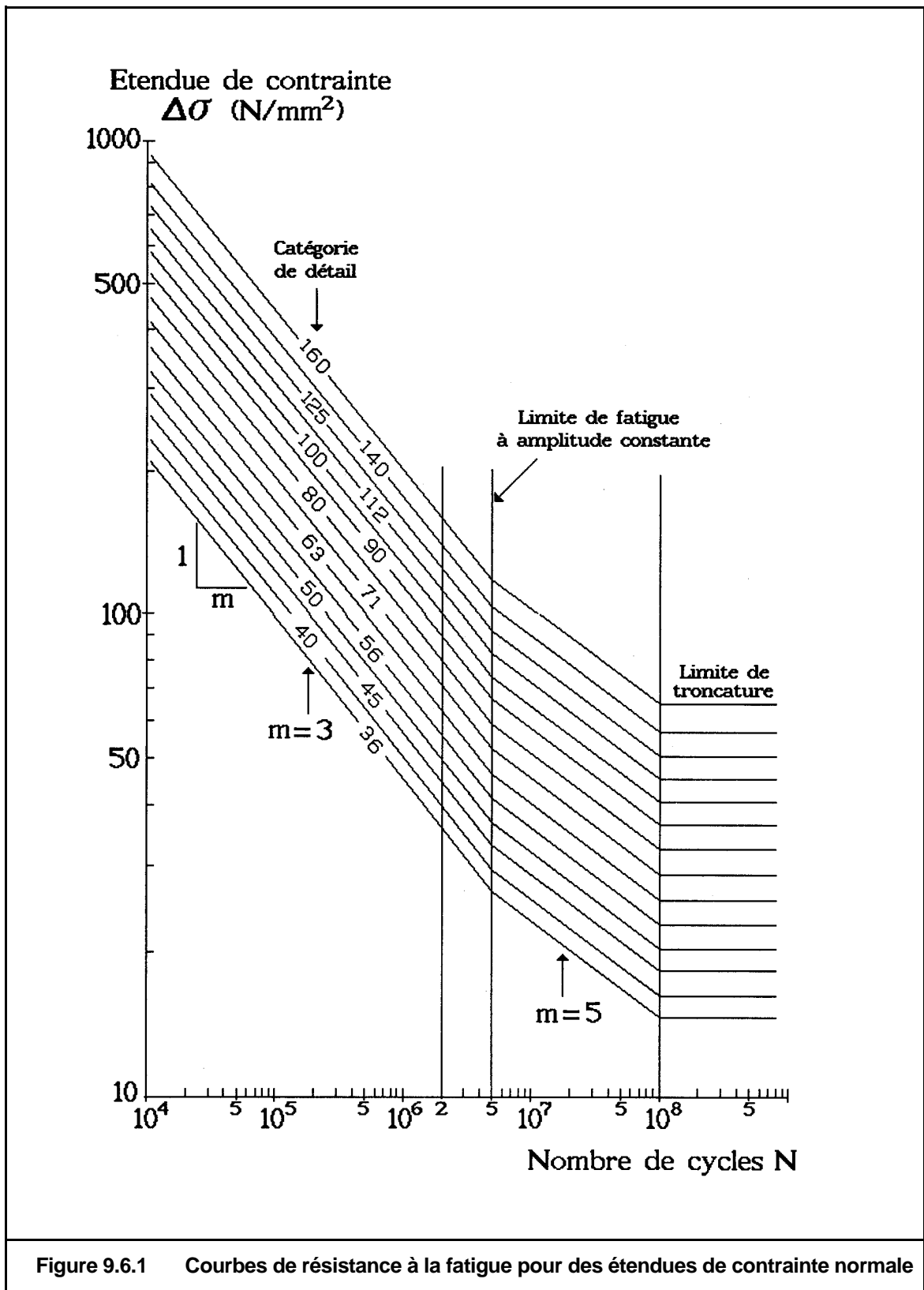
(7) **A** *En attendant la parution de la Norme de Référence 9, on se référera à la norme NF P 22-471, en considérant la classe de qualité 2 telle que définie par tableau 5 de cette norme.*

- (8) Des courbes différentes de résistance à la fatigue sont données pour :
- les détails classifiés, auxquels s'applique la méthode des étendues de contrainte nominale, voir 9.6.2.
  - les détails non-classifiés, auxquels s'applique la méthode des étendues de contrainte géométrique, voir 9.6.3.

## **9.6.2 Courbes de résistance à la fatigue des détails classifiés**

### **9.6.2.1 Courbes de résistance à la fatigue pour les sections ouvertes**

- (1) Les catégories de détails à utiliser pour divers détails constructifs de sections ouvertes sont données dans les 5 tableaux suivants :
- Tableau 9.8.1 : Détails non soudés
- Tableau 9.8.2 : Sections reconstituées soudées
- Tableau 9.8.3 : Soudures transversales en bout
- Tableau 9.8.4 : Attaches fixées par des soudures ne transmettant pas d'efforts
- Tableau 9.8.5 : Assemblages par soudures transmettant des efforts
- (2) Dans les tableaux 9.8.1 et suivants, les flèches dans les figures indiquent l'emplacement et la direction des contraintes auxquelles se réfèrent les résistances à la fatigue correspondantes.
- (3) La catégorie de détail utilisée pour désigner une courbe particulière de résistance à la fatigue correspond à la valeur de référence (en  $N/mm^2$ ) de la résistance à la fatigue à 2 millions de cycles,  $\Delta\sigma_C$  ou  $\Delta\tau_C$  selon le cas.
- (4) Des courbes de résistance à la fatigue pour des étendue de contrainte normale nominale sont données à la figure 9.6.1 pour un certain nombre de catégories de détails constructifs caractéristiques. La limite de fatigue sous amplitude constante de variation de contrainte correspond à la résistance à la fatigue pour 5 millions de cycles, et la limite de tronçature correspond à la résistance à la fatigue pour 100 millions de cycles.
- (5) Les valeurs correspondantes pour le calcul de la résistance à la fatigue sont données au tableau 9.6.1.





<b>Tableau 9.6.1 Valeurs numériques pour les courbes de résistance à la fatigue pour des étendues de contrainte normale</b>				
Catégorie de détail	log a pour $N < 10^8$		Etendue de contrainte à la limite de fatigue sous amplitude constante  ( $N = 5 \times 10^6$ )  $\Delta\sigma_D$ ( $N/mm^2$ )	Etendue de contrainte à la limite de troncature  ( $N = 10^8$ )  $\Delta\sigma_L$ ( $N/mm^2$ )
	$N \leq 5 \times 10^6$  ( $m = 3$ )	$N \geq 5 \times 10^6$  ( $m = 5$ )		
$\Delta\sigma_C$ ( $N/mm^2$ )				
160	12,901	17,036	117	64
140	12,751	16,786	104	57
125	12,601	16,536	93	51
112	12,451	16,286	83	45
100	12,301	16,036	74	40
90	12,151	15,786	66	36
80	12,001	15,536	59	32
71	11,851	15,286	52	29
63	11,701	15,036	46	26
56	11,551	14,786	41	23
50	11,401	14,536	37	20
45	11,251	14,286	33	18
40	11,101	14,036	29	16
36	10,951	13,786	26	14

- (6) Les courbes de résistance à la fatigue pour des étendues de contrainte de cisaillement nominale sont données à la figure 9.6.2. Elles ont une constante de pente unique  $m = 5$ . Ces courbes n'ont pas de limite de fatigue sous amplitude constante, mais la limite de troncature à 100 millions de cycles s'applique de la même façon que pour les étendues de contrainte normale nominale.
- (7) Les valeurs correspondantes pour calculer la résistance à la fatigue sont données au tableau 9.6.2.
- (8) La catégorie de détail 100 concerne le métal de base, les soudures en bout à pleine pénétration, et les boulons calibrés travaillant à la pression diamétrale, sollicités au cisaillement.
- (9) La catégorie de détail 80 concerne les cordons d'angle et les soudures en bout à pénétration partielle sollicités au cisaillement.

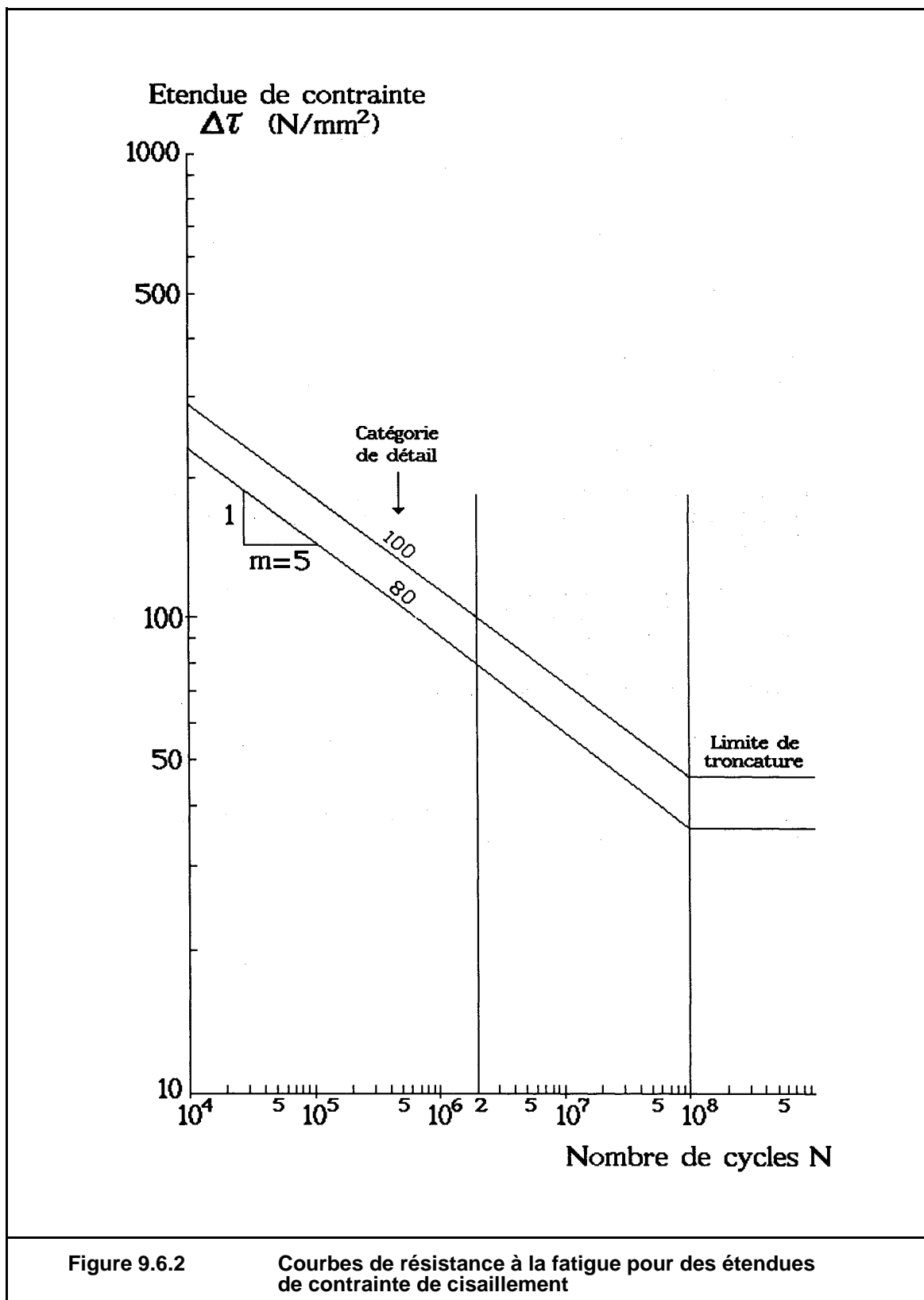


Tableau 9.6.2 Valeurs numériques pour les courbes de résistance à la fatigue pour des étendues de contrainte de cisaillement		
Catégorie de détail	$\log a$ pour $N < 10^8$ ( $m = 5$ )	Etendue de contrainte à la limite de troncature ( $N=10^8$ ) $\Delta\tau_L$ ( $N/mm^2$ )
$\Delta\tau_C$ ( $N/mm^2$ )		
100	16,301	46
80	15,801	36

### 9.6.2.2 Courbes de résistance à la fatigue des profils creux

- (1) Les courbes de résistance à la fatigue à utiliser pour les détails de profils creux présentés au tableau 9.8.6 sont celles données à la figure 9.6.1. Elles ont deux constantes de pente  $m = 3$  et  $m = 5$ .
- (2) Les courbes de résistance à la fatigue à utiliser pour les détails d'assemblage de profils creux de poutres à treillis présentés au tableau 9.8.7 sont données à la figure 9.6.3. Elles ont une constante de pente unique  $m = 5$ .

(2) C	Ces courbes n'ont pas de limite de fatigue sous amplitude constante.
-------	--

- (3) Les valeurs correspondantes pour le calcul de la résistance à la fatigue sont données au tableau 9.6.3.
- (4) L'épaisseur de gorge d'un cordon de soudure d'angle ne doit pas être inférieure à l'épaisseur de paroi de l'élément en profil creux qu'il attache.

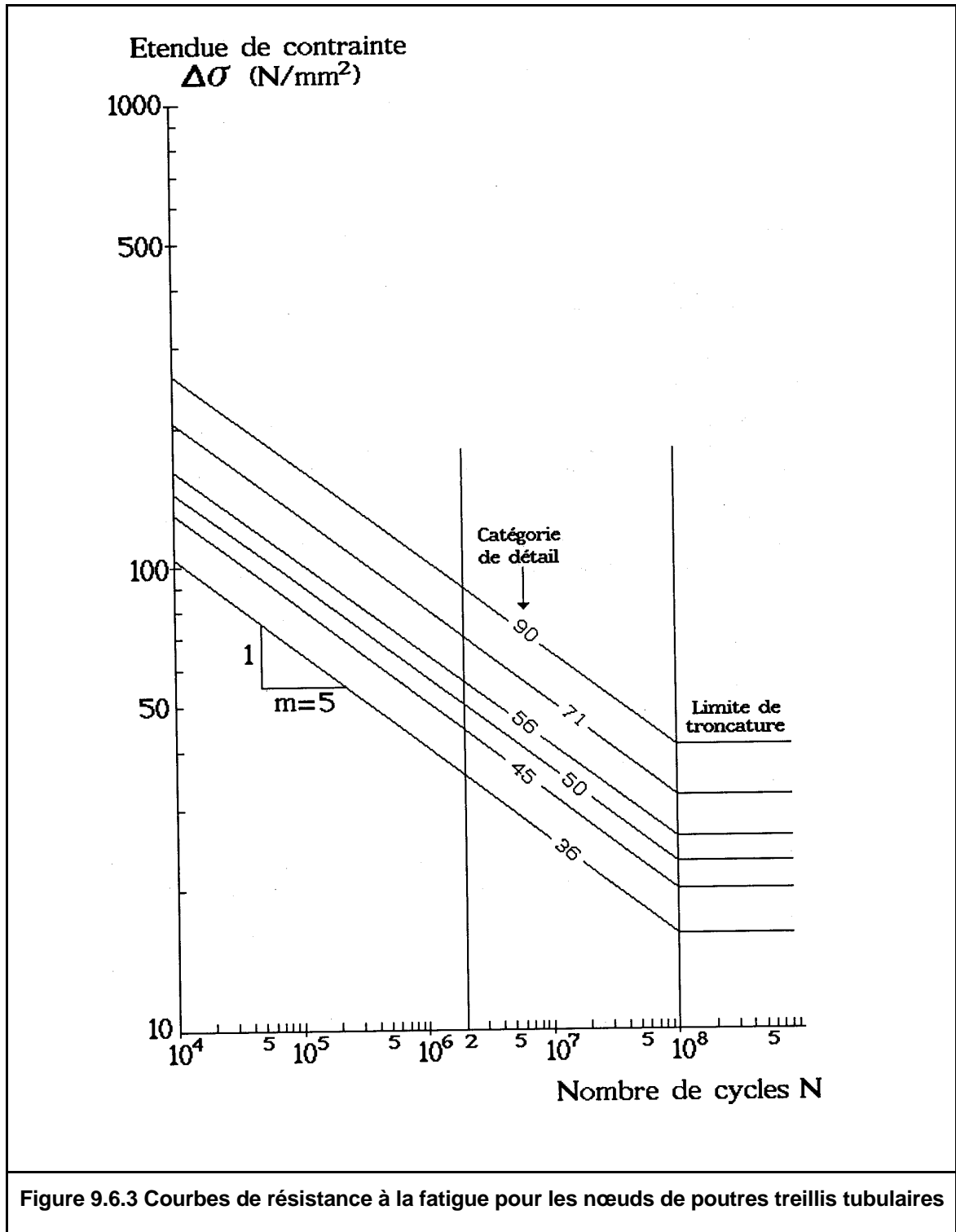


Figure 9.6.3 Courbes de résistance à la fatigue pour les nœuds de poutres treillis tubulaires

<b>Tableau 9.6.3 Valeurs numériques pour les courbes de résistance à la fatigue de profils creux</b>		
Catégorie de détail	log a pour $N < 10^8$	Etendue de contrainte à la limite de troncature ( $N=10^8$ )
$\Delta\sigma_C$ ( $N/mm^2$ )	( $m = 5$ )	$\Delta\sigma_L$ ( $N/mm^2$ )
90	16,051	41
71	15,551	32
56	15,051	26
50	14,801	23
45	14,551	20
36	14,051	16

- (5) Les efforts dans les éléments peuvent être analysés en négligeant l'effet des excentremets et la rigidité du joint et en supposant des assemblages articulés, à condition que les effets des moments secondaires de flexion sur les étendues de contrainte soient pris en considération.
- (6) Faute d'une analyse des contraintes et d'une modélisation du joint rigoureuses, les effets des moments secondaires de flexion peuvent être pris en considération en multipliant les étendues de contrainte dues aux efforts axiaux par des coefficients adéquats, comme suit :
- Pour les joints dans des poutres à treillis en sections circulaires creuses, voir tableau 9.6.4.
  - Pour les joints dans des poutres à treillis en sections rectangulaires creuses, voir tableau 9.6.5.
- (7) Pour une explication de la terminologie utilisée dans les tableaux 9.6.4 et 9.6.5, voir le tableau 9.8.7.

<b>Tableau 9.6.4 Coefficients pour la prise en compte des moments secondaires de flexion dans les poutres à treillis en sections circulaires creuses</b>				
Type de joint		Membrures	Montants	Diagonales
Joint à espacement	Type K	1,5	1,0	1,3
	Type N	1,5	1,8	1,4
Joint à recouvrement	Type K	1,5	1,0	1,2
	Type N	1,5	1,65	1,25

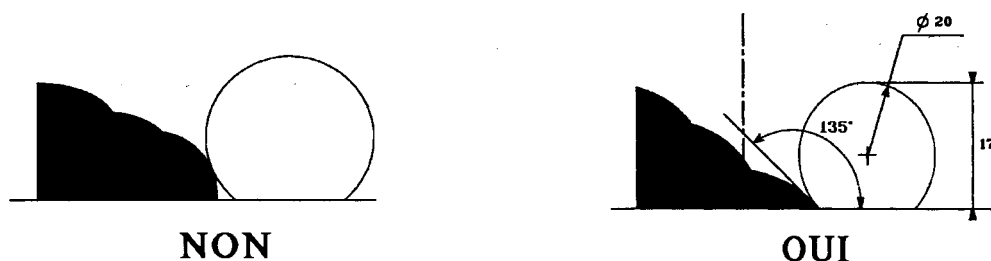
Tableau 9.6.5 Coefficients pour la prise en compte des moments secondaires de flexion dans les poutres à treillis à sections rectangulaires creuses				
Type de joint		Membrures	Montants	Diagonales
Joint à espacement	Type K	1,5	1,0	1,5
	Type N	1,5	2,2	1,6
Joint à recouvrement	Type K	1,5	1,0	1,3
	Type N	1,5	2,0	1,4

### 9.6.3 Courbes de résistance à la fatigue pour les détails non classifiés

- (1) La vérification à la fatigue de tous les détails constructifs non compris dans les tableaux 9.8.1 à 9.8.7, ainsi que de tous les éléments en sections creuses et des joints tubulaires à épaisseurs de paroi supérieures à 12,5 mm, doit être effectuée par la méthode présentée en 9.5.3, fondée sur les étendues de contrainte géométrique.
- (2) Les courbes de résistance à la fatigue à utiliser pour la vérification à la fatigue à partir des étendues de contrainte géométrique doivent être :
- a) Pour les cordons de soudure en bout à pleine pénétration :
- Catégorie 90, de la figure 9.6.1, si l'on satisfait aux deux critères d'acceptabilité du profil du cordon et des défauts de soudage.
  - Catégorie 71, de la figure 9.6.1, si le seul critère satisfait est celui des défauts acceptables de soudage.

(2) a) A Pour le cas a), en attendant la parution de la Norme de Référence 9, les critères d'acceptabilité des défauts de soudage sont donnés (voir 9.3.4(1)) au tableau 5 de la norme NF P 22-471, en considérant la classe de qualité 2.

De plus, pour la catégorie 90, le critère d'acceptabilité du profil du cordon de soudure est indiqué à la figure ci-dessous.



- b) Pour les cordons de soudure en bout à pénétration partielle et les cordons d'angle, transmettant des efforts :
- Catégorie 36, de la figure 9.6.1, ou, en alternative, une courbe de résistance à la fatigue déduite de résultats expérimentaux appropriés.

(2) b) C Pour le cas b), le classement en catégorie 36 se justifie par le risque d'initiation d'une fissure non détectable en racine du cordon.

- (3) Pour les étendues de contrainte dans les cordons de soudure, voir 9.4.3.

## 9.7 Modifications de la résistance à la fatigue

### 9.7.1 Etendues de contrainte dans les détails non soudés ou détensionnés

- (1) Pour les détails non soudés ainsi que pour les détails soudés détensionnés, l'étendue effective de contrainte à utiliser dans la vérification à la fatigue est déterminée en additionnant la partie en traction de l'étendue de contrainte et 60% de la partie en compression.

### 9.7.2 Influence de l'épaisseur

- (1) La résistance à la fatigue dépend de l'épaisseur du métal de base dans lequel une fissure potentielle peut s'amorcer et se propager.
- (2) La variation de la résistance à la fatigue avec l'épaisseur est prise en considération pour des épaisseurs de matériau supérieures à 25 mm, en réduisant la résistance à la fatigue selon la formule :

$$\Delta\sigma_{R,t} = \Delta\sigma_R (25/t)^{0,25} \quad (9.19)$$

avec  $t > 25$  mm

- (3) Lorsque l'épaisseur du matériau du détail constructif est inférieure à 25 mm, la résistance à la fatigue est prise égale à celle correspondant à une épaisseur de 25 mm.
- (4) Cette réduction de la résistance en fonction de l'épaisseur n'est appliquée qu'aux détails constructifs comportant des cordons de soudure transversaux à la direction des contraintes normales.
- (5) Lorsque la catégorie de détail indiquée dans les tableaux varie déjà en fonction de l'épaisseur, on n'applique pas la correction ci-dessus pour la prise en compte de l'épaisseur.

### 9.7.3 Courbes modifiées de résistance à la fatigue

- (1) Les résultats expérimentaux concernant certains types de détail constructif ne s'ajustent pas bien sur les courbes de résistance à la fatigue de la figure 9.6.1. Afin d'éviter toute condition non sécuritaire, ces détails sont classés dans la catégorie de détail immédiatement inférieure à celle que leur aurait conféré leur résistance à 2 millions de cycles.
- (2) Dans les tableaux 9.8.1 à 9.8.5, ces détails sont identifiés par un astérisque. Leur classification peut être augmentée d'une catégorie dans le tableau 9.6.1, à condition que l'on adopte des courbes modifiées de résistance à la fatigue dans lesquelles la limite de fatigue sous amplitude constante soit prise égale à la résistance à la fatigue à 10 millions de cycles pour  $m = 3$  ; voir figure 9.7.1.
- (3) Les valeurs numériques nécessaires pour calculer une valeur modifiée de la résistance à la fatigue sont données au tableau 9.7.1.

Tableau 9.7.1 Valeurs numériques pour les courbes modifiées de résistance à la fatigue - étendues de contrainte normale				
Catégorie de détail (nominale)	log a pour $N < 10^8$		Etendue de contrainte à la limite de fatigue sous amplitude constante ( $N = 10^7$ )  $\Delta\sigma_D$ (N/mm <sup>2</sup> )	Etendue de contrainte à la limite de troncature ( $N = 10^8$ )  $\Delta\sigma_L$ (N/mm <sup>2</sup> )
	$N \leq 10^7$  ( $m = 3$ )	$N \geq 10^7$  ( $m = 5$ )		
50*	11,551	14,585	33	21
45*	11,401	14,335	29	18
36*	11,101	13,835	23	15



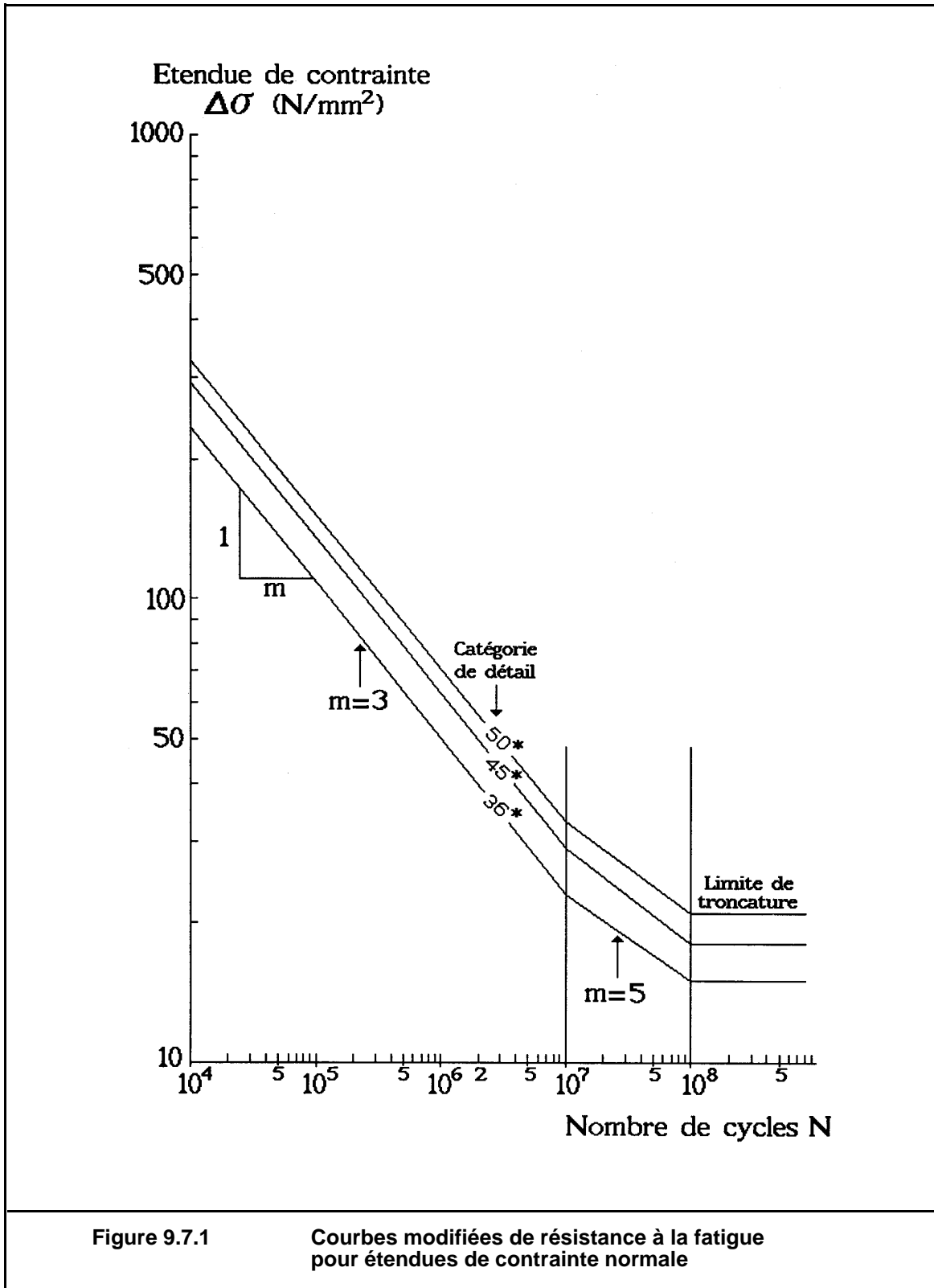



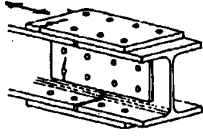


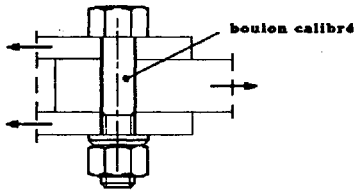
Figure 9.7.1

Courbes modifiées de résistance à la fatigue pour étendues de contrainte normale

## **9.8 Tableaux de classification**

- (1) La classification des détails constructifs catalogués dans les tableaux 9.8.1 à 9.8.7 a été établie sur la base des contraintes situées selon la direction marquée par la flèche, pour des fissures potentielles à la surface du métal de base, ou, en cas de fissuration de la gorge d'un cordon de soudure, sur la base de la contrainte calculée dans la gorge de ce cordon.
- (2) Les contraintes doivent être calculées en utilisant la section appropriée, brute ou nette, de l'élément sollicité.

Tableau 9.8.1 Détails non soudés page 1/2			
CATEGORIE DE DETAIL	DETAILS CONSTRUCTIFS	DESCRIPTION	CONDITIONS REQUISES
160	<p>①                      ②                      ③</p>	<p><u>Produits laminés et extrudés</u></p> <p>① Plaques et larges plats</p> <p>② Profils laminés</p> <p>③ Tubes sans soudure (cf. tableaux 9.8.6 et 9.8.7)</p>	<p>① à ③</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Arêtes vives, défauts de surface et de laminage améliorés par meulage</li> </ul>
140	<p>④</p>	<p><u>Plats oxycoupés ou cisailés</u></p> <p>④ Matériaux oxycoupés automatiquement ou cisailés sans stries de coupe</p>	<p>④ Elimination de toute trace visible de défaut de bord</p>
125	<p>⑤</p>	<p>⑤ Matériaux oxycoupés manuellement ou avec chants oxycoupés automatiquement à lignes de fusion peu profondes et régulières</p>	<p>⑤ Finition pour enlever tous les défauts de bord</p> <p>④ et ⑤</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Pas de réparation par rechargement</li> <li>- Amélioration des angles de raccordement (pente &lt; 1:4) ou des évidements par meulage de tous les défauts visibles</li> <li>- Au droit des évidements, déterminer la contrainte de calcul sur la base de la section nette</li> </ul>

Tableau 9.8.1 Détails non soudés page 2/2			
CATEGORIE DE DETAIL	DETAILS CONSTRUCTIFS	DESCRIPTION	CONDITIONS REQUISES
112	  <p style="text-align: center;">⑥                      ⑦</p>	<p><u>Assemblages boulonnés</u></p> <p>⑥ Eviter les assemblages dissymétriques par plat de recouvrement d'un seul côté ou prendre en compte les effets de l'excentrement dans le calcul des contraintes</p>	<p>⑥ et ⑦</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Contraintes à calculer par rapport à la section brute pour les assemblages résistant au glissement et à la section nette pour tous les autres</li> </ul>
<div style="background-color: #cccccc; padding: 2px; display: inline-block;">36°</div> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px; display: inline-block;">I 50</div>	  <p style="text-align: center;">⑧</p>	<p>⑦ Couvre-joints boulonnés d'âme ou de semelle</p> <p>⑧ Boulons et tiges filetées en traction. Pour les boulons précontraints, l'étendue de contrainte dans le boulon dépend du niveau de précontrainte et de la géométrie de l'assemblage</p>	<p>⑧</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Contraintes de traction à calculer par rapport à la section résistante de la vis</li> </ul>
100  m = 5	 <p style="text-align: center;">⑨</p>	<p><u>Boulons sollicités au simple ou double cisaillement</u></p> <p>⑨ Boulons calibrés travaillant à la pression diamétrale, en acier à haute résistance, cf. définition au Chapitre 3 (boulons de nuances 8.8 et 10.9)</p>	<p>⑨</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Contraintes de cisaillement calculées par rapport à l'aire de la tige du boulon</li> <li>- Seuls les boulons calibrés travaillant à la pression diamétrale sont couverts par ce détail</li> </ul>

\* : voir clause 9.7.3

<b>I</b>	<p>Pour les boulons et tiges filetées en traction, la catégorie de détail est portée à 50 après réévaluation des données expérimentales disponibles.</p>
----------	--

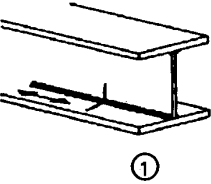
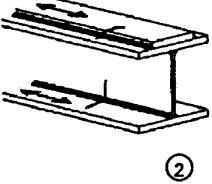
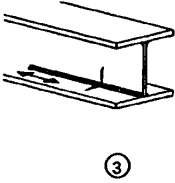
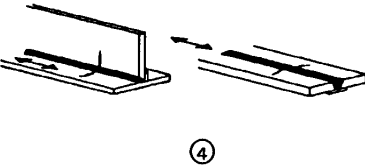
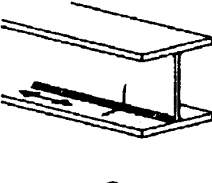
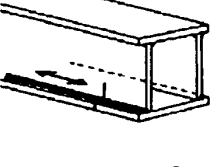
Tableau 9.8.2 Sections reconstituées soudées page 1/2			
CATEGORIE DE DETAIL	DETAILS CONSTRUCTIFS	DESCRIPTION	CONDITIONS REQUISES
125	 	<u>Soudures longitudinales continues</u> ① Soudure automatique en bout exécutée des deux côtés. Une classe 140 peut être utilisée si un contrôle spécialisé ne trouve aucun défaut significatif	① et ② - Aucun arrêt et reprise n'est accepté sauf si la réparation est exécutée par un spécialiste et l'exécution correcte de la réparation contrôlée par l'inspection
112	 	② Soudure d'angle automatique. Extrémités des couvre-joints vérifiées selon le détail ⑤ du tableau 9.8.5 ③ Soudure automatique d'angle ou en bout, exécutée des deux côtés avec arrêt et reprise de la soudure	
100	 	④ Soudure en bout, exécutée d'un seul côté, avec latte de soudage, sans arrêt et reprise de la soudure ⑤ Soudure manuelle d'angle ou en bout ⑥ Soudure en bout automatique ou manuelle exécutée d'un seul côté, en particulier dans les poutres en caisson	④ - Si ce détail comporte des arrêts ou reprises, on utilise la catégorie 100 ⑥ - Un très bon assemblage entre les semelles et les âmes est essentiel. Préparer les bords de l'âme afin que le talon de la racine de la soudure permette la réalisation d'une pénétration à la racine régulière sans interruption

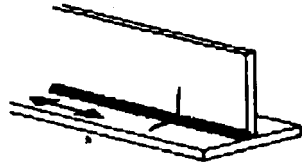
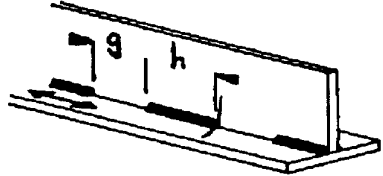
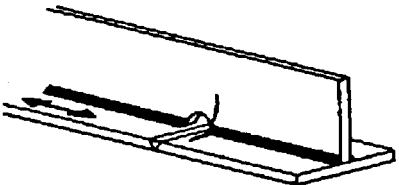
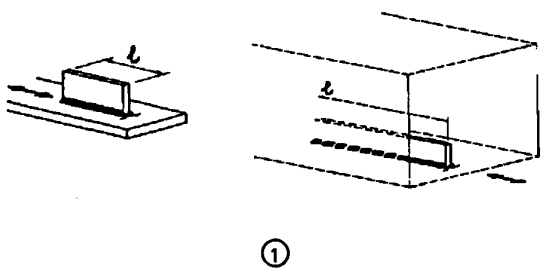
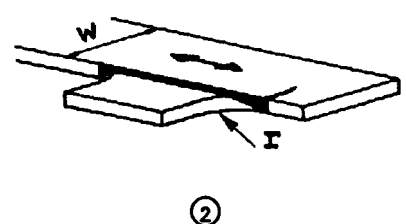
Tableau 9.8.2 Sections reconstituées soudées page 2/2			
CATEGORIE DE DETAIL	DETAILS CONSTRUCTIFS	DESCRIPTION	CONDITIONS REQUISES
100	 <p style="text-align: center;">⑦</p>	<p>⑦ Réparation des soudures d'angle ou en bout, réalisées manuellement ou automatiquement</p>	<p>⑦</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Des méthodes d'amélioration suffisamment maîtrisées peuvent restaurer la catégorie d'origine</li> </ul>
80	 <p style="text-align: center;">⑧</p>	<p><u>Soudures longitudinales intermittentes</u></p> <p>⑧ Soudures de pointage non recouvertes ultérieurement par une soudure continue</p>	<p>⑧</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Soudure d'angle intermittente avec un taux d'espacement <math>g/h \leq 2,5</math></li> </ul>
71	 <p style="text-align: center;">⑨</p>	<p>⑨ Extrémités de soudures continues contournant une découpe en trou de souris</p>	<p>⑨</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Le trou de souris ne doit pas être bouché par rechargement</li> </ul>

Tableau 9.8.3 Soudures transversales en bout page 1/2			
CATEGORIE DE DETAIL	DETAILS CONSTRUCTIFS	DESCRIPTION	CONDITIONS REQUISES
112	<p style="text-align: center;">①                      ②                      ③</p>	<p><u>Sans latte de soudage</u></p> <p>① Raccords de plats, de larges plats ou de profils laminés soudés transversalement</p> <p>② Raccords de semelles de poutres reconstituées, avant assemblage</p> <p>③ Raccords soudés transversalement de plats ou larges plats avec découpe de raccordement en biseau, en largeur ou en épaisseur, lorsque la pente n'est pas plus grande que 1:4</p>	<p>① et ②</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Les détails ① et ② peuvent passer à la classe 125 si la bonne qualité des soudures est certifiée satisfaisante les limites de tolérance de la Norme de Référence 9 - niveau de qualité 3</li> </ul> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> <p>A En attendant la parution de la Norme de Référence 9, on se référera à la norme NF P 22-471 en considérant la classe de qualité 1 (tableau 5 de la norme), pour la classe 125.</p> </div>
90	<p style="text-align: center;">Brut de sondage</p> <p style="text-align: center;">④                      ⑤                      ⑥</p>	<p>④ Raccords soudés transversalement de plats ou larges plats</p> <p>⑤ Raccords soudés transversalement de profils laminés ou de poutres à âme pleine soudées</p> <p>⑥ Raccords soudés transversalement de plats ou larges plats à découpe de raccordement en biseau, en largeur ou en épaisseur, lorsque la pente n'est pas plus grande que 1:4</p>	<p>① ② et ③</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Tous les cordons de soudure doivent être arasés par meulage parallèlement à la direction de la flèche</li> </ul> <p>④ ⑤ et ⑥</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- La hauteur du cordon de soudure ne doit pas être plus grande que 10% de sa largeur, le bombé doit présenter une transition douce vers la surface du plat</li> <li>- Les cordons doivent être exécutés en position horizontale</li> </ul> <p>① à ⑥</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Voir les conditions énoncées pour ① à ⑦ en page suivante</li> </ul>

Tableau 9.8.3 Soudures transversales en bout page 2/2			
CATEGORIE DE DETAIL	DETAILS CONSTRUCTIFS	DESCRIPTION	CONDITIONS REQUISES
80	<p style="text-align: center;">⑦</p>	<p>⑦ Raccords soudés transversalement de plats, larges plats, profils laminés ou poutres à âme pleine</p>	<p>⑦</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- La hauteur du cordon de soudure ne doit pas être plus grande que 20% de sa largeur</li> </ul> <p>① à ⑦</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Utiliser des pièces d'extrémité à enlever ultérieurement, araser par meulage les bords des plaques avec les stries dans la direction des contraintes</li> <li>- Exécuter les cordons de soudure des deux côtés</li> </ul>
36*	<p style="text-align: center;">⑧</p>	<p>⑧ Soudure en bout exécutée d'un seul côté</p>	<p>⑧</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Sans latte de soudage</li> </ul>
71	<p style="text-align: center;">⑨      ⑩</p>	<p><u>Avec latte de soudage</u></p> <p>⑨ Plats rabotés par soudures en bout</p> <p>⑩ Soudures en bout avec découpe de raccordement en biseau, en largeur ou en épaisseur, lorsque la pente n'est pas plus grande que 1:4</p>	<p>⑨ et ⑩</p> <p>La soudure d'angle qui fixe la latte de soudage doit se terminer à plus de 10 mm des bords de la plaque sollicitée</p>
50	<p style="text-align: center;">⑪</p>	<p>⑪ Soudures en bout avec latte de soudage permanente</p>	<p>⑪</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Si les soudures d'angle de fixation de la latte de soudage se terminent à moins de 10 mm du bord du plat, ou si on ne peut pas garantir un bon ajustement des deux bords</li> </ul>

\* Voir Clause 9.7.3



Tableau 9.8.4 Attaches fixées par soudures ne transmettant pas d'efforts page 1/2				
CATEGORIE DE DETAIL		DETAILS CONSTRUCTIFS	DESCRIPTION	CONDITIONS REQUISES
80	$\ell \leq 50 \text{ mm}$		<p><u>Attaches longitudinales</u></p> <p>① La catégorie du détail varie avec la longueur de l'attache, <math>\ell</math></p>	<p>②</p> <p>- Congé de raccordement graduel de rayon <math>r</math> réalisé par usinage ou oxycoupage, suivi du meulage de la soudeure, parallèlement à la direction de la flèche</p>
71	$50 < \ell \leq 100 \text{ mm}$			
50° <b>I</b> 56	$\ell > 100 \text{ mm}$			
90	$\frac{1}{3} \leq \frac{r}{w}$ $r > 150 \text{ mm}$		<p>② Gouset soudé sur le chant d'un plat ou d'une semelle de poutre</p>	
71	$\frac{1}{6} \leq \frac{r}{w} < \frac{1}{3}$			
45° <b>I</b> 56	$\frac{r}{w} < \frac{1}{6}$			

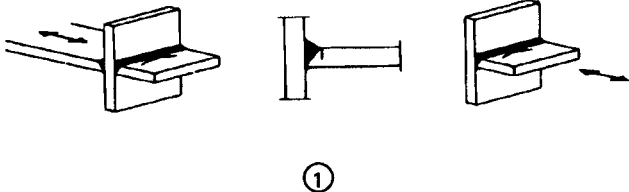
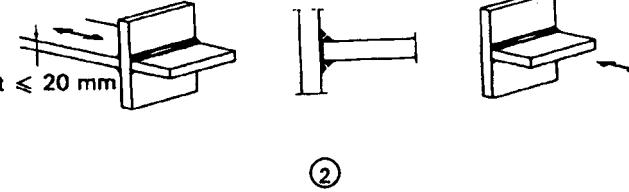
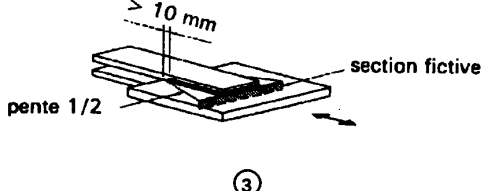
\* Voir Clause 9.7.3

**I** Les détails ① et ② avec  $r/w < 1/6$  voient leur catégorie relevée comme indiqué sur le tableau, après réévaluation des données expérimentales disponibles.

Pour des raidisseurs soudés longitudinalement sur une âme de poutre, on adoptera la catégorie 50 et une courbe de résistance de pente unique  $m = 3$  (avec limite de troncature à  $10^8$  cycles).

Tableau 9.8.4		Attaches fixées par soudures ne transmettant pas d'efforts		page 2/2
CATEGORIE DE DETAIL		DETAILS CONSTRUCTIFS	DESCRIPTION	CONDITIONS REQUISES
80	$t \leq 12 \text{ mm}$		<p><u>Attaches transversales</u></p> <p>③ Soudures se terminant à plus de 10 mm du bord de la plaque</p> <p>④ Raidisseurs verticaux soudés à une poutre laminée ou reconstituée soudée</p> <p>⑤ Diaphragmes de poutres en caisson soudés à une semelle ou une âme</p>	<p>④</p> <p>- L'étendue de contrainte doit être calculée avec le contrainte principale maximale si le raidisseur n'est pas soudé à la semelle</p>
71	$t > 12 \text{ mm}$			
I 90	I toutes épaisseurs			
80		<p>⑥</p>	<p>⑥ Connecteurs de type goujon soudés sur une semelle avec fissuration se produisant dans celle-ci</p>	

I Pour les détails ③, ④ et ⑤, après réévaluation des données expérimentales disponibles, la catégorie de détail est portée à 90 quelle que soit l'épaisseur t.

Tableau 9.8.5 Assemblages soudés par soudures transmettant des efforts page 1/3			
CATEGORIE DE DETAIL	DETAILS CONSTRUCTIFS	DESCRIPTION	CONDITIONS REQUISES
71		<p><u>Joints cruciformes</u></p> <p>① Soudures en bout à pleine pénétration</p> <p>A En attendant la parution de la Norme de Référence 9, on se référera à la norme NF P 22-471 en considérant la classe de qualité 1 (tableau 5 de la norme).</p>	<p>①</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Après contrôle, exemptes de toute discontinuité hors des tolérances de la Norme de Référence 9 - Niveau de qualité 3</li> </ul>
36*		<p>② Joint en T soudé en bout à pénétration partielle, ou joint soudé par soudeure d'angle, avec pénétration pleinement efficace comme définie à la figure 6.6.9 (a)</p>	<p>②</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Deux vérifications à la fatigue sont exigées. Premièrement, vis-à-vis de la fissuration à la racine, conformément à 9.4.3 en prenant les catégories 36* pour <math>\sigma_w</math> et 80 pour <math>\tau_w</math>. Deuxièmement, vis-à-vis de la fissuration au pied du cordon, en déterminant l'étendue de contrainte dans le plat attaché, catégorie 71</li> </ul> <p>① et ②</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Le défaut d'alignement des plats attachés ne doit pas dépasser 15% de l'épaisseur du plat continu</li> </ul>
63		<p><u>Joints soudés à recouvrement</u></p> <p>③ Joint à recouvrement soudé par soudeure d'angle</p>	<p>③</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- La contrainte dans le plat principal doit être calculée sur la base de la surface indiquée sur le croquis</li> <li>- Voir aussi page 2/3</li> </ul>

\* Voir Clause 9.7.3

Tableau 9.8.5 Assemblages soudés par soudures transmettant des efforts		page 2/3	
CATEGORIE DE DETAIL	DETAILS CONSTRUCTIFS	DESCRIPTION	CONDITIONS REQUISES
45*	<p style="text-align: center;">④</p>	<p><u>Joints soudés à recouvrement</u></p> <p>④ Joint à recouvrement soudé par soudeure d'angle</p>	<p>④</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- La contrainte doit être calculée sur la base des sections des plats de recouvrement</li> </ul> <p>③ et ④</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Les extrémités des soudures doivent être à plus de 10 mm du bord de la plaque. La fissuration par cisaillement de la soudure doit être vérifiée selon les règles du détail 7.</li> </ul>
50*	<p><math>t</math> et <math>t_c</math> <math>\leq 20</math> mm</p> <p style="text-align: center;">⑤</p>	<p><u>Plats de recouvrement sur poutres laminées ou reconstituées soudées</u></p> <p>⑤ Zones d'extrémité des plats de recouvrement simples ou multiples, avec ou sans soudeure frontale</p>	<p>⑤</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Si le plat de recouvrement est plus large que la semelle, une soudeure frontale est nécessaire, soigneusement meulée pour enlever les caniveaux</li> </ul>
36*	<p><math>t</math> ou <math>t_c</math> <math>&gt; 20</math> mm</p>		
80 $m = 5$	<p style="text-align: center;">⑥</p> <p style="text-align: center;">⑦</p>	<p><u>Soudures sollicitées au cisaillement</u></p> <p>⑥ Soudures d'angle continues transmettant un flux de cisaillement, tel que dans une poutre reconstituée soudée. Pour les soudures continues en bout à pleine pénétration, sollicitées au cisaillement, utiliser la catégorie 100</p> <p>⑦ Joint à recouvrement soudé par soudeure d'angle</p>	<p>⑥</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Le calcul de l'étendue de contrainte est basé sur la section de gorge de la soudure</li> </ul> <p>⑦</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Le calcul de l'étendue de contrainte est basé sur la section de gorge de la soudure, en considérant la longueur totale de la soudure.</li> <li>- Extrémités des soudures à plus de 10 mm du bord de la plaque</li> </ul>

\* : Voir Clause 9.7.3

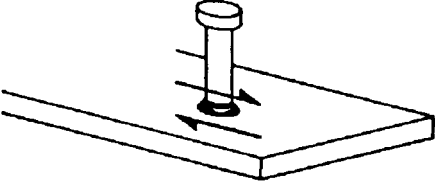
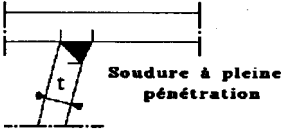
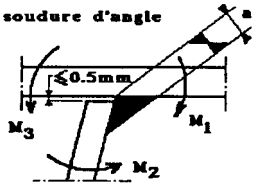
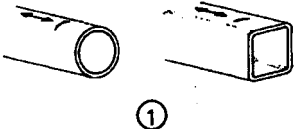
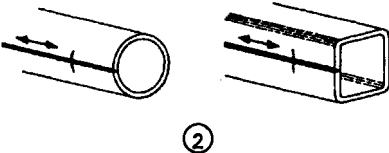
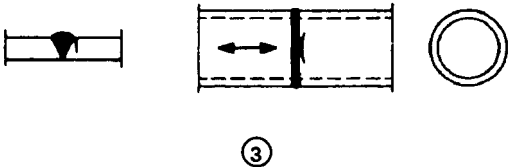
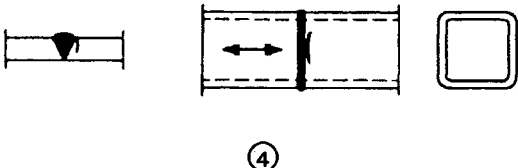
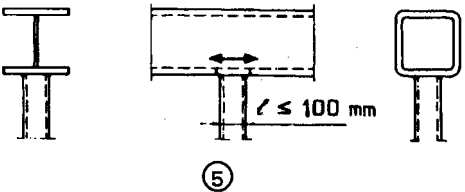
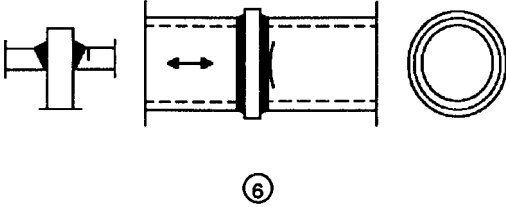
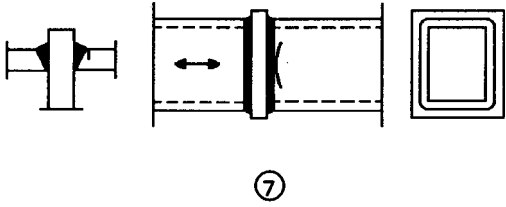
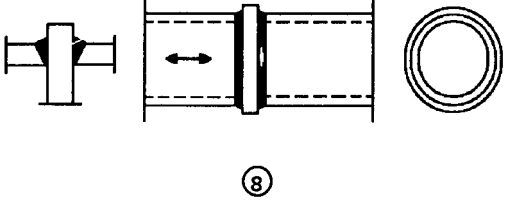
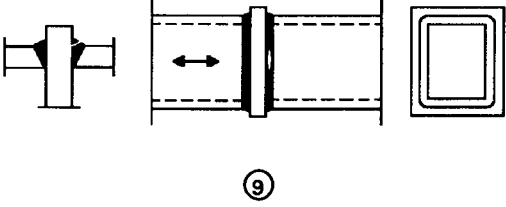
Tableau 9.8.5 Assemblages par soudures transmettant des efforts		page 3/3	
CATEGORIE DE DETAIL	DETAILS CONSTRUCTIFS	DESCRIPTION	CONDITIONS REQUISES
80 m = 5	 <p style="text-align: center;">⑧</p>	<p><b>Cordons de soudure sollicités au cisaillement</b></p> <p>⑧ Connecteurs de type goujon (fissuration dans le cordon ou dans la zone affectée thermiquement)</p>	<p>⑧</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- La contrainte de cisaillement est à calculer sur la base de la section nominale du goujon</li> </ul>
71		<p><b>Soudure d'attache des raidisseurs en auget</b></p> <p>⑨ Avec soudure d'angle ou soudure en bout à pénétration pleine ou partielle.</p>	<p>⑨</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Pour une soudure en bout à pleine pénétration, l'étendue de contrainte de flexion est à calculer sur la base de l'épaisseur de l'auget.</li> <li>- Pour une soudure d'angle ou une soudure en bout à pénétration partielle, l'étendue de la contrainte de flexion est à calculer sur la base de l'épaisseur de la gorge du cordon, ou sur la base de l'épaisseur de l'auget si elle est plus petite.</li> </ul>
50			

Tableau 9.8.6 Sections creuses page 1/2 *)			
CATEGORIE DE DETAIL	DETAILS CONSTRUCTIFS	DESCRIPTION	CONDITIONS REQUISES
160		<p><u>Produits laminés et extrudés</u></p> <p>① Eléments non soudés</p>	<p>①</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Parachèvement par meulage des arêtes vives et des défauts de surface.</li> </ul>
140		<p><u>Soudures longitudinales continues</u></p> <p>② Soudures longitudinales exécutées en automatique (pour tous les autres cas, voir tableau 9.8.2)</p>	<p>②</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Sans arrêts ni reprises, exemptes de défauts hors des tolérances de la Norme de Référence 9 - Niveau de qualité 3</li> </ul>
71		<p><u>Soudures transversales en bout</u></p> <p>③ Assemblage bout-à-bout de deux profils de sections creuses circulaires</p>	<p>③ et ④</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Hauteur du bombé de la soudure inférieure à 10% de sa largeur avec transition douce à la surface de la paroi du tube.</li> <li>- Les soudures sont à exécuter en position à plat, exemptes après inspection de défauts hors des tolérances de la Norme de Référence 9 - Niveau de qualité 3.</li> <li>- Les détails d'éléments dont l'épaisseur de paroi est supérieure à 8 mm peuvent être classés deux catégories au-dessus.</li> </ul>
56		<p>④ Assemblage bout-à-bout de deux profils de sections creuses rectangulaires</p>	
71		<p><u>Attaches soudées</u></p> <p>⑤ Profil creux circulaire ou rectangulaire, soudé par soudure d'angle à un autre profil</p>	<p>⑤</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Soudures ne transmettant pas d'efforts.</li> <li>- Largeur de la section parallèle à la direction des contraintes ≤ 100 mm.</li> <li>- Pour tous les autres cas, voir tableau 9.8.4.</li> </ul>

\*) t ≤ 12,5 mm

**A** Pour les détails ②, ③ et ④ et en attendant la parution de la Norme de Référence 9, on se référera à la norme NF P 22-471 en considérant la classe de qualité 1 (tableau 5 de la norme).

Tableau 9.8.6 Sections creuses page 2/2 *)			
CATEGORIE DE DETAIL	DETAILS CONSTRUCTIFS	DESCRIPTION	CONDITIONS REQUISES
50	 <p style="text-align: center;">⑥</p>	<p><u>Joints soudés</u></p> <p>⑥ Sections tubulaires circulaires, raboutées par soudure en bout sur un plat intermédiaire.</p>	<p>⑥ et ⑦</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Soudures transmettant des efforts.</li> <li>- Après contrôle, exempts de défauts hors des tolérances de la Norme de Référence 9 - Niveau de qualité 3.</li> </ul>
45	 <p style="text-align: center;">⑦</p>	<p>⑦ Sections tubulaires rectangulaires, raboutées par soudure en bout sur un plat intermédiaire.</p>	<p>A En attendant la parution de la Norme de Référence 9, on se référera à la norme NF P 22-471 en considérant la classe de qualité 1 (tableau 5 de la norme).</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Les détails des éléments dont l'épaisseur de paroi est supérieure à 8 mm peuvent être classés une catégorie au-dessus.</li> </ul>
40	 <p style="text-align: center;">⑧</p>	<p>⑧ Sections tubulaires circulaires, raboutées par soudure d'angle sur un plat intermédiaire.</p>	<p>⑧ et ⑨</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Soudures transmettant des efforts.</li> <li>- Epaisseur de paroi inférieure à 8 mm.</li> </ul>
36	 <p style="text-align: center;">⑨</p>	<p>⑨ Sections tubulaires rectangulaires, raboutées par soudure d'angle sur un plat intermédiaire.</p>	

\*)  $t \leq 12,5$  mm

Tableau 9.8.7		Assemblages de poutres à treillis	page 1/2	(m = 5)
CATEGORIE DE DETAIL		DETAILS CONSTRUCTIFS	DESCRIPTION	CONDITIONS REQUISES
90	$t_o / t_i \geq 2,0$		<u>Assemblages avec espacement</u> ① Sections creuses circulaires, assemblages en K et N	
45	$t_o / t_i = 1,0$			
71	$t_o / t_i \geq 2,0$		② Sections creuses rectangulaires, assemblages en K et N.	② - $0,5 (b_o - b_i) \leq g \leq 1,1 (b_o - b_i)$ - $g \geq 2t_o$ g : espacement e : excentrement positif
36	$t_o / t_i = 1,0$			
71	$t_o / t_i \geq 1,4$		<u>Assemblages avec recouvrement *)</u> ③ Assemblages en K	③ et ④ - Recouvrement entre 30% et 100%.
56	$t_o / t_i = 1,0$			$100 \frac{g}{p}$ : recouvrement e : excentrement négatif

\*) Pour des valeurs intermédiaires de  $t_o/t_i$ , utiliser une interpolation linéaire entre les catégories de détail les plus proches.

Note: La résistance à la fatigue des entretoises et des membrures doit être estimée séparément



Tableau 9.8.7		Assemblages de poutres à treillis		page 2/2	(m = 5)
CATEGORIE DE DETAIL		DETAILS CONSTRUCTIFS	DESCRIPTION	CONDITIONS REQUISES	
71	$t_o / t_i \geq 1,4$		<u>Assemblages avec recouvrement *)</u>  ④ Assemblages en N	① à ④ - $t_o, t_i \leq 12,5 \text{ mm}$ - $35^\circ \leq \theta \leq 50^\circ$ - $b_o/t_o \leq 25$ - $d_o/t_o \leq 25$ - $0,4 \leq b_i/b_o \leq 1,0$ - $0,25 \leq d_i/d_o \leq 1,0$ - $b_o \leq 200 \text{ mm}$ - $d_o \leq 300 \text{ mm}$ - $-0,5 h_o \leq e \leq 0,25 h_o$ - $-0,5 d_o \leq e \leq 0,25 d_o$	
50	$t_o / t_i = 1,0$		- Excentrement hors du plan: $\leq 0,02 b_o$ ou $\leq 0,02 d_o$ - Soudure d'angle admise pour entretoises d'épaisseur de paroi $\leq 8 \text{ mm}$ . - Pour des épaisseurs de paroi $> 12,5 \text{ mm}$ , voir clause 9.6.3.		

\*) Pour des valeurs intermédiaires de  $t_o/t_i$ , utiliser une interpolation linéaire entre les catégories de détail les plus proches.

Note: La résistance à la fatigue des entretoises et des membrures doit être estimée séparément

## ANNEXE B (Normative)

### Normes de Référence

I	L'Annexe B est invalidée et est remplacée par l'Annexe BB
---	---

#### B.1 Objet

- (1) Cette Partie 1 de l'Eurocode 3 mentionne 10 Normes de Référence. Elles définissent les normes de matériaux et d'exécution qui concernent les structures en acier conçues à l'aide de l'ENV 1993-1-1 Eurocode 3 : Partie 1.

#### B.2 Définitions

##### B.2.1 Norme de Référence 1 : "Aciers de construction soudables"

- (1) Norme Européenne EN 10025 "Produits laminés à chaud en aciers de construction non alliés - Conditions techniques de livraison", en ce qui concerne les nuances Fe 360, Fe 430 et Fe 510 seulement.
- (2) Norme Européenne EN 10113 "Produits laminés à chaud en aciers de construction soudables à grains fins", en ce qui concerne les nuances Fe E 275 et Fe E 355 seulement.
- (3) Pour ce qui est des nuances Fe E 420 et Fe E 460 de la norme prEN 10113, se référer à l'Annexe D<sup>\*)</sup>.
- (4) Norme Européenne prEN 10210-1 "Tubes en acier - Profils creux sans soudure ou soudés finis à chaud - Partie 1: Conditions techniques de livraison"<sup>\*)</sup>.
- (5) Norme Européenne prEN 10219-1 "Tubes en acier - Profils creux soudés finis à froid pour construction - Partie 1: Conditions techniques de livraison"<sup>\*)</sup>.
- (6) On doit s'assurer que la soudabilité des matériaux est suffisante eu égard aux exigences de mise en oeuvre.
- (7) Pour les éléments minces, longs ou plats, formés à froid, se référer à l'ENV 1993-1-3 Eurocode 3: Partie 1.3<sup>\*)</sup>.

---

\*) En préparation

## **B.2.2 Norme de Référence 2 : "Dimensions des Profils et des Tôles"**

### **B.2.2.1 Profilés laminés à chaud, autres que les profilés creux pour construction**

- (1) Euronorms pour les profilés énumérés dans la Norme Européenne EN 10025, mais :
  - à l'exclusion des tolérances
  - en ajoutant les Normes Nationales équivalentes pour les profilés énumérés dans l'Annexe B de l'EN 10025 (mais à l'exclusion des tolérances).
- (2) Norme Européenne EN... "Profilés en U laminés à chaud, à ailes à faces inclinés et à ailes à faces parallèles - Dimensions et tolérances" (quand elle sera disponible).
- (3) Norme Européenne EN... "Profilés en T laminés à chaud - Dimensions et tolérances" (quand elle sera disponible).
- (4) Norme Européenne EN... "Plats à boudin laminés à chaud - Dimensions et tolérances" (quand elle sera disponible).
- (5) Norme Européenne EN... "Profilés en I et H laminés à chaud - Dimensions" (quand elle sera disponible).
- (6) Norme Européenne EN... "Demi-poutrelles laminées à chaud - Dimensions et tolérances" (quand elle sera disponible).
- (7) Norme Européenne EN... "Cornières laminées à chaud à ailes égales et à ailes inégales - Dimensions" (quand elle sera disponible).
- (8) Norme Internationale ISO 657 "Dimensions des profilés laminés à chaud" : Partie 1: - "Cornières à ailes égales - série métrique - Dimensions et caractéristiques rapportées aux axes", et Partie 2: "Cornières à ailes inégales - série métrique - Dimensions et caractéristiques rapportées aux axes".
- (9) Norme Européenne EN... "Plats, carrés et ronds laminés à chaud - Dimensions" (quand elle sera disponible).
- (10) Norme Européenne EN... "Carrés laminés à chaud - Dimensions" (quand elle sera disponible).
- (11) Norme Européenne EN... "Ronds laminés à chaud - Dimensions" (quand elle sera disponible).

### **B.2.2.2 Profilés creux laminés à chaud pour construction**

- (1) Norme Européenne prEN 10210-2 "Tubes en acier - Profils creux sans soudure ou soudés finis à chaud - Partie 2: Dimensions et tolérances"
- (2) Norme Internationale ISO 657 "Profilés en acier laminés à chaud" : Partie 14 "Profilés creux de construction, finis à chaud - Dimensions et caractéristiques rapportées aux axes", l'acier devant répondre à la Norme EN 10025.

**B.2.2.3 Profilés creux finis à froid pour construction**

- (1) Norme Européenne prEN 10219-2 "Tubes en acier - Profils creux soudés finis à froid pour construction - Partie 2: Dimensions et tolérances"\*)
- (2) Norme Internationale ISO 4019 "Profilés creux en acier finis à froid - Dimensions et caractéristiques".

**B.2.2.4 Profilés formés à froid, autres que les profilés creux pour construction**

- (1) Pour les éléments minces, longs ou plats, formés à froid, se référer à l'ENV 1993-1-3 Eurocode 3: Partie 1.3\*).

**B.2.3 Tolérances****B.2.3.1 Profilés laminés à chaud, autres que les profilés creux pour construction**

- (1) Norme Européenne prEN 10034 "Produits sidérurgiques - Poutrelles en I et H en acier de construction - Tolérances de forme et de dimensions"\*)
- (2) Norme Européenne prEN 10056 "Produits sidérurgiques - Cornières à ailes égales et à ailes inégales en acier de construction - Tolérances de forme et de dimensions"\*)
- (3) Norme Européenne EN.... "Profilés en U laminés à chaud, à ailes à faces inclinées et à ailes à faces parallèles - Dimensions et tolérances" (quand elle sera disponible).
- (4) Norme Européenne EN.... "Profilés en T laminés à chaud - Dimensions et tolérances" (quand elle sera disponible).
- (5) Norme Européenne EN.... "Plats à boudin laminés à chaud - Dimensions et tolérances" (quand elle sera disponible).
- (6) Norme Européenne EN.... "Demi-poutrelles laminées à chaud - dimensions et tolérances" (quand elle sera disponible).
- (7) Norme Européenne EN.... "Carrés laminés à chaud - Tolérances" (quand elle sera disponible).
- (8) Norme Européenne EN.... "Ronds laminés à chaud - Tolérances" (quand elle sera disponible).

**B.2.3.2 Profilés creux pour construction**

- (1) Norme Européenne prEN 10210-2 "Tubes en acier - Profils creux sans soudure ou soudés finis à chaud - Partie 2: Dimensions et tolérances"\*)
- (2) Norme Européenne prEN 10219-2 "Tubes en acier - Profils creux soudés finis à froid pour construction - Partie 2: Dimensions et tolérances"\*)

---

\*) En préparation

**B.2.3.3 Profilés formés à froid, autres que les profilés creux pour construction**

- (1) Pour les éléments minces, longs ou plats, formés à froid, se référer à l'ENV 1993-1-3 Eurocode 3: Partie 1.3<sup>\*)</sup>.

**B.2.3.4 Tôles et plats**

- (1) Norme Européenne EN 10029 "Tôles en acier laminées à chaud d'épaisseur égale ou supérieure à 3mm - Tolérances sur les dimensions, la forme et la masse", avec des tolérances de Classe A.
- (2) Norme Européenne EN... "Tolérances des larges plats" (quand elle sera disponible).
- (3) Norme Européenne EN... "Tolérances des plats" (quand elle sera disponible).

**B.2.4 Norme de Référence 3: "Vis, écrous et rondelles"**

**B.2.4.1 Boulons non-précontraints**

- (1) Vis des Normes Européennes EN 24014, EN 24016, EN 24017 ou EN 24018, écrous des Normes EN 24032, EN 24034 ou ISO 7413, rondelles de l'ISO 7089, ISO 7090 ou ISO 7091.
- (2) Vis de la Norme Internationale ISO 7411, écrous de l'ISO 4775, rondelles de l'ISO 7415 ou ISO 7416.
- (3) Vis de la Norme Internationale ISO 7412, écrous de l'ISO 7414, rondelles de l'ISO 7415 ou ISO 7416.

**B.2.4.2 Boulons précontraints**

- (1) Vis de la Norme Internationale ISO 7411, écrous de l'ISO 4775, rondelles de l'ISO 7415 ou ISO 7416.

**B.2.5. Norme de Référence 4 : "Produits d'apport de soudage"**

- (1) Norme Européenne EN... "Produits d'apport de soudage" (quand elle sera disponible).

**B.2.6 Norme de Référence 5 : "Rivets"**

- (1) Norme Européenne EN... "Rivets destinés à des constructions en acier" (quand elle sera disponible).

**B.2.7 Normes de Référence 6 à 9 : "Normes d'exécution"**

- (1) Norme Européenne EN... "Exécution des structures métalliques - Partie 1: Règles générales et règles pour les bâtiments"<sup>\*)</sup>.

**B.2.8 Norme de Référence 10 : "Protection contre la corrosion"**

- (1) Norme Européenne EN... "Protection contre la corrosion" (quand elle sera disponible).

---

\*) En préparation

**ANNEXE BB (Normative - Remplace l'Annexe B invalidée)****Normes de Référence**

L'Annexe B est invalidée et est remplacée par la présente Annexe BB.

Les tableaux de l'Annexe BB présentent:

- dans leur partie gauche, les normes européennes actuellement en vigueur ou en projet
- dans leur partie droite et en regard des normes européennes en projet, les normes nationales et autres documents qui s'y substituent temporairement et qui doivent donc être utilisés, en totalité ou partiellement, avec cette norme expérimentale.

La date prévisionnelle de publication des futures normes européennes est donnée à titre indicatif, apportant ainsi un aperçu sur la consistance et sur le rythme de développement de l'ensemble.

Pour faciliter l'utilisation, on donne ci-après les titres des différents tableaux.

**A - NORMES "CONCEPTION"**

- A.1 - Normes sur les principes
- A.2 - Normes d'actions
- A.3 - Normes de conception des assemblages
- A.4 - Autres normes de conception

**B - NORMES "PRODUITS"**

- B.1 - Norme de Référence 1 : Aciers de construction soudables
- B.2 - Norme de Référence 2 : Dimensions des profils et des tôles
- B.3 - Norme de Référence 3 : Boulons, écrous et rondelles
- B.4 - Norme de Référence 4 : Produits d'apport de soudage
- B.5 - Norme de Référence 5 : Rivets
- B.6 - Norme de Référence 10: Protection contre la corrosion

**C - NORMES "EXECUTION"**

- C.1 - Normes de Référence 6, 7, 8 et 9: Normes d'exécution des assemblages
- C.2 - Normes de Référence 6, 7, 8 et 9: Normes d'exécution en soudage
- C.3 - Normes de Référence 6, 7, 8 et 9: Autres normes d'exécution

**D - NORMES "ESSAIS ET CONTROLE"****AVERTISSEMENT**

**Le corpus de normes référencées dans cette Annexe est évolutif dans la mesure où de nouvelles normes sont continuellement publiées. Cette Annexe BB devrait donc faire l'objet de mises à jour régulières. L'utilisateur devra en conséquence se rapprocher de l'AFNOR ou du BNCM pour prendre connaissance de ces mises à jour.**

# A-NORMES "CONCEPTION"

## A.1 - NORMES SUR LES PRINCIPES

NORMES EUROPEENNES PUBLIEES OU EN PREPARATION			NORMES A APPLIQUER AVEC L'ENV	
Désignation	Intitulé	Date Cible de Publication	Désignation	Intitulé
ENV 1991-1-1 Eurocode 1	Bases de calcul et actions sur les structures Partie 1: Bases du calcul	04/1994	ISO 2394	Principes généraux de la fiabilité des constructions
ENV 1991-1-1 Eurocode 1	Bases de calcul et actions sur les structures Partie 1 - Annexe 14 : Justification par l'essai	04/1994	RCM 3/1967 RCM 4/1970 RCM 1/1973	Recommandations pour le calcul et l'exécution des chemins de roulement de ponts roulants (CTICM - Revue Construction Métallique n°3/1967, n°4/1970, n°1/1973)
			P 06-007	Principes généraux de fiabilité des constructions - Liste des termes équivalents
			P 00-001	Bâtiment - Génie Civil - Vocabulaire: Partie 1: Termes généraux
			NF X 02-006	Système international d'unités - Description et règles d'emploi - Choix de multiples et de sous-multiples
			X 02-004	Noms et symboles des unités de mesure du système international d'unités (SI)

## A.2 - NORMES D' ACTIONS

NORMES EUROPEENNES PUBLIEES OU EN PREPARATION			NORMES A APPLIQUER AVEC L'ENV	
Désignation	Intitulé	Date Cible de Publication	Désignation	Intitulé
ENV 1991-2 Eurocode 1	Bases de calcul et actions sur les structures - Partie 2 : Actions gravitaires, imposées, accidentelles, d'environnement et actions survenant en cours d'exécution			
	- Densité des matériaux de la construction et des matériaux stockés	04/1994	NF P 06-004	Bases de calcul des constructions - Charges permanentes et charges d'exploitation dues aux forces de pesanteur
	- Charges gravitaires	04/1994		
	- Charges imposées sur planchers et toits	Programmée	NF P 06-001	Bases de calcul des constructions - Charges d'exploitation des bâtiments
	- Charges de neige	04/1994	DTU 06-006	Actions de la neige sur les constructions - Règles N 84
	- Charges de glace			
	- Charges de vent (dynamiques et statiques)	04/1994	DTU P 06-002	Règles définissant les effets de la neige et du vent sur les constructions et annexes - Règles NV 65
	- Actions thermiques	Programmée		
	- Charges et déformations appliquées en cours d'exécution	Programmée		
	- Actions accidentelles	Programmée		
- Actions dues aux courants et aux vagues	Programmée			
- Pression des terres et de l'eau	Programmée			



## A.2 - NORMES D' ACTIONS (suite)

NORMES EUROPEENNES PUBLIEES OU EN PREPARATION			NORMES A APPLIQUER AVEC L'ENV	
Désignation	Intitulé	Date Cible de Publication	Désignation	Intitulé
ENV 1991-3 Eurocode 1	Bases de calcul et actions sur les structures - Partie 3: Charges de trafic sur les ponts  - Trafic routier - Trafic des piétons et cyclistes - Trafic ferroviaire	04/1994		
ENV 1991-4 Eurocode 1	Bases de calcul et actions sur les structures - Partie 4: Actions sur silos et réservoirs	12/93	P 22-630	Construction métallique - Silos en acier - Calcul des actions dans des cellules
ENV 1991-5 Eurocode 1	Bases de calcul et actions sur les structures - Partie 5: Actions induites par les grues et machines	Programmée	RCM 3/1967	Recommandations pour le calcul et l'exécution des chemins de roulement de ponts roulants - Partie 1: Charges à considérer et détermination des efforts (CTICM - Revue Construction Métallique n°3/1967)
ENV 1991-10 Eurocode 1	Bases de calcul et actions sur les structures - Partie 10: Actions accidentelles dues au feu	12/93	DTU P 92-702	Règles FA - Méthode de prévision par le calcul du comportement au feu des structures en acier - Annexe: Méthodologie de caractérisation des produits de protection

### A.3 - NORMES DE CONCEPTION DES ASSEMBLAGES

NORMES EUROPEENNES PUBLIEES OU EN PREPARATION			NORMES A APPLIQUER AVEC L'ENV	
Désignation	Intitulé	Date Cible de Publication	Désignation	Intitulé
			NF P 22-250	Assemblages soudés de profils creux circulaires avec découpes d'intersection - Conception et vérification des assemblages
			NF P 22-251	Assemblages soudés de profils creux circulaires avec découpes d'intersection - Disposition constructives
			P 22-252	Assemblages soudés de profils creux circulaires avec découpes d'intersection - (Compléments aux normes NF P 22-250 et NF P 22-251)
			NF P 22-255	Assemblages soudés de profils creux ronds ou rectangulaires sur profils de type I ou H - Conception et vérification
			NF P 22-258	Assemblages soudés de profils creux sur profils creux rectangulaires soumis à un chargement statique - Conception et vérification
			NF P 22-460	Assemblages par boulons à serrage contrôlé - Dispositions constructives et vérification des assemblages <i>(référéncée avec restriction en 6.5.3(2)C, 6.5.9(2)C et 6.9.8(3)A)</i>
			NF P 22-470	Assemblages soudés - Dispositions constructives et justification des soudures

## A.4 - AUTRES NORMES DE CONCEPTION

NORMES EUROPEENNES PUBLIEES OU EN PREPARATION			NORMES A APPLIQUER AVEC L'ENV	
Désignation	Intitulé	Date Cible de Publication	Désignation	Intitulé
			NF P 22-615	Construction métallique - Poutres de roulement de ponts roulants - Déformations en service et tolérances (référéncée avec restriction en 4.2.2(3)A et 4.2.2(4)A)
			RCM 4/1970	Recommandations pour le calcul et l'exécution des chemis de roulement de ponts roulants (CTICM). Partie 2: Contraintes et vérification de la stabilité (Revue Construction Métallique n° 4/1970)
			RCM 1/1973	Partie 3: Dispositions constructives (Revue Construction Métallique n° 1/1973)
ENV 1992-1-1 Eurocode 2	Calcul des structures en béton - Partie 1.1: Règles générales et règles pour les bâtiments	Publiée	ENV 1992-1-1 Eurocode 2	Calcul des structures en béton - Partie 1.1: Règles générales et règles pour les bâtiments
ENV 1993-1-2	Calcul des structures en acier - Résistance au feu	94	-	Spécifications correspondantes à préciser dans les documents particuliers du Marché
ENV 1993-1-3	Calcul des structures an acier - Partie 1.3: Eléments minces formés à froid - Produits longs et produits plats	93	-	Spécifications correspondantes à préciser dans les documents particuliers du Marché
ENV 1993-2	Calcul des structures en acier - Partie 2: Ponts et structures à plaques	95	-	Spécifications correspondantes à préciser dans les documents particuliers du Marché
ENV 1993-3	Calcul des structures en acier - Partie 3: Tours, mâts et cheminées	94	-	Spécifications correspondantes à préciser dans les documents particuliers du Marché

## B - NORMES "PRODUITS"

### B.1 - Norme de Référence 1 : ACIERS DE CONSTRUCTION SOUDABLES

NORMES EUROPEENNES PUBLIEES OU EN PREPARATION			NORMES A APPLIQUER AVEC L'ENV	
Désignation	Intitulé	Date Cible de Publication	Désignation	Intitulé
ACIERS POUR LAMINAGE A CHAUD				
EN 10025	Produits laminés à chaud en aciers de construction non alliés - Conditions techniques de livraison	Publiée	NF EN 10025	Produits laminés à chaud en aciers de construction non alliés - Conditions techniques de livraison
EN 10027-1	Systèmes de désignation des aciers - Partie 1: Désignation symbolique ; symboles principaux	Publiée	NF EN 10027-1	Systèmes de désignation des aciers - Partie 1: Désignation symbolique ; symboles principaux
EN 10027-2	Systèmes de désignation des aciers - Partie 2: Systèmes numériques	Publiée	NF EN 10027-2	Systèmes de désignation des aciers - Partie 2: Systèmes numériques
EN 10029	Tôles en acier laminées à chaud, d'épaisseur égale ou supérieur à 3mm. - Tolérances sur les dimensions, la forme et la masse	Publiée	NF EN 10029	Tôles en acier laminées à chaud, d'épaisseur égale ou supérieur à 3mm. - Tolérances sur les dimensions, la forme et la masse
EN 10113-1	Produits laminés à chaud en aciers de construction soudables à grains fins - Partie 1 : Conditions générales de livraison	02/93	NF EN 10113-1	Produits laminés à chaud en aciers de construction soudables à grains fins - Partie 1 : Conditions générales de livraison
EN 10113-2	Produits laminés à chaud en aciers de construction soudables à grains fins - Partie 2 : Conditions de livraison des aciers normalisés	02/93	NF EN 10113-2	Produits laminés à chaud en aciers de construction soudables à grains fins - Partie 2 : Conditions de livraison des aciers normalisés
EN 10113-3	Produits laminés à chaud en aciers de construction soudables à grains fins - Partie 3 : Conditions de livraison des aciers obtenus par laminage thermomécanique	02/93	NF EN 10113-3	Produits laminés à chaud en aciers de construction soudables à grains fins - Partie 3 : Conditions de livraison des aciers obtenus par laminage thermomécanique

### B.1 - Norme de Référence 1 : ACIERS DE CONSTRUCTION SOUDABLES (Suite)

NORMES EUROPEENNES PUBLIEES OU EN PREPARATION			NORMES A APPLIQUER AVEC L'ENV	
Désignation	Intitulé	Date Cible de Publication	Désignation	Intitulé
ACIERS POUR LAMINAGE A CHAUD (Suite)				
EN 10163-1	Conditions de livraison relatives à l'état de surface des tôles, larges plats et profilés en acier laminés à chaud - Partie 1 : Généralités	Publiée	NF EN 10163-1	Conditions de livraison relatives à l'état de surface des tôles, larges plats et profilés en acier laminés à chaud - Partie 1 : Généralités
EN 10163-2	Conditions de livraison relatives à l'état de surface des tôles, larges plats et profilés en acier laminés à chaud - Partie 2 : Tôles et larges plats	Publiée	NF EN 10163-2	Conditions de livraison relatives à l'état de surface des tôles, larges plats et profilés en acier laminés à chaud - Partie 2 : Tôles et larges plats
EN 10163-3	Conditions de livraison relatives à l'état de surface des tôles, larges plats et profilés en acier laminés à chaud - Partie 3 : Profilés	Publiée	NF EN 10163-3	Conditions de livraison relatives à l'état de surface des tôles, larges plats et profilés en acier laminés à chaud - Partie 3 : Profilés
EN 10155	Aciers de construction à résistance améliorée à la corrosion atmosphérique - Conditions techniques de livraison	93	NF A 36-270	Produits sidérurgiques - Tôles profilées en long
			NF A 35-502	Aciers de construction à résistance améliorée à la corrosion atmosphérique - Tôles minces, moyennes et fortes, larges plats, laminés marchand et poutrelles
			NF A 36-102	Bandes laminées à chaud en acier doux non allié pour transformation
			NF A 36-201	Tôles en acier à haute limite d'élasticité pour constructions soudées - Nuances et qualités
			NF A 36-204	Tôles en acier à haute limite d'élasticité livrées à l'état traité pour constructions soudées - Nuances et qualité
			NF A 35-504	Poutrelles et profilés en acier à haute limite d'élasticité pour constructions soudées - Nuances et qualités
EN 10164	Aciers de construction avec caractéristiques de déformation améliorées dans le sens perpendiculaire à la surface du produit	93	NF A 36-202	Tôles et larges plats avec propriétés garanties dans le sens perpendiculaire à la surface

## B.1 - Norme de Référence 1 : ACIERS DE CONSTRUCTION SOUDABLES (Suite)

NORMES EUROPEENNES PUBLIEES OU EN PREPARATION			NORMES A APPLIQUER AVEC L'ENV	
Désignation	Intitulé	Date Cible de Publication	Désignation	Intitulé
ACIERS POUR FORMAGE A FROID				
EN 10025	(voir plus haut)	Publiée	NF EN 10025	(voir plus haut)
EN 10113-1	(voir plus haut)	02/93	NF EN 10113-1	(voir plus haut)
EN 10113-2	(voir plus haut)	02/93	NF EN 10113-2	(voir plus haut)
EN 10113-3	(voir plus haut)	02/93	NF EN 10113-3	(voir plus haut)
EN 10142	Tôles et bandes en acier doux galvanisées à chaud et en continu pour formage à froid - Conditions techniques de livraison	Publiée	NF EN 10142	Tôles et bandes en acier doux galvanisées à chaud et en continu pour formage à froid - Conditions techniques de livraison
EN 10147	Tôles et bandes en aciers de construction non alliés galvanisées à chaud et en continu - Conditions techniques de livraison	Publiée	NF EN 10147	Tôles et bandes en aciers de construction non alliés galvanisées à chaud et en continu - Conditions techniques de livraison
EN 10130	Produits plats laminés à froid en acier doux pour emboutissage ou pliage à froid - Conditions techniques de livraison	Publiée	NF EN 10130	Produits plats laminés à froid en acier doux pour emboutissage ou pliage à froid - Conditions techniques de livraison
			NF A 36-301	Tôles et bandes laminés à chaud en continu, en acier pour emboutissage ou pliage à froid
			NF A 36-231	Produits plats laminé à chaud en aciers micro-alliés soudable à haute limite d'élasticité pour formage à froid - Nuances et qualités
			NF A 36-232	Produits plats laminé à froid en aciers micro-alliés soudables à haute limite d'élasticité pour formage à froid - Nuances et qualités

## B.2 - Norme de Référence 2 :DIMENSIONS DES PROFILS ET DES TOLES

NORMES EUROPEENNES PUBLIEES OU EN PREPARATION			NORMES A APPLIQUER AVEC L'ENV	
Désignation	Intitulé	Date Cible de Publication	Désignation	Intitulé
DIMENSIONS : PROFILS LAMINES A CHAUD, AUTRES QUE PROFILS CREUX POUR CONSTRUCTION				
EU 19-57	Poutrelles IPE - Poutrelles à ailes parallèles	Non programm.	NF A 45-205	Poutrelles IPE - Poutrelles à ailes parallèles - Dimensions
EU 53-62	Poutrelles à larges ailes à faces parallèles	Non programm.	NF A 45-201	Poutrelles à larges ailes à faces parallèles - Dimensions
EU 54-80	Petits profilés U en acier laminés à chaud	Non programm.	NF A 45-007	Petits profilés U en acier laminés à chaud - Dimensions et tolérances
EU 55-80	Profilés T en acier à ailes égales et à coins arrondis, laminés à chaud	Non programm.	NF A 45-008	Profilés T à ailes égales ou inégales et à coins arrondis, laminés à chaud - Dimensions
EU 56-77	Cornières à ailes égales et à coins arrondis, laminées à chaud	Non programm.	NF A 45-009	Cornières à ailes égales et à coins arrondis, laminées à chaud
EU 57-78	Cornières à ailes inégales et à coins arrondis, laminées à chaud	Non programm.	NF A 45-010	Cornières à ailes inégales et à coins arrondis, laminées à chaud - Dimensions
			NF A 45-202	Profilés en U à faces inclinées (UPN) - Dimensions
			NF A 45-209	Poutrelles IPN - Dimensions
			NF A 45-255	Profils sidérurgiques laminés à chaud - Profilés en UAP (ailes à faces parallèles)

\*) EURONORM (EU) en cours de transformation en NORME EUROPEENNE (EN) - La date annoncée est la date cible de transformation en EN

## B.2 - Norme de Référence 2 : DIMENSIONS DES PROFILS ET DES TOLES (Suite)

NORMES EUROPEENNES PUBLIEES OU EN PREPARATION			NORMES A APPLIQUER AVEC L'ENV	
Désignation	Intitulé	Date Cible de Publication	Désignation	Intitulé
DIMENSIONS : PROFILS CREUX LAMINES A CHAUD POUR CONSTRUCTION				
EN 10210	Profils creux pour la construction finis à chaud en aciers de construction non alliés et à grains fins - Partie 1: Conditions techniques de livraison - Partie 2: Tolérances, dimensions et caractéristiques du profil	06/94	NF A 49-501	Tubes en acier - Profils creux sans soudure ou soudés finis à chaud pour construction - Dimensions - Conditions techniques de Livraison
			NF A 49-542	Tubes en acier - Tubes galvanisés à section circulaire, carrée ou rectangulaire, soudés longitudinalement pour construction métallique - Dimensions - Conditions techniques de livraison
DIMENSIONS ; PROFILS CREUX FINIS A FROID POUR CONSTRUCTION				
EN 10219	Profils creux pour la construction formés à froid en aciers de construction non alliés et à grains fins - Partie 1: Conditions techniques de livraison - Partie 2: Tolérances, dimensions et caractéristiques du profil	06/94	NF A 49-541	Tubes en acier - Profils creux soudés finis à froid pour construction - Dimensions - Conditions techniques de livraison
			NF A 49-542	Tubes en acier - Tubes galvanisés à section circulaire, carrée ou rectangulaire, soudés longitudinalement pour construction métallique - Dimensions - Conditions techniques de livraison
DIMENSIONS : PROFILS FORMES A FROID, AUTRES QUE PROFILS CREUX POUR CONSTRUCTION				
Néant			Néant	
TOLERANCES ; PROFILS LAMINES A CHAUD, AUTRES QUE PROFILS CREUX POUR CONSTRUCTION				
EU 24-62	Poutrelles normales et profilés en U normaux - Tolérances de laminage	Non programm.	NF A 45-210	Poutrelles normales et profilés en U normaux - Tolérances de laminage
EN 10034	Produits sidérurgiques - Poutrelles en I et H en acier de construction - Tolérances de formes et de dimensions	94 <sup>*</sup> )	NF A 45-211	Poutrelles à larges ailes à faces parallèles - Tolérances de laminage
			NF A 45-206	Poutrelles IPE laminées à chaud - Tolérances de laminage

\*) EURONORM (EU) en cours de transformation en NORME EUROPEENNE (EN) - La date annoncée est la date cible de transformation en EN



## B.2 - Norme de Référence 2 : DIMENSIONS DES PROFILS ET DES TOLES (Suite)

NORMES EUROPEENNES PUBLIEES OU EN PREPARATION			NORMES A APPLIQUER AVEC L'ENV	
Désignation	Intitulé	Date Cible de Publication	Désignation	Intitulé
TOLERANCES : PROFILS LAMINES A CHAUD, AUTRES QUE PROFILS CREUX POUR CONSTRUCTION (suite)				
			NF A 45-007	Petit fers en U laminés à chaud - Dimensions et tolérances
			NF A 45-001	Barres ou laminés marchands d'usage général - Tolérances de laminage
TOLERANCES : PROFILS CREUX POUR CONSTRUCTION				
EN 10210	Profils creux pour la construction finis à chaud en aciers de construction non alliés et à grains fins - Partie 1: Conditions techniques de livraison - Partie 2: Tolérances, dimensions et caractéristiques du profil	06/94	NF A 49-501	Tubes en acier - Profils creux sans soudure ou soudés finis à chaud pour construction - Dimensions - Conditions techniques de livraison
EN 10219	Profils creux pour la construction formés à froid en aciers de construction non alliés et à grains fins - Partie 1: Conditions techniques de livraison - Partie 2: Tolérances, dimensions et caractéristiques du profil	06/94	NF A 49-541	Tubes en acier - Profils creux soudés finis à froid pour construction - Dimensions - Conditions techniques de livraison
TOLERANCES : PROFILS FORMES A FROID, AUTRES QUE PROFILS CREUX POUR CONSTRUCTION				
EN 10131	Produits plats laminés à froid, non revêtus, en acier doux et en acier à haute limite d'élasticité pour emboutissage et pliage à froid - Tolérances sur les dimensions et la forme	Publiée	NF EN 10131	Produits plats laminés à froid, non revêtus, en acier doux et en acier à haute limite d'élasticité pour emboutissage et pliage à froid - Tolérances sur les dimensions et la forme
			NF A 37-101	Profilés formés à froid d'usage courant en acier

## B.2 - Norme de Référence 2: DIMENSIONS DES PROFILS ET DES TOLES (Suite)

NORMES EUROPEENNES PUBLIEES OU EN PREPARATION			NORMES A APPLIQUER AVEC L'ENV	
Désignation	Intitulé	Date Cible de Publication	Désignation	Intitulé
TOLERANCES : TOLES ET PLATS				
EN 10029	Tôles en acier laminé à chaud d'épaisseur égale ou supérieure à 3mm - Tolérances sur les dimensions, la forme et la masse	Publiée	NF EN 10029	Tôles en acier laminées à chaud d'épaisseur égale ou supérieure à 3mm - Tolérances sur les dimensions, la forme et la masse - <i>(Pour l'épaisseur, utiliser les classes A, B ou C)</i>
EN 10048	Feuillards laminés à chaud - Tolérances de dimensions et de forme	03/94	NF A 46-100	Feuillards laminés à chaud - Tolérances de dimensions
EN 10051	Tôles et larges bandes et larges bandes refendues laminées à chaud en continu en aciers alliés et non alliés, à limite minimale d'élasticité spécifiée - Tolérances sur les dimensions et la forme	Publiée	NF EN 10051	Tôles et larges bandes et larges bandes refendues laminées à chaud en continu en aciers alliés et non alliés, à limite minimale d'élasticité spécifiée - Tolérances sur les dimensions et la forme
EU 91-81*)	Larges plats laminés à chaud - Tolérances sur les dimension, la forme et la masse	Non programm.	NF A 46-012	Larges plats - Tolérances de laminage
EN 10143	Tôles d'acier galvanisées en continu, bobines, feuilles, bobines refendues, barres - Dimensions et tolérances	12/93	NF A 46-323	Tôles d'acier galvanisées en continu, bobines, feuilles, bobines refendues, barres - Dimensions et tolérances

\*) EURONORM (EU) en cours de transformation en NORME EUROPEENNE (EN) - La date annoncée est la date cible de transformation en EN

### B.3 - Norme de Référence 3 : BOULONS, ECROUS ET RONDELLES

NORMES EUROPEENNES PUBLIEES OU EN PREPARATION			NORMES A APPLIQUER AVEC L'ENV	
Désignation	Intitulé	Date Cible de Publication	DESIGNATION	Intitulé
BOULONS NON PRECONTRAINS				
EN 20225	Eléments de fixation - Vis, goujons et écrous - Symboles et désignation des dimensions	Publiée	NF EN 20225	Eléments de fixation - Vis, goujons et écrous - Symboles et désignation des dimensions
EN 20898-1	Caractéristiques mécaniques des éléments de fixation - Partie 1 : boulons, vis et goujons	Publiée	NF EN 20898-1	Caractéristiques mécaniques des éléments de fixation - Partie 1 : boulons, vis et goujons
EN 20898-2	Caractéristiques mécaniques des éléments de fixation - Partie 2 : écrous avec charge d'épreuve spécifiée	Publiée	NF EN 20898-2	Caractéristiques mécaniques des éléments de fixation - Partie 2 : écrous avec charges d'épreuve spécifiée
EN 24014	Eléments de fixation - Vis à tête hexagonale partiellement filetées - Grades A et B	Publiée	NF EN 24014	Eléments de fixation - Vis à tête hexagonale partiellement filetées - Grades A et B
EN 24016	Eléments de fixation - Vis à tête hexagonale partiellement filetées - Grade C	Publiée	NF EN 24016	Eléments de fixation - Vis à tête hexagonale partiellement filetées - Grade C
EN 24017	Eléments de fixation - Vis à tête hexagonale entièrement filetées - Grades A et B	Publiée	NF EN 24017	Eléments de fixation - Vis à tête hexagonale entièrement filetées - Grades A et B
EN 24018	Eléments de fixation - Vis à tête hexagonale entièrement filetées - Grades C	Publiée	NF EN 24018	Eléments de fixation - Vis à tête hexagonale entièrement filetées - Grades C
EN 24032	Eléments de fixation - Ecrous hexagonaux, style 1 - Grades A et B	Publiée	NF EN 24032	Eléments de fixation - Ecrous hexagonaux, style 1 - Grades A et B
EN 24034	Eléments de fixation - Ecrous hexagonaux - Grade C	Publiée	NF EN 24034	Eléments de fixation - Ecrous hexagonaux - Grade C
EN 24035	Eléments de fixation - Ecrous bas hexagonaux - Grades A et B	Publiée	NF EN 24035	Eléments de fixation - Ecrous bas hexagonaux - Grades A et B

### B.3 - Norme de Référence 3 : BOULONS, ECROUS ET RONDELLES (Suite)

NORMES EUROPEENNES PUBLIEES OU EN PREPARATION			NORMES A APPLIQUER AVEC L'ENV	
Désignation	Intitulé	Date Cible de Publication	DESIGNATION	Intitulé
BOULONS NON PRECONTRAINS (Suite)				
EN 493	Eléments de fixation - Défauts de surface - Ecrous	Publiée	NF EN 493	Eléments de fixation - Défauts de surface - Ecrous
EN 26157-1	Eléments de fixation - Défauts de surface - Partie 1 : Vis et goujons d'usage général	Publiée	NF EN 26157-1	Eléments de fixation - Défauts de surface - Partie 1 : Vis et goujons d'usage général
EN 27089-1	Rondelles plates - Série normale - Grade A - Partie 1 : Classe de dureté 160 HV	94	NF E 25-514	Rondelles plates - Grade A
EN 27089-2	Rondelles plates - Série normale - Grade A - Partie 2 : Classe de dureté 300 HV	94		
EN 27091	Rondelles plates - Série normale - Grade C	94	NF E 25-513	Rondelles plates - Grade C
EN 27413	Ecrous hexagonaux galvanisés à chaud pour constructions métalliques (filetages majorés), style 1 - Grades A et B - Classes de qualités 5,6 et 8	93		
EN 27417	Ecrous hexagonaux galvanisés à chaud pour constructions métalliques (filetages majorés), style 2 - Grade A	93		
			NF E 25-100-0	Eléments de fixation - Norme de famille des vis à métaux - Guide d'utilisation des documents normatifs
			E 25-400-0	Eléments de fixation - Norme de famille des écrous - Guide d'utilisation des documents normatifs

### B.3 - Norme de Référence 3 : BOULONS, ECROUS ET RONDELLES (Suite)

NORMES EUROPEENNES PUBLIEES OU EN PREPARATION			NORMES A APPLIQUER AVEC L'ENV	
Désignation	Intitulé	Date Cible de Publication	Désignation	Intitulé
BOULONS PRECONTRAINTS				
EN 780	Ecrous hexagonaux à serrage contrôlé pour constructions métalliques, à surplats série large - Grade B - Classes de qualité 8 et 10	93	NF E 27-701	Boulons à serrage contrôlé destinés à l'exécution des constructions métalliques - Spécifications techniques - Conditions de commande, de contrôle et de livraison
EN 781	Vis à tête hexagonale à serrage contrôlé pour constructions métalliques, à surplats série large (longueurs filetés conformes à l'ISO 888) - Grade C - Classes de qualité 8.8 et 10.9	93	NF E 27-702	Boulonnerie à serrage contrôlé, destinée à l'exécution des constructions métalliques - Essai d'aptitude à l'emploi des boulons
EN 782	Vis à tête hexagonale à serrage contrôlé pour constructions métalliques, à surplats série large (longueurs filetés écourtés) - Grade C - Classes de qualité 8.8 et 10.9	93	NF E 27-711	Boulonnerie à serrage contrôlé, destinée à l'exécution des constructions métalliques - Dimensions et tolérances
EN 783	Ecrous hexagonaux pour constructions métalliques à surplats série large, style 1 - Grade B - Classe de qualité 10	93		
EN 784	Rondelles plates trempées et revenues pour vis à serrage contrôlé pour constructions métalliques	93		
EN 785	Rondelles plates chanfreinée trempées et revenues pour vis à serrage contrôlé pour constructions métalliques	93		

## B.4 - Normes de Référence 4 : PRODUITS D'APPORT DE SOUDAGE

NORMES EUROPEENNES PUBLIEES OU EN PREPARATION			NORMES A APPLIQUER AVEC L'ENV	
Désignation	Intitulé	Date Cible de Publication	Désignation	Intitulé
			A 81-010	Soudage et technique connexe - Gaz et mélanges gazeux pour atmosphère de soudage sous flux gazeux et pour atmosphère de protection - Classification - Symbolisation - Désignation
			NF A 81-300	Produits d'apport - Electrodes sur soudage manuel électrique à l'arc - Terminologie
			NF A 81-301	Electrodes métalliques enrobées pour soudage manuel électrique à l'arc des aciers et alliages - Caractéristiques dimensionnelles - Essais géométriques et physiques - Conditionnement et marquage
			NF A 81-302	Electrodes métalliques enrobées pour soudage manuel électrique à l'arc des aciers non alliés ou faiblement alliés - Essais mécaniques, géométriques et physiques
			NF A 81-309	Electrodes métalliques enrobées pour soudage manuel électrique à l'arc des aciers non alliés ou faiblement alliés - Produits d'apport

#### B.4 - Norme de Référence 4 : PRODUITS D'APPORT DE SOUDAGE (Suite)

NORMES EUROPEENNES PUBLIEES OU EN PREPARATION			NORMES A APPLIQUER AVEC L'ENV	
Désignation	Intitulé	Date Cible de Publication	Désignation	Intitulé
			NF A 81 310	Fils électrodes nus massifs ou fourrés pour soudage à l'arc avec ou sans protection gazeuse - Diamètres des fils
			NF A 81-311	Fils électrodes métalliques nus massifs pour le soudage à l'arc, sous gaz de protection déposant un métal non allié ou faiblement allié - Symbolisation - Produits d'apport
			NF A 81-312	Fils électrodes métalliques nus massifs pour le soudage à l'arc sous gaz de protection déposant un métal non allié ou faiblement allié - Analyse chimique - Essais mécaniques, géométriques et physiques
			NF A 81-316	Fils électrodes métalliques nus massifs pour le soudage électrique à l'arc, sous flux en poudre déposant un acier non allié ou contenant de faibles éléments d'addition - Symbolisation - Spécifications
			NF A 81-319	Flux en poudre pour le soudage électrique à l'arc - Symbolisation
			NF A 81-322	Couples fils électrodes métalliques nus massifs sous flux en poudre pour soudage électrique à l'arc déposant un acier non allié ou contenant de faibles quantités d'éléments d'addition - Symbolisation - Spécifications - Essais

#### B.4 - Norme de Référence 4 : PRODUITS D'APPORT DE SOUDAGE (Suite)

NORMES EUROPEENNES PUBLIEES OU EN PREPARATION			NORMES A APPLIQUER AVEC L'ENV	
Désignation	Intitulé	Date Cible de Publication	Désignation	Intitulé
			NF A 81-340	Electrodes métalliques enrobées pour le soudage manuel électrique à l'arc déposant un métal à haute limite d'élasticité - Symbolisation - produits d'apport
			NF A 81-341	Electrodes métalliques enrobées pour le soudage manuel électrique à l'arc déposant un métal à haute limite d'élasticité - Essais mécaniques - Analyse chimique - Essais géométriques et physiques
			A 81-350	Fils nus fourrés déposant un acier non allié - Symbolisation - Spécifications - Réception
			A 81-351	Fils nus fourrés déposant un acier non allié - Essais
			A 81-352	Fils nus fourrés déposant un acier à haute limite d'élasticité - Symbolisation - Spécification - Réception
			A 81-353	Fils nus fourrés déposant un acier à haute limite d'élasticité - Essais
			A 81-356	Fils nus fourrés déposant un acier pour utilisation à basses températures - Symbolisation - Spécifications - Réception
			A 81-357	Fils nus fourrés déposant un acier pour utilisation à basses températures - Essais



## B.5 - Norme de Référence 5 : RIVETS

NORMES EUROPEENNES PUBLIEES OU EN PREPARATION			NORMES A APPLIQUER AVEC L'ENV	
Désignation	Intitulé	Date Cible de Publication	Désignation	Intitulé
			NF E 27-156	Rivets à tête ronde destinés à l'exécution des constructions métalliques

## B.6 - Norme de Référence 10 : PROTECTION CONTRE LA CORROSION

NORMES EUROPEENNES PUBLIEES OU EN PREPARATION			NORMES A APPLIQUER AVEC L'ENV	
Désignation	Intitulé	Date Cible de Publication	Désignation	Intitulé
			NF A 35-511	Produits grenillés et peints fabriqués de façon automatique
			NF A 91-010	Revêtements métalliques et traitements de surface des métaux - Terminologie - Classification - Symbolisation
			A 91-011	Revêtements métalliques - Désignations conventionnelles de conditions d'emploi
			NF A 91-121	Revêtements métalliques - Galvanisation par immersion dans le zinc fondu (galvanisation à chaud) - Produits finis en fer, acier, fonte
			A 91-122	Produits finis en acier galvanisés à chaud - Recommandations relatives à la conception et à l'utilisation des produits galvanisés
			A 35-512	Recommandations quant à la mise en oeuvre et à l'emploi des produits grenillés et peints de façon automatique
			C.C.T.G Fascicule.n°56	Cahier des Clauses Techniques Générales - Fascicule n°56 : Protection des ouvrages métalliques contre la corrosion - Marchés Publics de Travaux

## C - NORMES "EXECUTION"

### C.1 - Normes de Référence 6, 7, 8 et 9 : NORMES D'EXECUTION DES ASSEMBLAGES

NORMES EUROPEENNES PUBLIEES OU EN PREPARATION			NORMES A APPLIQUER AVEC L'ENV	
Désignation	Intitulé	Date Cible de Publication	Désignation	Intitulé
EN.....	Exécution des structures en acier - Partie 1: Règles générales et règles pour les bâtiments <i>(Projet établi par le Comité Technique CEN/TC135)</i>	10/92	NF P 22-411	Construction métallique - Assemblages rivés - Exécution des assemblages
			NF P 22-431	Construction métallique - Assemblages par boulons non précontraints - Exécution des assemblages
			NF P 22-462	Construction métallique - Assemblages par boulons à serrage contrôlé - Usinage et préparation des assemblages
			NF P 22-463	Construction métallique - Assemblages par boulons à serrage contrôlé - Exécution des assemblages
			NF P 22-464	Construction métallique - Assemblages par boulons à serrage contrôlé - Programme de pose des boulons
			NF P 22-466	Construction métallique - Assemblages par boulons à serrage contrôlé - Méthode de serrage et de contrôle des boulons
			NF P 2-468	Construction métallique - Assemblages par boulons à serrage contrôlé - Serrage par rotation contrôlée de l'écrou - Détermination de l'angle de rotation
			NF P 22-469	Construction métallique - Assemblages par boulons à serrage contrôlé - Etalonnage des clés dynamométriques

### C.1 - Normes de Référence 6, 7, 8 et 9 : NORMES D'EXECUTION DES ASSEMBLAGES (Suite)

NORMES EUROPEENNES PUBLIEES OU EN PREPARATION			NORMES A APPLIQUER AVEC L'ENV	
Désignation	Intitulé	Date Cible de Publication	Désignation	Intitulé
EN.....	Exécution des structures en acier - Partie 1: Règles générales et règles pour les bâtiments <i>(Projet établi par le Comité Technique CEN/TC135)</i>	10/92	NF P 22-471	Construction métallique - Assemblages soudés - Fabrication
			NF P 22-472	Construction métallique - Assemblages soudés - Qualification des modes opératoires de soudage
			NF P 22-473	Construction métallique - Assemblages soudés - Etendue des contrôles non destructifs

## C.2 - Normes de Référence 6, 7, 8 et 9 : NORMES D'EXECUTION EN SOUDAGE

NORMES EUROPEENNES PUBLIEES OU EN PREPARATION			NORMES A APPLIQUER AVEC L'ENV	
Désignation	Intitulé	Date Cible de Publication	Désignation	Intitulé
EN.....	Exécution des structures en acier - Partie 1: Règles générales et règles pour les bâtiments <i>(Projet établi par le Comité Technique CEN/TC135)</i>	10/92	NF P 22-471	Construction métallique - Assemblages soudés - Fabrication
EN 287-1	Epreuve de qualification des soudeurs - Soudage par fusion - Partie 1: Aciers		NF P 22-472	Construction métallique - Assemblages soudés - Qualification des modes opératoires de soudage
EN 288-1	Descriptif et qualification d'un mode opératoire de soudage pour les matériaux métalliques - Partie 1: Règles générales pour le soudage par fusion		NF P 22-473	Construction métallique - Assemblages soudés - Etendue des contrôles non destructifs
EN 288-2	Descriptif et qualification d'un mode opératoire de soudage pour les matériaux métalliques - Partie 2: Descriptif d'un mode opératoire de soudage pour le soudage à l'arc		NF EN 287-1	Epreuve de qualification des soudeurs - Soudage par fusion - Partie 1: Aciers
EN 288-3	Descriptif et qualification d'un mode opératoire de soudage pour les matériaux métalliques - Partie 3: Epreuve de qualification d'un mode opératoire de soudage à l'arc sur acier		NF EN 288-1	Descriptif et qualification d'un mode opératoire de soudage pour les matériaux métalliques - Partie 1: Règles générales pour le soudage par fusion
			NF EN 288-2	Descriptif et qualification d'un mode opératoire de soudage pour les matériaux métalliques - Partie 2 : Descriptif d'un mode opératoire de soudage pour le soudage à l'arc
			NF EN 288-3	Descriptif et qualification d'un mode opératoire de soudage pour les matériaux métalliques - Partie 3 : Epreuve de qualification d'un mode opératoire de soudage à l'arc sur acier

### C.3 - Normes de Référence 6, 7, 8 et 9 : AUTRES NORMES D'EXECUTION

NORMES EUROPEENNES PUBLIEES OU EN PREPARATION			NORMES A APPLIQUER AVEC L'ENV	
Désignation	Intitulé	Date Cible de Publication	Désignation	Intitulé
EN.....	Exécution des structures en acier - Partie 1: Règles générales et règles pour les bâtiments <i>(Projet établi par le Comité Technique CEN/TC135)</i>	10/92	NF P 22-615	Construction métallique - Poutres de roulement de ponts roulants - Déformations en service et tolérances
			NF P 22-800	Construction métallique - Préparation des pièces en atelier
			DTU P 22-201	Travaux de construction métallique pour le bâtiment - Charpentes en acier - Cahier des charges et Cahier des clauses spéciales (DTU 32.1)
EN 10142	Tôles et bandes en acier doux galvanisées à chaud et en continu pour formage à froid - Conditions techniques de livraison	Publiée	NF EN 10142	Tôles et bandes en acier doux galvanisées à chaud et en continu pour formage à froid - Conditions techniques de livraison
EN 10147	Tôles et bandes en acier de construction non alliés galvanisées à chaud et en continu - Conditions techniques de livraison	Publiée	NF EN 10147	Tôles et bandes en acier de construction non alliés galvanisées à chaud et en continu - Conditions techniques de livraison

**D - NORMES "ESSAIS ET CONTROLE"****D.1 - NORMES D'ESSAIS**

NORMES EUROPEENNES PUBLIEES OU EN PREPARATION			NORMES A APPLIQUER AVEC L'ENV	
Désignation	Intitulé	Date Cible de Publication	Désignation	Intitulé
			NF P 22-461	Construction métallique - Assemblages par boulons à serrage contrôlé - Détermination du coefficient conventionnel de frottement
			NF E 25-005	Eléments de fixation - Méthodes d'essai
			NF E 27-702	Boulonnerie à serrage contrôlé, destinée à l'exécution des constructions métalliques - Essai d'aptitude à l'emploi des boulons
			RCM 1/1973	Recommandations pour le calcul et l'exécution des chemins de roulement de ponts roulants Partie 3: Dispositions constructives Annexe 1: Conditions de stabilité des chemins de roulement pendant les épreuves de ponts roulants (CTICM - Revue Construction Métallique n°1/1973)

## ANNEXE C (Informative)

### Calcul de la résistance à la rupture fragile

#### C.1 Résistance à la rupture fragile

- (1) La rupture fragile est définie comme étant la ruine d'un élément structural sans déformation plastique. Le mode de ruine dépend principalement des facteurs suivants:
  - limite d'élasticité de la nuance d'acier,
  - épaisseur du matériau,
  - vitesse de mise en charge,
  - plus basse température de service,
  - résilience du matériau,
  - type d'élément structural.
- (2) La nuance d'acier requise peut être déterminée en prenant en considération les facteurs énoncés ci-dessus. Le choix dépend de la résilience du matériau et des conditions exigées en termes de mécanique de la rupture. Le critère est exprimé en fonction de la température expérimentale à laquelle l'énergie de rupture de l'éprouvette Charpy V a une valeur minimale de 27 Joules.
- (3) La procédure ci-après permet de déterminer la plus basse température de service admissible pour une nuance d'acier et une épaisseur du matériau données, en fonction des conditions d'exploitation, de la vitesse de mise en charge et des conséquences de la rupture.
- (4) Les nuances d'acier prises en compte dans cette procédure sont conformes aux dispositions concernant les matériaux de la Norme EN 10025 ou prEN 10113.
- (5) *La procédure donnée dans cette Annexe ne devrait pas être appliquée dans le cas de températures de service inférieures à -40°C.*



## C.2 Procédure de calcul

### C.2.1 Conditions de service

(1) On définit trois niveaux de sévérité correspondant à des niveaux de contrainte calculés à l'aide des valeurs caractéristiques des actions en appliquant un coefficient partiel de sécurité  $\gamma_F = 1,0$  comme suit :

- S1 :
  - pas de soudage, ou
  - construction soudée avec des contraintes locales de traction ne dépassant pas 0,2 fois la limite d'élasticité, ou
  - traitement thermique de détensionnement complet, avec des contraintes locales de traction (y compris toute concentration de contraintes géométriques) ne dépassant pas 0,67 fois la limite d'élasticité.
- S2 : Construction soudée, avec
  - soit, des contraintes locales de traction de l'ordre de 0,2 à 0,67 fois la limite d'élasticité,
  - soit, un traitement thermique de détensionnement des contraintes résiduelles, avec des contraintes ne dépassant pas deux fois la limite d'élasticité.
- S3 : Zones de concentration de contraintes géométriques complexes, avec :
  - soit construction soudée avec des contraintes locales de l'ordre de 0,67 à 2 fois la limite d'élasticité,
  - soit traitement thermique de détensionnement avec des contraintes de l'ordre de 2 à 3 fois la limite d'élasticité,mais, dans tous les cas, les sollicitations calculées doivent se trouver en dessous de la ruine plastique.

(2) Le tableau 3.2 est établi à partir des niveaux de contraintes S1 et S2.

**C.2.2 Vitesse de mise en charge**

(1) Deux vitesses de mise en charge sont définies comme suit :

- R1 : Sollicitation statique normale ou lente, applicable à des structures soumises au poids propre, aux charges de planchers, des véhicules, du vent, des vagues et de manutention.
- R2 : Charge d'impact, induisant vitesse élevée de déformation, explosions ou conditions de choc.

(2) Le tableau 3.2 est établi pour la vitesse de mise en charge R1.

**C.2.3 Conséquences de la rupture**

(1) Deux conditions sont définies comme suit :

- C1 : Eléments non critiques ou assemblages, dans lesquels la ruine serait circonscrite à des effets locaux sans conséquences sérieuses (par exemple, un élément redondant).
- C2 : Eléments critiques à la rupture ou assemblages dans lesquels une rupture locale provoquerait une ruine complète de la structure avec des conséquences importantes pour les vies humaines ou pertes économiques.

(2) Le tableau 3.2 est établi pour la condition C2.

**C.2.4 Limite d'élasticité nominale**

(1) La valeur nominale de la limite inférieure d'élasticité  $f_{y\ell}$  diminue avec l'épaisseur et peut être obtenue à partir de :

$$f_{y\ell} = f_{y0} - 0,25(t / t_1) (f_{y0} / 235) \quad (C.1)$$

où:

$f_{y0}$  = la valeur de base de  $f_{y\ell}$  (en N/mm<sup>2</sup>)

$t$  = l'épaisseur (en mm)

et  $t_1 = 1$  mm

- (2) La valeur de base de la limite moyenne inférieure d'élasticité  $f_{y0}$  (à n'utiliser que dans l'Annexe C) peut être déterminée à partir du tableau C.1.

Tableau C.1 - Moyenne de la limite inférieure d'élasticité			
Nuance d'acier	Fe 360	Fe 430	Fe 510
$f_{y0}$ (en N/mm <sup>2</sup> )	235	275	355

- (2) C En ce qui concerne la désignation symbolique des nuances d'acier, se reporter au commentaire de 3.2

### C.2.5 Paramètres

- (1) Les valeurs des constantes à adopter pour les catégories S, R et C doivent être obtenues au tableau C.2.

Tableau C.2 - Valeurs de constantes			
Catégorie de contrainte	S1	S2	S3
$k_a$ $k_b$ $k_c$	0,18 0,40 0,03	0,18 0,15 0,03	0,10 0,07 0,04
Vitesse de mise en charge	R1	R2	
Valeur de $k_d$	$10^{-3}$	1,0	
Conséquences de la ruine	C1	C2	
Valeur de $\gamma_C$	1,0	1,5	

- (2) Des détails concernant les températures d'essai de résilience - Charpy V,  $T_{CV}$ , pour des nuances d'aciers normalisées de la norme EN10025 sont donnés au tableau C.3.
- (3) Des détails appropriés concernant les températures d'essai de résilience - Charpy V,  $T_{CV}$ , pour des nuances d'aciers normalisées de la norme prEN10113 sont donnés au tableau C.3.

<b>Tableau C.3 - Températures d'essais de résilience Charpy V, T<sub>CV</sub></b>					
Qualité d'acier	Valeurs spécifiées			Valeur nominale de T <sub>CV</sub> (°C)	
	Température d'essai (°C)	Energie minimale (J) pour l'épaisseur t (mm)		donnant 27 Joules pour l'épaisseur t (mm)	
		>10 ≤ 150 <sup>1)</sup>	>150 ≤ 250 <sup>1)</sup>	≤ 150 <sup>1)</sup>	> 150 ≤ 250 <sup>1)</sup>
EN 10025:					
B	+20	27	23	+20	+25
C	0	27	23	+0	+5
D	-20	27	23	-20	-15
DD	-20	40	33	-30 <sup>2)</sup>	-25 <sup>2)</sup>
prEN 10113:					
KG	-20	40	33	-30 <sup>2)</sup>	-25 <sup>2)</sup>
KT	-50	27	23	-50	-45

**Notes :**

1. La valeur doit être convenue avec le producteur d'acier pour les sections laminées de la norme EN10025 d'épaisseur nominale supérieure à 100mm, pour les aciers à l'état de livraison N de la norme prEN 10113-2 d'épaisseur nominale supérieure à 150mm, et pour les aciers à l'état de livraison TM de la norme prEN 10113-3 d'épaisseur nominale supérieure à 150mm pour les produits longs ou à 63mm pour les produits plats.
2. Ces valeurs sont supposées être équivalentes à la température de résilience Charpy V de 40J à -20°C, ou de 33J à -20°C pour une épaisseur d'acier comprise entre 150mm et 250 mm.

(3) C En ce qui concerne la désignation symbolique des nuances et qualités d'acier, se rapporter au commentaire de 3.2

**C.2.6. Calculs**

(1) La ténacité requise à la rupture  $K_{IC}$  est obtenue par la formule :

$$K_{IC} = (\gamma_C \alpha)^{0,55} f_{y\ell} t^{0,5} / 1,226 \quad (C.2)$$

où :

$$\alpha = \frac{1}{k_a + k_b \ln(t/t_1) + k_c (t/t_1)^{0,5}}$$

(2) La température minimale de service  $T_{min}$  est obtenue par la formule :

$$T_{min} = 1,4T_{CV} + 25 + \beta + (83 - 0,08f_{y\ell}) [k_d]^{0,17} \quad (C.3)$$

où :

$$\beta = 100(\ln K_{IC} - 8,06)$$

## ANNEXE E (Informative)

### Longueur de flambement d'un élément comprimé

#### E.1 Bases

- (1) La longueur de flambement  $\ell$  d'un élément comprimé est la longueur d'un élément bi-articulé (extrémités maintenues vis-à-vis du mouvement latéral, mais libres de tourner), par ailleurs similaire, ayant la même résistance au flambement.
- (2) A défaut d'informations plus précises, on peut adopter, en se plaçant en sécurité, la longueur théorique de flambement élastique.
- (3) Une longueur de flambement équivalente peut être utilisée pour ramener le calcul de la résistance au flambement d'un élément soumis à une compression non uniforme à celui d'un élément, par ailleurs similaire, soumis à une compression uniforme.
- (4) Une longueur de flambement équivalente peut également être utilisée pour ramener le calcul de la résistance au flambement d'un élément de section transversale variable à celui d'un élément de section constante, sous conditions similaires de chargement et d'encastrement.

#### E.2 Poteaux d'ossatures de bâtiment

- (1) La longueur de flambement  $\ell$  d'un poteau dans un mode d'instabilité à noeuds fixes peut être obtenue à partir de la figure E.2.1.
- (2) La longueur de flambement  $\ell$  d'un poteau dans un mode d'instabilité à noeuds déplaçables peut être obtenue à partir de la figure E.2.2.
- (3) En ce qui concerne les modèles théoriques présentés à la figure E.2.3, les facteurs de distributions de rigidité  $\eta_1$  et  $\eta_2$  sont obtenus par les formules :

$$\eta_1 = K_C / (K_C + K_{11} + K_{12}) \quad (\text{E.1})$$

$$\eta_2 = K_C / (K_C + K_{21} + K_{22}) \quad (\text{E.2})$$

où  $K_C$  = rigidité  $I/L$  du poteau

et  $K_{ij}$  = rigidités effectives des poutres

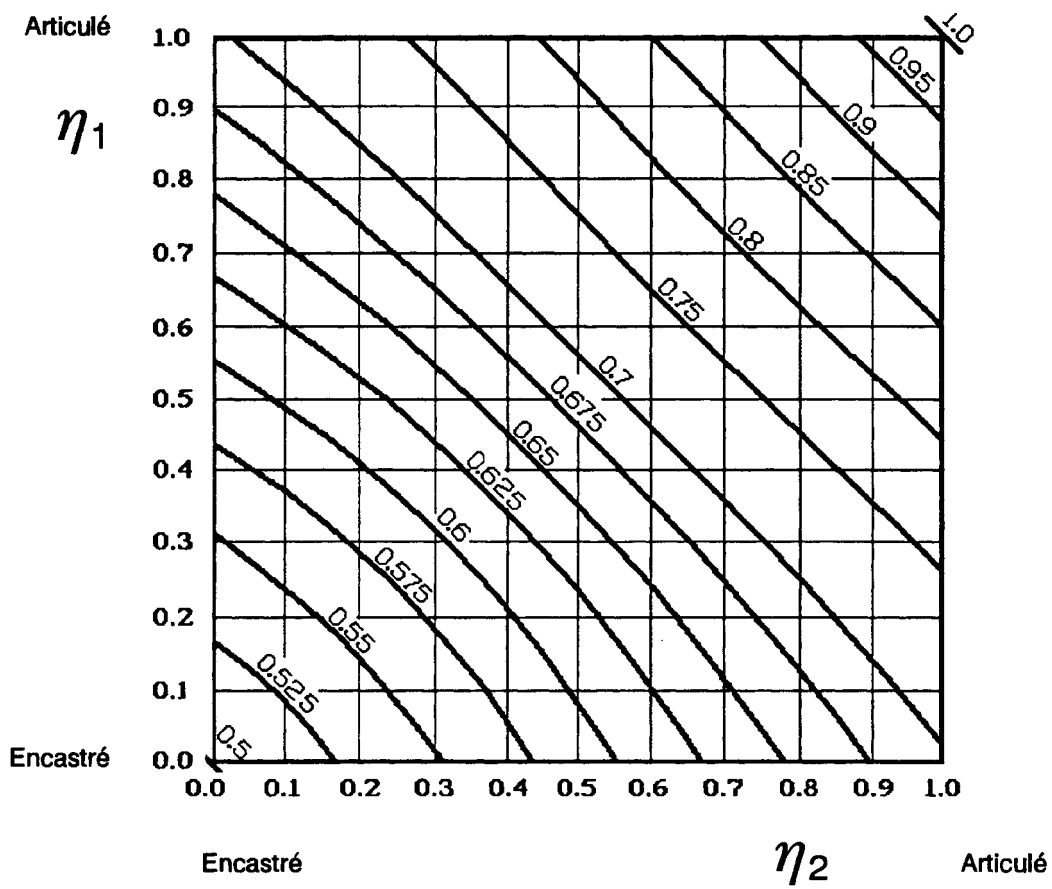


Figure E.2.1 Rapport  $\ell/L$  de longueur de flambement d'un poteau dans un mode à noeuds fixes

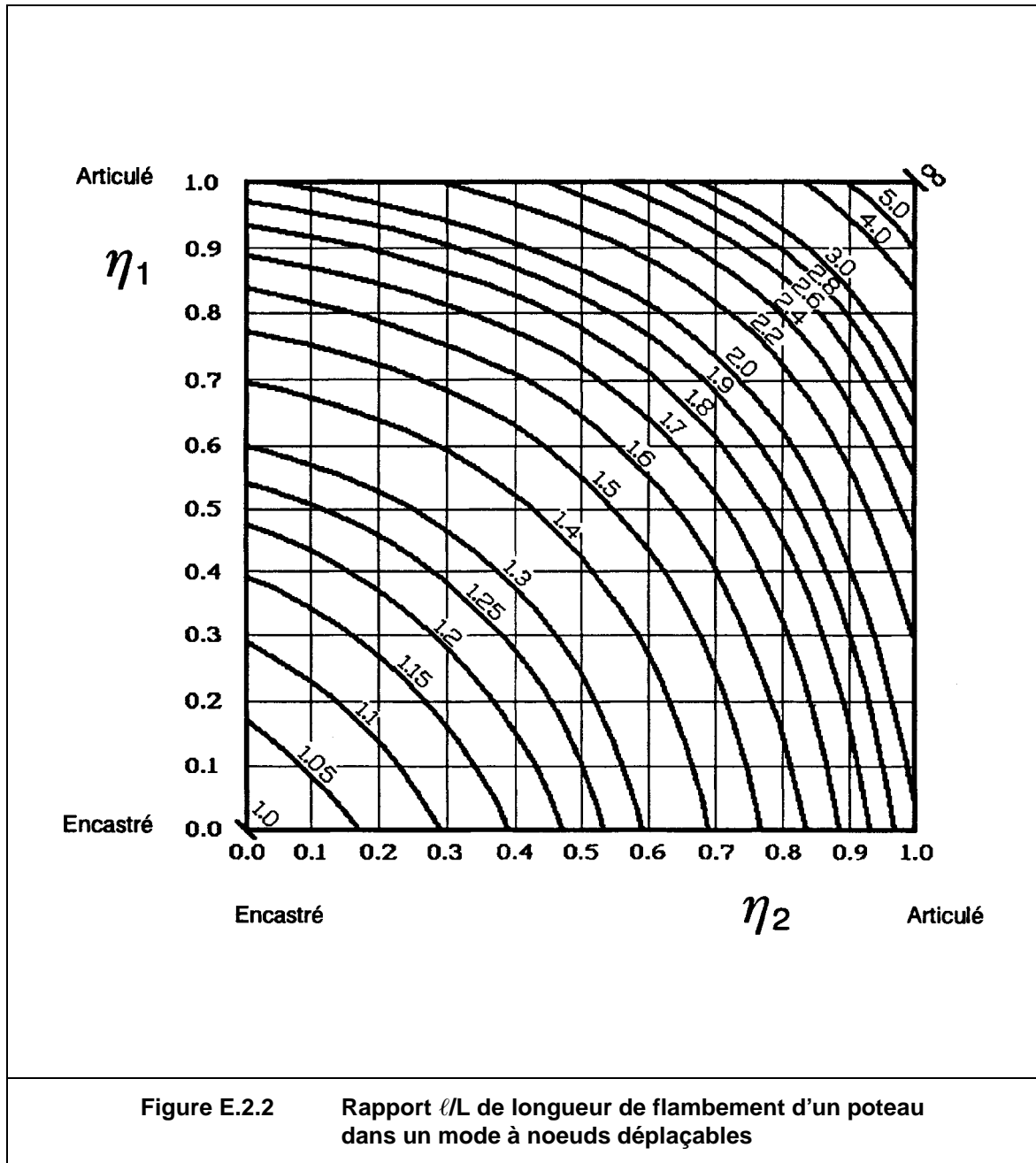
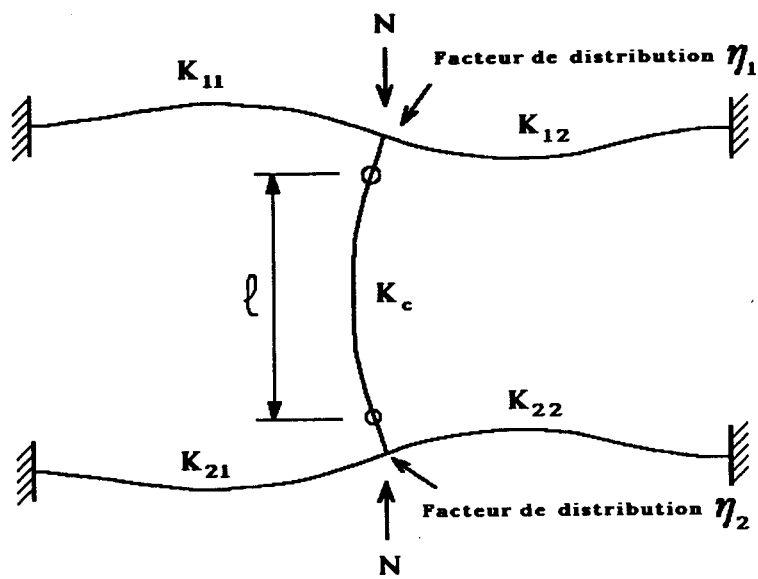


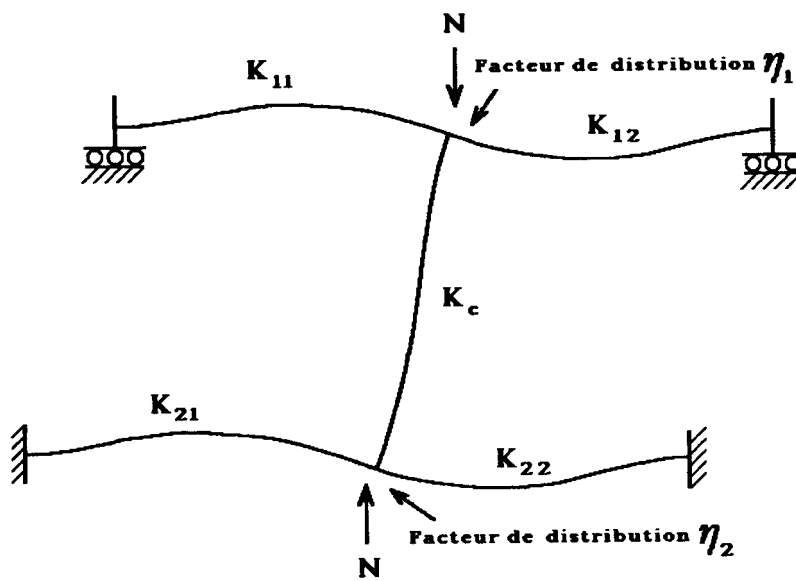
Figure E.2.2

Rapport  $\ell/L$  de longueur de flambement d'un poteau dans un mode à noeuds déplaçables





(a) Mode de flambement à noeuds fixes



(b) Mode de flambement à noeuds déplaçables

Figure E.2.3 Facteurs de distribution pour les poteaux

- (4) Ces modèles peuvent être adaptés au calcul des poteaux continus, en supposant que chaque tronçon de poteau est chargé à la même valeur du rapport  $(N/N_{cr})$ . Dans le cas général où  $(N/N_{cr})$  varie, ceci conduit à une valeur de  $l/L$  qui place en sécurité pour le tronçon de poteau le plus critique.
- (5) L'hypothèse faite en (4) peut être introduite pour chaque tronçon d'un poteau continu, en utilisant le modèle de la figure E.2.4 et en obtenant les facteurs de distributions  $\eta_1$  et  $\eta_2$  par les formules :

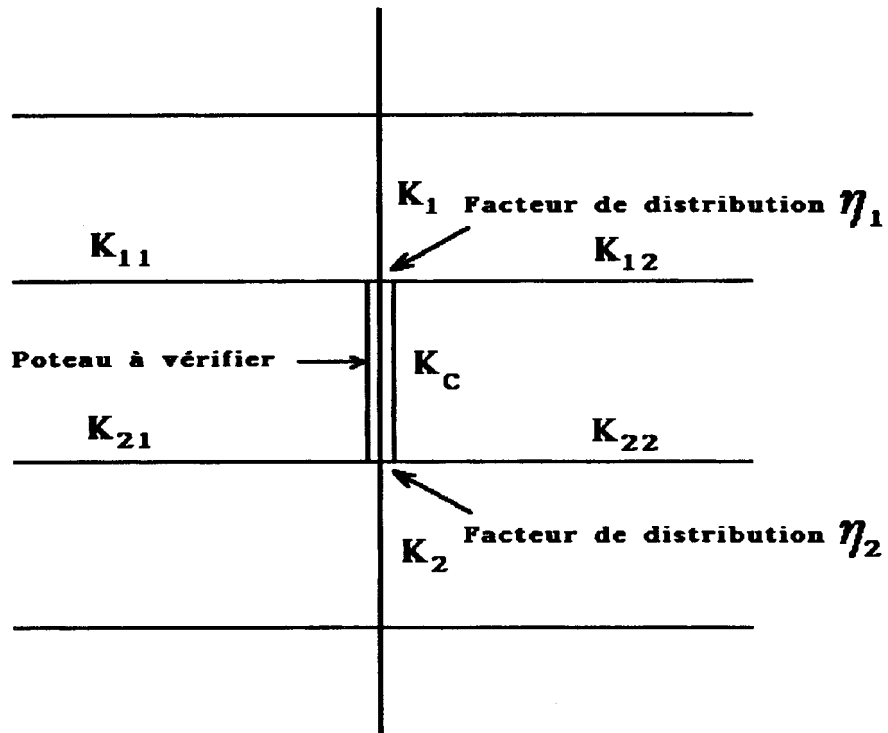
$$\eta_1 = \frac{K_C + K_1}{K_C + K_1 + K_{11} + K_{12}} \quad (\text{E.3})$$

$$\eta_2 = \frac{K_C + K_2}{K_C + K_2 + K_{21} + K_{22}} \quad (\text{E.4})$$

où  $K_1$  et  $K_2$  sont les rigidités des tronçons de poteau adjacents.

- (6) Lorsque les poutres ne sont pas soumises à des efforts axiaux, leur rigidité effective peut être déterminée en se référant au tableau E.1, à condition que les poutres restent élastiques sous les moments de calcul.

<b>Tableau E.1 Rigidité effective d'une poutre</b>	
Condition de maintien en rotation à l'extrémité opposée de la poutre	Rigidité effective K de la poutre (à condition que la poutre reste élastique)
Encastrée	1,0 I/L
Articulée	0,75 I/L
Rotation égale à celle de l'extrémité adjacente (double courbure)	1,5 I/L
Rotation égale et opposée à celle de l'extrémité adjacente (simple courbure)	0,5 I/L
Cas général : Rotation $\theta_a$ à l'extrémité adjacente et $\theta_b$ à l'extrémité opposée	$(1 + 0,5 \theta_b / \theta_a) I/L$



$$\eta_1 = \frac{K_C + K_1}{K_C + K_1 + K_{11} + K_{12}}$$

$$\eta_2 = \frac{K_C + K_2}{K_C + K_2 + K_{21} + K_{22}}$$

**Figure E.2.4** Facteurs de distribution pour poteaux continus

- 7) *Pour les ossatures de bâtiment à cadres rectangulaires avec plancher en béton, à condition que la topologie de l'ossature soit régulière et le chargement uniforme, il est normalement suffisamment précis d'adopter pour les poutres les rigidités effectives du tableau E.2.*

<b>Tableau E.2 Rigidité effective K d'une poutre dans une ossature de bâtiment avec planchers en béton</b>		
Conditions de charge pour la poutre	Mode d'instabilité à noeuds fixes	Mode d'instabilité à noeuds déplaçables
Poutres supportant directement les dalles de plancher en béton	1,0 I/L	1,0 I/L
Autres poutres sous charges directes	0,75 I/L	1,0 I/L
Poutres soumises uniquement à des moments aux extrémités	0,5 I/L	1,5 I/L

- (8) *Lorsque, pour le même cas de charge, le moment de calcul d'une poutre quelconque dépasse le moment de résistance élastique  $W_{el} f_y / \gamma_{M0}$ , on doit supposer la poutre articulée au(x) point(s) concerné(s).*
- (9) *Lorsqu'une poutre possède des assemblages nominalelement articulés, elle doit être considérée comme articulée au(x) point(s) concerné(s).*
- (10) *Lorsqu'une poutre possède des assemblages semi-rigides, sa rigidité effective doit être réduite en conséquence.*
- (11) *Lorsque les poutres sont soumises à des efforts axiaux, leur rigidité effective doit être ajustée en conséquence. On peut, pour cela, utiliser les fonctions de stabilité. Une alternative simple consiste à négliger le gain de rigidité dû à la traction axiale, et à prendre en compte les effets de la compression axiale à l'aide des approximations sécuritaires données au tableau E.3.*

<b>Tableau E.3 Formules approximatives pour rigidité réduite due à la compression axiale</b>	
Condition de maintien en rotation à l'extrémité opposée de la poutre	Rigidité effective K de la poutre (à condition que celle-ci reste élastique)
Encastrée	1,0 I/L (1-0,4 N/N <sub>E</sub> )
Articulée	0,75 I/L (1-1,0 N/N <sub>E</sub> )
Rotation égale à celle de l'extrémité adjacente (double courbure)	1,5 I/L (1-0,2 N/N <sub>E</sub> )
Rotation égale et opposée à celle de l'extrémité adjacente (simple courbure)	0,5 I/L (1-1,0 N/N <sub>E</sub> )
Dans ce tableau N <sub>E</sub> = π <sup>2</sup> EI/L <sup>2</sup>	

(12) Les expressions empiriques suivantes sont des approximations sécuritaires qui peuvent être utilisées comme une alternative aux valeurs tirées des figures E.2.1 et E.2.2 :

(a) mode d'instabilité à noeuds fixes (figure E.2.1)

$$\ell/L = 0,5 + 0,14 (\eta_1 + \eta_2) + 0,055 (\eta_1 + \eta_2)^2 \quad (E.5)$$

ou, comme alternative

$$\frac{\ell}{L} = \left[ \frac{1 + 0,145(\eta_1 + \eta_2) - 0,265\eta_1\eta_2}{2 - 0,364(\eta_1 + \eta_2) - 0,247\eta_1\eta_2} \right] \quad (E.6)$$

(b) mode d'instabilité à noeuds déplaçables (figure E.2.2)

$$\frac{\ell}{L} = \left[ \frac{1 - 0,2(\eta_1 + \eta_2) - 0,12\eta_1\eta_2}{1 - 0,8(\eta_1 + \eta_2) + 0,60\eta_1\eta_2} \right]^{0,5} \quad (E.7)$$

## ANNEXE F (Informative)

### Déversement

#### F.1 Moment critique élastique

##### F.1.1 Base

- (1) Le moment critique élastique de déversement d'une poutre à section transversale constante et à semelles égales, sous conditions normales d'encastrement à chaque extrémité, chargée en son centre de cisaillement et soumise à un moment de flexion uniforme, est donné par:

$$M_{cr} = \frac{\pi^2 EI_z}{L^2} \left[ \frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 GI_t}{\pi^2 EI_z} \right]^{0,5} \quad (F.1)$$

où  $G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$

$I_t$  = moment d'inertie de torsion

$I_w$  = moment d'inertie de gauchissement

$I_z$  = moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie

et  $L$  = longueur de la poutre entre points latéralement maintenus

- (2) Les conditions normales d'encastrement à chaque extrémité sont:

- encastree contre le mouvement latéral
- encastree contre la rotation suivant l'axe longitudinal
- libre de tourner dans le plan.

##### F.1.2 Formules générales pour sections symétriques par rapport à l'axe de faible inertie

- (1) Dans le cas d'une poutre à section transversale constante symétrique par rapport à l'axe de faible inertie pour une flexion suivant l'axe de forte inertie, le moment critique élastique de déversement est donné par la formule générale :

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(kL)^2} \left\{ \left[ \left[ \frac{k}{k_w} \right]^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 z_g - C_3 z_j)^2 \right]^{0,5} - (C_2 z_g - C_3 z_j) \right\} \quad (F.2)$$

où  $C_1, C_2$  et  $C_3$  facteurs dépendant des conditions de charge et d'encastrement,

$k$  et  $k_w$  facteurs de longueur effective

$$z_g = z_a - z_s$$

$$z_j = z_s - [ 0,5 \int z (y^2 + z^2) dA ] / I_y$$

$z_a =$  coordonnée du point d'application de la charge

$z_s =$  coordonnée du centre de cisaillement.

**Note :** Voir F.1.2(7) et (8) pour les conventions de signe et F.1.4(2) pour des approximations sur  $z_j$ .

- (2) Les facteurs de longueur effective  $k$  et  $k_w$  varient de 0,5 pour un encastrement parfait à 1,0 pour des appuis simples, avec 0,7 pour une extrémité encastree et l'autre simplement appuyée.
- (3) *Le facteur  $k$  concerne la rotation de l'extrémité en plan. Il est analogue au rapport  $\ell/L$  d'un élément comprimé.*
- (4) *Le facteur  $k_w$  concerne le gauchissement d'extrémité. A moins d'avoir pris des mesures spéciales d'encastrement vis-à-vis du gauchissement, il convient de prendre  $k_w$  égal à 1,0.*
- (5) Des valeurs de  $C_1, C_2$  et  $C_3$  sont données aux tableaux F.1.1 et F.1.2 pour différents cas de charge, ainsi que l'indique la forme du diagramme du moment de flexion sur la longueur  $L$  entre appuis latéraux. Les valeurs en sont données pour différentes valeurs de  $k$ .

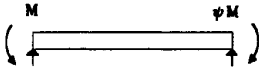









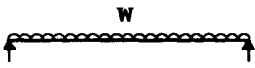

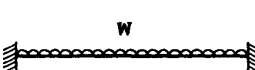

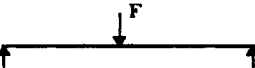
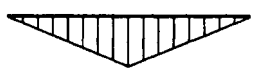
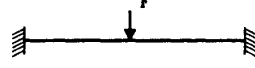

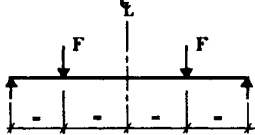
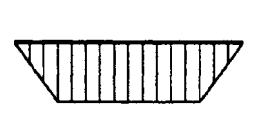
<b>Tableau F.1.1 Coefficients <math>C_1</math>, <math>C_2</math> et <math>C_3</math> pour différentes valeurs de <math>k</math>, dans le cas de moments d'extrémités</b>					
Chargement et conditions d'appuis	Diagramme de moment de flexion	Valeur de $k$	Coefficients		
			$C_1$	$C_2$	$C_3$
	$\psi = +1$ 	1,0 0,7 0,5	1,000 1,000 1,000	-	1,000 1,113 1,114
	$\psi = +3/4$ 	1,0 0,7 0,5	1,141 1,270 1,305	-	0,998 1,565 2,283
	$\psi = +1/2$ 	1,0 0,7 0,5	1,323 1,473 1,514	-	0,992 1,556 2,271
	$\psi = +1/4$ 	1,0 0,7 0,5	1,563 1,739 1,788	-	0,977 1,531 2,235
	$\psi = +0$ 	1,0 0,7 0,5	1,879 2,092 2,150	-	0,939 1,473 2,150
	$\psi = -1/4$ 	1,0 0,7 0,5	2,281 2,538 2,609	-	0,855 1,340 1,957
	$\psi = -1/2$ 	1,0 0,7 0,5	2,704 3,009 3,093	-	0,676 1,059 1,546
	$\psi = -3/4$ 	1,0 0,7 0,5	2,927 3,258 3,348	-	0,366 0,575 0,837
	$\psi = -1$ 	1,0 0,7 0,5	2,752 3,063 3,149	-	0,000 0,000 0,000



Tableau F.1.2 Coefficients $C_1$ , $C_2$ et $C_3$ pour différentes valeurs de $k$ , dans le cas de charges transversales					
Chargement et conditions d'appuis	Diagramme de moment de flexion	Valeur de $k$	Coefficients		
			$C_1$	$C_2$	$C_3$
		1,0	1,132	0,459	0,525
		0,5	0,972	0,304	0,980
		1,0	1,285	1,562	0,753
		0,5	0,712	0,652	1,070
		1,0	1,365	0,553	1,730
		0,5	1,070	0,432	3,050
		1,0	1,565	1,267	2,640
		0,5	0,938	0,715	4,800
		1,0	1,046	0,430	1,120
		0,5	1,010	0,410	1,890

- (6) Pour les cas où  $k = 1,0$ , la valeur de  $C_1$  en fonction du rapport des moments d'extrémité tel qu'il est indiqué au tableau F.1.1, est donnée approximativement par:

$$C_1 = 1,88 - 1,40\psi + 0,52\psi^2 \quad \text{mais } C_1 \leq 2,70 \quad (\text{F-3})$$

- (7) La convention de signe à appliquer à  $z_j$ , voir figure F.1.1, est la suivante :

- $z$  est positif pour la semelle comprimée
- $z_j$  est positif lorsque la semelle avec la plus grande valeur de  $I_z$  est sollicitée en compression au point de moment maximal.

- (8) La convention de signe à appliquer à  $z_g$  est la suivante:

- pour les charges de gravité,  $z_g$  est positif lorsque ces charges sont appliquées au-dessus du centre de cisaillement
- dans le cas général,  $z_g$  est positif lorsque les charges agissent vers le centre de cisaillement à partir de leur point d'application

### F.1.3 Poutres à section transversale constante et doublement symétrique

- (1) Puisque  $z_j = 0$  pour les sections transversales doublement symétriques, alors :

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(kL)^2} \left\{ \left[ \left[ \frac{k}{k_w} \right]^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 z_g)^2 \right]^{0,5} - C_2 z_g \right\} \quad (\text{F-4})$$

- (2) Dans le cas de chargement par moments d'extrémité ( $C_2 = 0$ ) ou de charges transversales appliquées au centre de cisaillement ( $z_g = 0$ ), la formule devient :

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(kL)^2} \left[ \left[ \frac{k}{k_w} \right]^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 GI_t}{\pi^2 EI_z} \right]^{0,5} \quad (\text{F-5})$$

- (3) Lorsque  $k = k_w = 1,0$  (pas d'encastrement aux extrémités) :

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{L^2} \left[ \frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 GI_t}{\pi^2 EI_z} \right]^{0,5} \quad (\text{F-6})$$

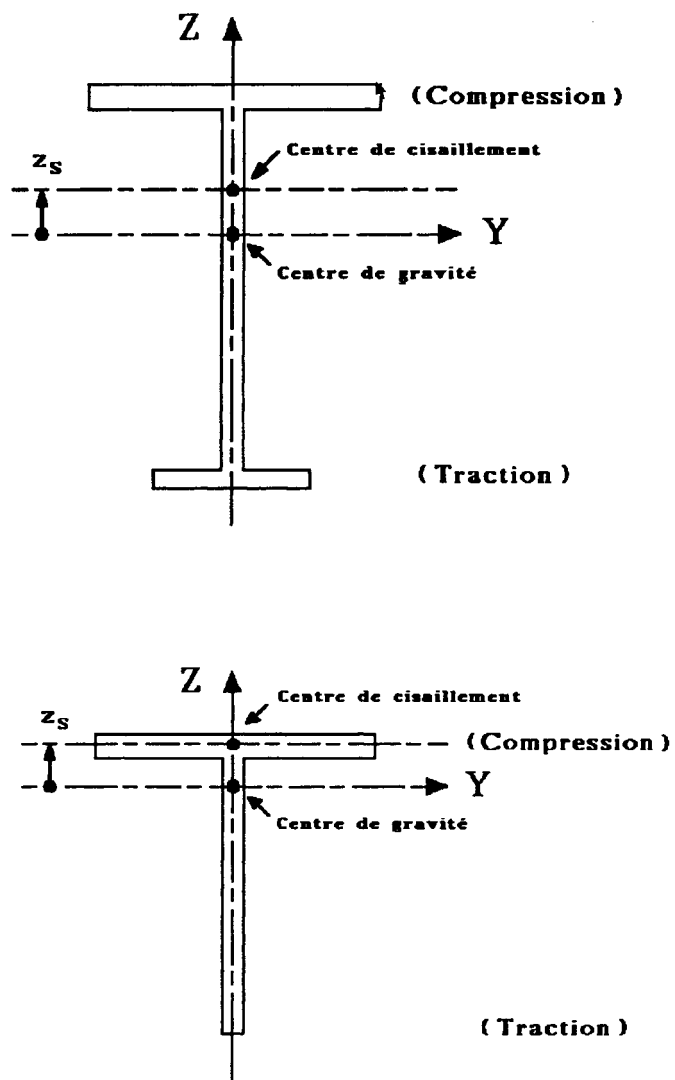


Figure F.1.1 Convention de signe pour la détermination de  $z_j$

#### F.1.4 Poutres à section transversale constante mono-symétrique et à semelles inégales

(1) Pour une section en I à semelles inégales:

$$I_w = \beta_f (1 - \beta_f) I_z h_s^2 \quad (F-7)$$

où 
$$\beta_f = \frac{I_{fc}}{I_{fc} + I_{ft}}$$

$I_{fc}$  = moment d'inertie de flexion de la semelle comprimée suivant l'axe de faible inertie de la section

$I_{ft}$  = moment d'inertie de flexion de la semelle tendue suivant l'axe de faible inertie de la section

et  $h_s$  = distance entre les centres de cisaillement des semelles.

(2) Les approximations suivantes peuvent être utilisées pour  $z_j$  :

*lorsque*  $\beta_f > 0,5$

$$z_j = 0,8 (2\beta_f - 1) h_s / 2 \quad (F-8)$$

*lorsque*  $\beta_f < 0,5$

$$z_j = 1,0 (2\beta_f - 1) h_s / 2 \quad (F-9)$$

*pour les profils dont la semelle comprimée est à bords tombés*

$$z_j = 0,8 (2\beta_f - 1) (1 + h_L / h) h_s / 2 \quad \text{si} \quad \beta_f > 0,5 \quad (F-10)$$

$$z_j = 1,0 (2\beta_f - 1) (1 + h_L / h) h_s / 2 \quad \text{si} \quad \beta_f < 0,5 \quad (F-11)$$

où  $h_L$  est la hauteur des bords tombés.

## F.2 Elancement

### F.2.1 Généralités

(1) L'élancement  $\bar{\lambda}_{LT}$  pour le déversement est donné par la formule :

$$\bar{\lambda}_{LT} = [\lambda_{LT} / \lambda_1] [\beta_w]^{0,5} \quad (F.12)$$

où  $\lambda_1 = \pi[E / f_y]^{0,5} = 93,9 \varepsilon$

$$\varepsilon = [235 / f_y]^{0,5} \quad (f_y \text{ en N/mm}^2)$$

$$\beta_w = 1 \quad \text{pour les sections de Classe 1 ou 2}$$

$$\beta_w = W_{e\ell,y} / W_{p\ell,y} \quad \text{pour les sections de Classe 3}$$

et  $\beta_w = W_{eff,y} / W_{p\ell,y}$  pour les sections de Classe 4

(2) L'élancement géométrique  $\lambda_{LT}$  pour le déversement est donné, pour toutes les classes de sections transversales, par la formule suivante :

$$\lambda_{LT} = [\pi^2 E W_{p\ell,y} / M_{cr}]^{0,5} \quad (F.13)$$

### F.2.2 Poutres à section transversale constante et doublement symétrique

(1) Dans les cas où  $z_g = 0$  (moments d'extrémité ou charges transversales appliquées au centre de cisaillement) et  $k = k_w = 1,0$  (pas d'encastrement aux extrémités), la valeur de  $\lambda_{LT}$  peut être obtenue par :

$$\lambda_{LT} = \frac{L \left[ \frac{W_{p\ell,y}}{I_z I_w} \right]^{0,25}}{(C_1)^{0,5} \left[ 1 + \frac{L^2 G I_t}{\pi^2 E I_w} \right]^{0,25}} \quad (F.14)$$

qui peut aussi s'écrire :

$$\lambda_{LT} = \frac{L / i_{LT}}{(C_1)^{0,5} \left[ 1 + \frac{(L / a_{LT})^2}{25,66} \right]^{0,25}} \quad (F.15)$$

où  $a_{LT} = (I_w / I_t)^{0,5}$

- (2) Pour une section courante en I ou en H (sans bords tombés) :

$$I_w = \frac{I_z h_s^2}{4} \quad (\text{F.16})$$

où  $h_s = h - t_f$

- (3) Pour une section doublement symétrique, la valeur de  $i_{LT}$  est donnée par :

$$i_{LT} = [I_z I_w / W_{p.l.y}^2]^{0,25} \quad (\text{F.17})$$

ou, avec une légère approximation, par :

$$i_{LT} = [I_z / (A - 0,5 t_w h_s)]^{0,5} \quad (\text{F.18})$$

- (4) Pour les profils laminés en I ou H conformes à la Norme de Référence 2, on peut utiliser la formule approximative ci-après qui place en sécurité :

$$\lambda_{LT} = \frac{L / i_{LT}}{(C_1)^{0,5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left[ \frac{L / i_{LT}}{h / t_f} \right]^2 \right]^{0,25}} \quad (\text{F.19})$$

$$\text{ou } \lambda_{LT} = \frac{0,9L / i_z}{(C_1)^{0,5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left[ \frac{L / i_z}{h / t_f} \right]^2 \right]^{0,25}} \quad (\text{F.20})$$

- (5) Pour toute section courante en I ou H à semelles égales, l'approximation ci-après place en sécurité :

$$\lambda_{LT} = \frac{L / i_z}{(C_1)^{0,5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left[ \frac{L / i_z}{h / t_f} \right]^2 \right]^{0,25}} \quad (\text{F.21})$$

- (6) Les cas avec  $k < 1$  et/ou  $k_w < 1,0$  peuvent être inclus en utilisant :

$$\lambda_{LT} = \frac{kL \left[ \frac{W_{p.l.y}}{I_z I_w} \right]^{2,0,25}}{(C_1)^{0,5} \left[ \left[ \frac{k}{k_w} \right]^2 + \frac{(kL)^2 G I_t}{\pi^2 E I_w} \right]^{0,25}} \quad (\text{F.22})$$

$$\text{ou } \lambda_{LT} = \frac{kL / i_{LT}}{(C_1)^{0,5} \left[ \left[ \frac{k}{k_w} \right]^2 + \frac{(kL / a_{LT})^2}{25,66} \right]^{0,25}} \quad (\text{F.23})$$

ou, pour les profils laminés en I ou H normalisés :

$$\lambda_{LT} = \frac{kL / i_{LT}}{(C_1)^{0,5} \left[ \left[ \frac{k}{k_w} \right]^2 + \frac{1}{20} \left[ \frac{kL / i_{LT}}{h / t_f} \right]^2 \right]^{0,25}} \quad (\text{F.24})$$

$$\text{ou } \lambda_{LT} = \frac{0,9kL / i_z}{(C_1)^{0,5} \left[ \left[ \frac{k}{k_w} \right]^2 + \frac{1}{20} \left[ \frac{kL / i_z}{h / t_f} \right]^2 \right]^{0,25}} \quad (\text{F.25})$$

ou, pour toute section courante en I ou H à semelles égales :

$$\lambda_{LT} = \frac{kL / i_z}{(C_1)^{0,5} \left[ \left[ \frac{k}{k_w} \right]^2 + \frac{1}{20} \left[ \frac{kL / i_z}{h / t_f} \right]^2 \right]^{0,25}} \quad (\text{F.26})$$

- (7) A moins que des mesures spéciales aient été prévues pour assurer l'encastrement vis-à-vis du gauchissement, il convient de prendre  $k_w$  égal à 1,0.
- (8) Les cas avec charge transversale appliquée au-dessus du centre de cisaillement ( $z_g > 0$ ) ou en dessous du centre de cisaillement ( $z_g < 0$ ) peuvent être inclus en utilisant :

$$\lambda_{LT} = \frac{kL \left[ \frac{W_{pl,y}}{I_z I_w} \right]^{2,0,25}}{(C_1)^{0,5} \left\{ \left[ \left[ \frac{k}{k_w} \right]^2 + \frac{(kL)^2 G I_t}{\pi^2 E I_w} + (C_2 z_g)^2 \frac{I_z}{I_w} \right]^{0,5} - C_2 z_g \left[ \frac{I_z}{I_w} \right]^{0,5} \right\}} \quad (\text{F.27})$$

ou, en alternative :

$$\lambda_{LT} = \frac{kL / i_{LT}}{(C_1)^{0,5} \left\{ \left[ \left[ \frac{k}{k_w} \right]^2 + \frac{(kL / a_{LT})^2}{25,66} + \left[ \frac{2C_2 z_g}{h_s} \right]^2 \right]^{0,5} - \frac{2C_2 z_g}{h_s} \right\}} \quad (\text{F.28})$$

ou, pour les profils laminés en I ou H normalisés :

$$\lambda_{LT} = \frac{kL/i_{LT}}{(C_1)^{0,5} \left\{ \left[ \frac{k}{k_w} \right]^2 + \frac{1}{20} \left[ \frac{kL/i_{LT}}{h/t_f} \right]^2 + \left[ \frac{2C_2 z_g}{h_s} \right]^2 \right\}^{0,5} - \frac{2C_2 z_g}{h_s}} \quad (F.29)$$

ou, en alternative :

$$\lambda_{LT} = \frac{0,9kL/i_z}{(C_1)^{0,5} \left\{ \left[ \frac{k}{k_w} \right]^2 + \frac{1}{20} \left[ \frac{kL/i_z}{h/t_f} \right]^2 + \left[ \frac{2C_2 z_g}{h_s} \right]^2 \right\}^{0,5} - \frac{2C_2 z_g}{h_s}} \quad (F.30)$$

ou, pour toute section courante en I ou H à semelles égales :

$$\lambda_{LT} = \frac{kL/i_z}{(C_1)^{0,5} \left\{ \left[ \frac{k}{k_w} \right]^2 + \frac{1}{20} \left[ \frac{kL/i_z}{h/t_f} \right]^2 + \left[ \frac{2C_2 z_g}{h_s} \right]^2 \right\}^{0,5} - \frac{2C_2 z_g}{h_s}} \quad (F.31)$$



## ANNEXE J (Normative)

### Assemblages Poutre-Poteau

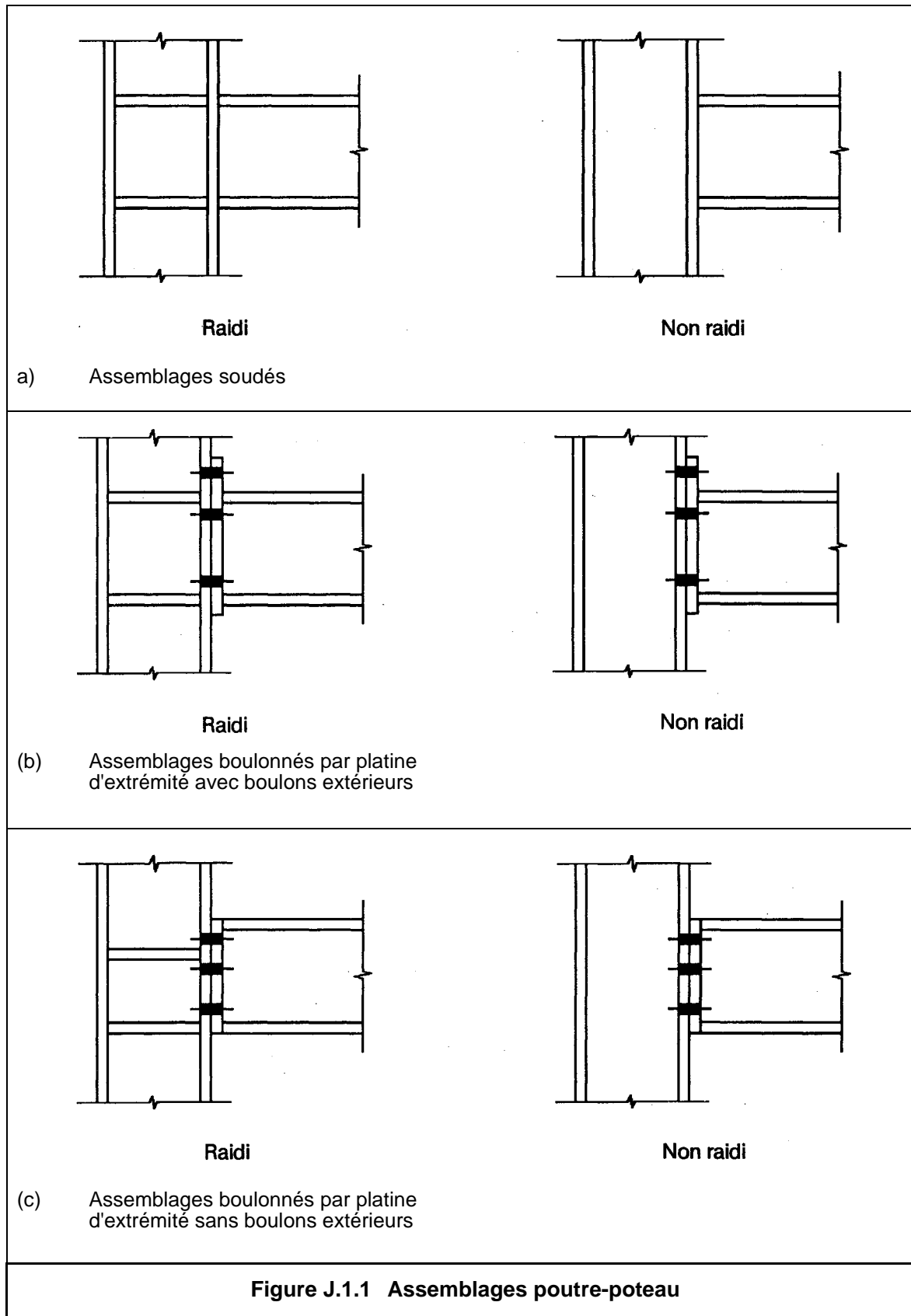
#### J.1 Objet

##### J.1.1 Types d'assemblages

- (1) *Cette Annexe contient des règles d'application pour le dimensionnement des assemblages poutre-poteau, en conformité avec les principes énoncés en 6.9.*
- (2) *La poutre et le poteau sont supposés être des profilés I ou H.*
- (3) *La poutre est supposée être attachée à la semelle du poteau.*
- (4) *Les types d'assemblages couverts par les présentes règles sont représentés à la figure J.1.1 :*
  - *assemblages soudés,*
  - *assemblages boulonnés par platine d'extrémité avec boulons extérieurs,*
  - *assemblages boulonnés par platine d'extrémité sans boulons extérieurs.*
- (5) *L'âme du poteau peut comporter :*
  - *des raidisseurs alignés sur les deux semelles de la poutre,*
  - *des raidisseurs alignés sur l'une des semelles de la poutre,*
  - *aucun raidisseur aligné sur les semelles de la poutre.*
- (6) *En outre, l'âme du poteau peut être renforcée par :*
  - *des raidisseurs diagonaux,*
  - *une doublure d'âme.*
- (7) *Dans les assemblages boulonnés, les semelles de poteau peuvent être renforcées à l'aide de contre-plaques.*
- (8) *Les caractéristiques suivantes des assemblages poutre-poteau :*
  - *résistance au moment fléchissant,*
  - *rigidité en rotation,*
  - *capacité de rotation*

*peuvent être déterminées par les méthodes présentée dans cette Annexe.*

(



**J.1.2 Autres types d'assemblages**

- (1) *Les méthodes exposées dans cette Annexe peuvent s'appliquer également aux assemblages poutre-poutre.*
- (2) *Certaines parties de ces méthodes peuvent s'appliquer également à des parties similaires d'assemblages d'un autre type.*
- (3) *Les présentes règles d'application ne couvrent pas les cas d'assemblage dans lesquels la poutre doit être attachée à l'âme du poteau.*
- (4) *Ces règles ne doivent pas être appliquées à des profils autres que des profils à section en I ou en H.*

## J.2 Assemblages poutre-poteau soudés

### J.2.1 Résistance au moment fléchissant

(1) La résistance d'un assemblage poutre-poteau soudé, au moment fléchissant dépend de :

- la résistance de la zone sollicitée à la traction (voir J.2.3),
- la résistance de la zone sollicitée à la compression (voir J.2.4),
- la résistance de la zone sollicitée au cisaillement (voir J.2.5).

**(1)C** Les zones sollicitées à la traction ou à la compression concernent non seulement le poteau mais aussi la poutre à proximité immédiate de l'assemblage.

### J.2.2 Doublures d'âme

(1) Une doublure d'âme, voir figure J.2.1, peut être utilisée afin d'augmenter la résistance d'une âme de poteau sollicitée en :

- traction, voir J.2.3.2,
- compression, voir J.2.4.1,
- cisaillement, voir J.2.5.1

(2) La nuance d'acier de cette plaque doit être similaire à celle du poteau.

(3) La largeur  $b_s$  doit être suffisante pour que les soudures de fixation de la plaque atteignent le pied du congé de raccordement, voir figure J.2.1.

**(3) C** Cette disposition relative à  $b_s$  peut soulever des problèmes pratiques de réalisation des soudures. En général, on se placera dans le cas de la figure J.2.1(c).

(4) Longueur  $\ell_s$  doit être suffisante de manière à couvrir entièrement la largeur efficace de l'âme sollicitée en traction et en compression, voir figure J.2.1.

(5) L'épaisseur  $t_s$  ne doit pas être inférieure à l'épaisseur de l'âme du poteau  $t_{wc}$ .

(6) La doublure doit être soudée sur tout son pourtour (voir figure J.2.1), la gorge  $a$  de la soudure étant déterminée de la façon suivante :

(a) si la plaque est utilisée pour augmenter la résistance de l'âme au cisaillement ou à la compression :

$$a \geq t_s / \sqrt{2} \quad (J.1)$$

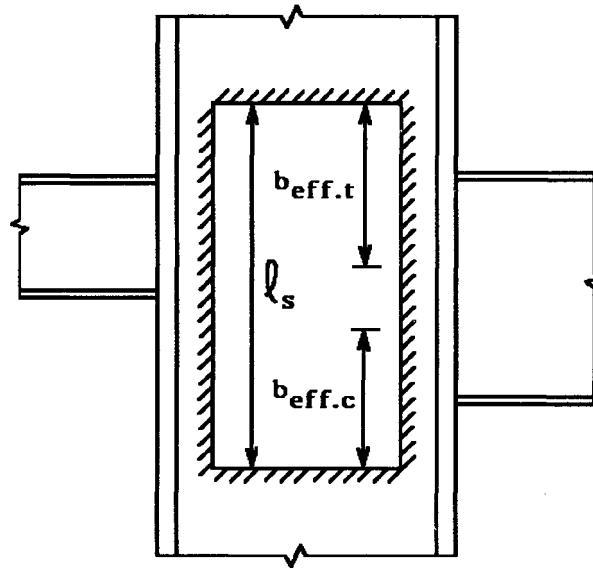
(b) si elle est utilisée pour augmenter la résistance de l'âme en traction, voir J.2.3.2(4) :

. pour des soudures en bout longitudinales ;

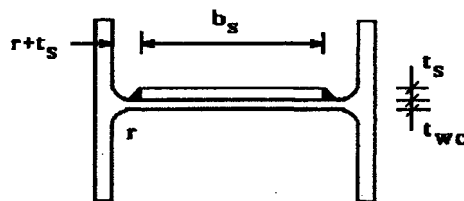
$$a \geq t_s \quad (J.2)$$

. pour des soudures d'angle transversale et longitudinales

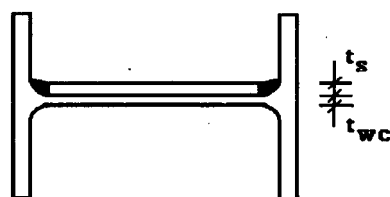
$$a \geq t_s / \sqrt{2} \quad (J.3)$$



(a) Vue en élévation



(b) Coupe transversale avec soudures d'angle longitudinales



(c) Coupe transversale avec soudures en bout longitudinales

Figure J.2.1 Doublures d'âme

- (7) Lorsque la largeur  $b_s$  d'une doublure d'âme dépasse  $40\epsilon t_s$ , on doit utiliser une rangée de soudures en bouchon ou de boulons pour assurer une collaboration adéquate entre la doublure et l'âme du poteau, voir figure J.2.2. Les dispositions constructives doivent satisfaire alors :

$$e_1 \leq 40\epsilon t_s$$

$$e_2 \leq 40\epsilon t_s$$

$$p \leq 40\epsilon t_s$$

$$d_O \geq t_s$$

où  $e_1$  = pince transversale des trous

$e_2$  = pince longitudinale des trous

$p$  = entraxe des trous

$d_O$  = diamètre des trous

et  $\epsilon = [235/f_y]^{0,5}$  ( $f_y$  en  $N/mm^2$ )

### J.2.3 Résistance de la zone sollicitée à la traction

**C** La zone sollicitée à la traction concerne non seulement le poteau, mais également la poutre à proximité immédiate de l'assemblage.

#### J.2.3.1 Semelle de poteau non raidie

- (1) La résistance de calcul de la semelle non raidie d'un poteau soumise à un effort transversal de traction (voir figure J.2.3) est donnée par les formules suivantes :

- pour un poteau en profil laminé I ou H

$$F_{t,Rd} = [f_{yb} t_{fb} (t_{wc} + 2 r_c) + 7 f_{yc} t_{fc}^2] / \gamma_{M0} \quad (J.4)$$

mais avec :  $F_{t,Rd} \leq f_{yb} t_{fb} [t_{wc} + 2 r_c + 7 t_{fc}] / \gamma_{M0} \quad (J.5)$

- (1) **I** L'expression (J.4) donnant  $F_{t,Rd}$  pour un poteau en profil laminé en I ou en H est invalidée (voir 6.6.8(2)).

La résistance de la semelle non raidie d'un tel poteau doit être calculée comme suit:

$$F_{t,Rd} = [(t_{wc} + 2r_c)t_{fb} + 7t_{fc}^2] f_{yc} / \gamma_{M0}$$

- (1) **A** Il est admis que l'inégalité (J.5) ci-dessus concernant la résistance par largeur efficace de la soudure à la liaison des semelles de la poutre et du poteau peut également être considérée sous la forme suivante:

$$F_{t,Rd} \leq f_{yb} t_{fb} [(t_{wc} + 2r_c + C t_{fc})] / \gamma_{M0}$$

.../...

.../...

avec l'expression de  $C$  donnée à l'amendement 6.6.8(2), expression qui s'écrit ici:

$$C = 2,4 \frac{t_{fc} f_{yc}}{t_{fb} f_{yb}} + 1,5 \left[ \frac{b_{fc} f_{yc}}{t_{fb} f_{yb}} \right]^{0,5}$$

- pour un poteau en profil I ou H reconstitué par soudage

$$F_{t,Rd} = [f_{yb} t_{fb} (t_{wc} + 2\sqrt{2} a_c) + 7 f_{yc} t_{fc}^2] / \gamma_{M0} \quad (J.6)$$

mais avec :  $F_{t,Rd} \leq f_{yb} t_{fb} [t_{wc} + 2\sqrt{2} a_c + 7 t_{fc}] / \gamma_{M0} \quad (J.7)$

(1) I L'expression (J.6) donnant  $F_{t,Rd}$  pour un poteau en profil I ou H reconstitué par soudage, est invalidée (voir 6.6.8(2)).

La résistance de la semelle non raidie d'un tel poteau doit être calculée comme suit:

$$F_{t,Rd} = [(t_{wc} + 2\sqrt{2} a_c) t_{fb} + 7 t_{fc}^2] f_{yc} / \gamma_{M0}$$

(1) A Il est admis que l'inégalité (J.7) ci-dessus concernant la résistance par largeur efficace de la soudure à la liaison des semelles de la poutre et du poteau, peut également être considérée sous la forme suivante :

$$F_{t,Rd} \leq f_{yb} t_{fb} [(t_{wc} + 2\sqrt{2} a_c + C t_{fc})] / \gamma_{M0}$$

où  $C$  est déterminé comme dans le premier amendement de J.2.3.1(1) pour le cas d'un poteau en profil laminé.

(2) L'assemblage doit être raidi si la résistance de calcul  $F_{t,Rd}$  obtenue par les formules données en (1) ne satisfait pas à la condition ci-après :

$$F_{t,Rd} \geq 0,7 f_{yb} t_{fb} b_{fb} / \gamma_{M0} \quad (J.8)$$

où  $b_{fb}$  = largeur de semelle de la poutre.

(2) A La condition de non raidissage (J.8) doit être considérée seulement dans le cadre d'une analyse plastique de la structure (voir amendement de 6.6.8(3)).

(3) Les soudures de liaison de la semelle de poutre au poteau doivent être dimensionnées de manière à assurer la résistance complète  $f_{yb} t_{fb} b_{fb} / \gamma_{M0}$  de cette semelle.

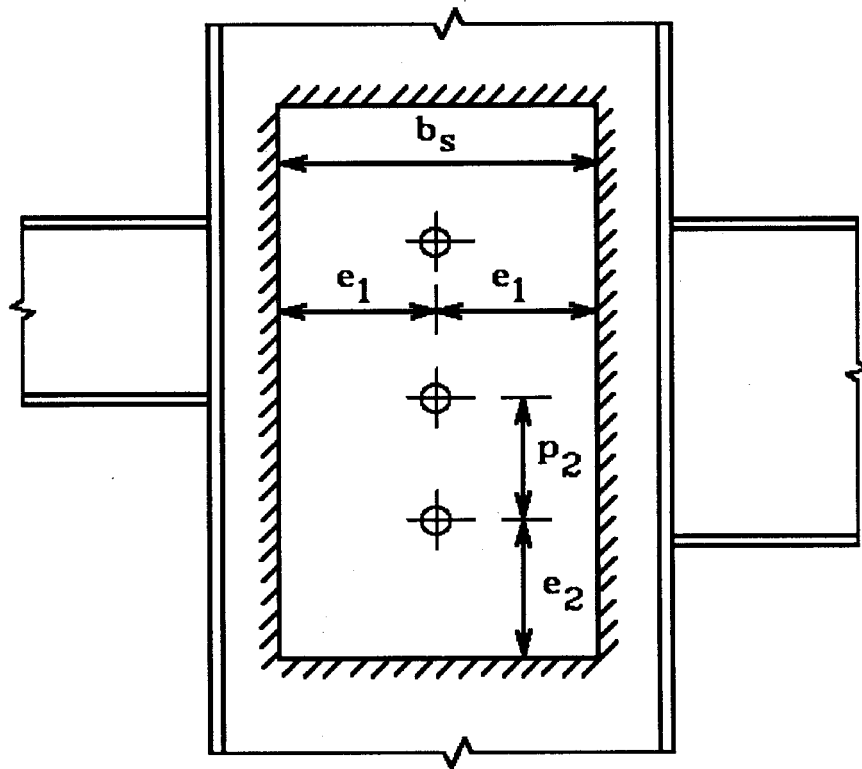
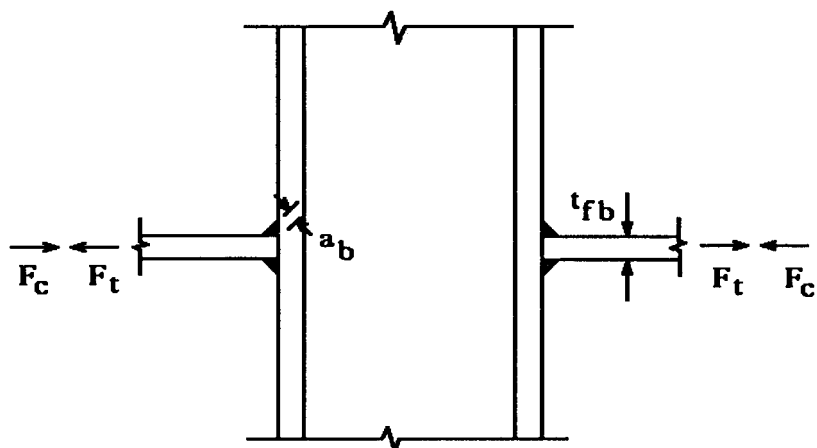
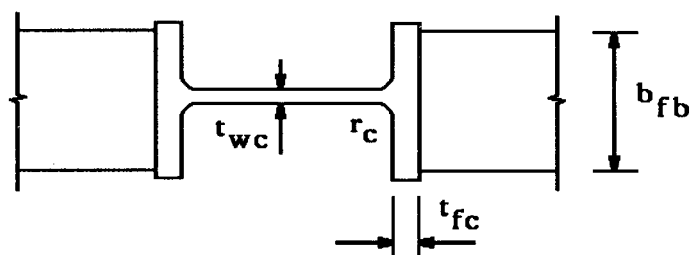


Figure J.2.2 Espacement des soudures en bouchon ou des boulons dans le cas d'une doublure d'âme

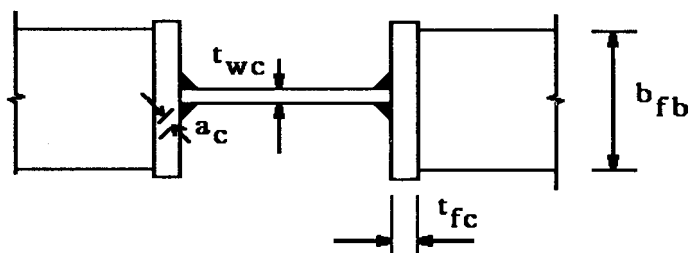




(a) Vue en élévation



(b) Profil laminé



(c) Profil soudé

Figure J.2.3 Effort transversal exercé sur la semelle d'un poteau non raidié

**J.2.3.2 Ame de poteau non raidie**

- (1) La résistance de calcul d'une âme de poteau non raidie soumise à un effort transversal de traction est donnée par :

$$F_{t,Rd} = f_{yc} t_{wc} b_{eff} / \gamma_{M0} \quad (J.9)$$

- (2) Dans un assemblage soudé, la largeur efficace de l'âme du poteau, voir figure J.2.3, est donnée par:

- pour un poteau en profil laminé I ou H

$$b_{eff} = t_{fb} + 2 \sqrt{2} a_b + 5 (t_{fc} + r_c) \quad (J.10)$$

- pour un poteau en profil I ou H reconstitué par soudage

$$b_{eff} = t_{fb} + 2 \sqrt{2} a_b + 5 (t_{fc} + \sqrt{2} a_c) \quad (J.11)$$

- (2) I Les deux formules ci-dessus sont invalidées et remplacées respectivement par :

$$b_{eff} = t_{fb} + 5 (t_{fc} + r_c)$$

et  $b_{eff} = t_{fb} + 5 (t_{fc} + \sqrt{2} a_c)$

- (3) Une âme de poteau non raidie peut être renforcée en lui ajoutant une doublure d'âme, voir J.2.2.

- (4) La résistance de calcul à la traction d'une âme de poteau avec doublure dépend, conformément aux indications données en J.2.2, de la gorge des soudures longitudinales de fixation de cette plaque, voir J.2.2(6)(b). L'épaisseur efficace de l'âme  $t_{w,eff}$  peut être prise égale à la valeur ci-après :

- lorsque les soudures longitudinales sont des soudures en bout, de gorge  $a \geq t_s$

.avec une seule doublure :

$$t_{w,eff} = 1,5 t_{wc} \quad (J.12)$$

.avec des doublures de part et d'autre de l'âme :

$$t_{w,eff} = 2,0 t_{wc} \quad (J.13)$$

- lorsque les soudures longitudinales sont des soudures d'angle de gorge  $a \geq t_s / \sqrt{2}$ , pour une ou pour deux doublures :

$$t_{w,eff} = 1,4 t_{wc} \quad (J.14)$$

### J.2.3.3 Ame de poteau raidie

- (1) *La résistance de calcul d'une âme de poteau raidie soumise à un effort transversal de traction est au moins égale à la résistance de calcul de la semelle de la poutre, à condition que les raidisseurs satisfassent aux exigences suivantes :*
- a. *L'épaisseur des raidisseurs ne doit pas être inférieure à celle des semelles de la poutre.*
  - b. *Si la nuance d'acier des raidisseurs est inférieure à celle de la poutre, on doit également procéder à une vérification de la capacité des raidisseurs à résister aux efforts transversaux appliqués par les semelles des poutres.*
  - c. *Les soudures entre les raidisseurs et les semelles du poteau doivent être dimensionnées pour résister aux efforts transversaux appliqués par les semelles des poutres.*
  - d. *Les soudures entre les raidisseurs et l'âme du poteau doivent être dimensionnées pour résister aux efforts à transmettre dans l'âme du poteau depuis les semelles des poutres.*

## J.2.4 Résistance de la zone sollicitée à la compression

**C** La zone sollicitée à la compression concerne non seulement le poteau mais également la poutre à proximité immédiate de l'assemblage.

### J.2.4.1 Ame de poteau non raidie

(1) La résistance de calcul à l'écrasement d'une âme de poteau non raidie soumise à un effort transversal de compression est donnée par la formule :

$$F_{c,Rd} = f_{yc} t_{wc} [1,25 - 0,5\gamma_{M0} \sigma_{n,Ed}/f_{yc}] b_{eff}/\gamma_{M0} \quad (J.15)$$

mais avec :  $F_{c,Rd} \leq f_{yc} t_{wc} b_{eff}/\gamma_{M0}$  (J.16)

où  $\sigma_{n,Ed}$  est la contrainte normale maximale de compression dans l'âme du poteau, due à l'effort axial et à la flexion.

(1) **A** En présence d'une semelle non raidie du poteau, on doit également satisfaire la condition suivante relative à la limitation apportée par la largeur efficace de la soudure à la liaison des semelles de la poutre et du poteau :

- pour un poteau en profil laminé I ou H :

$$F_{c,Rd} \leq f_{yb} t_{fb} [t_{wc} + 2r_c + C t_{fd}]/\gamma_{M0}$$

- pour un poteau en profil I ou H reconstitué par soudage,

$$F_{c,Rd} \leq f_{yb} t_{fb} [t_{wc} + 2\sqrt{2} a_c + C t_{fd}]/\gamma_{M0}$$

où  $F_{c,Rd}$  désigne la résistance de calcul à l'écrasement de l'âme du poteau, ou la résistance éventuellement plus faible au voilement (voir J.2.4.1(3))

(1) **C** La contrainte de compression  $\sigma_{n,Ed}$  dans l'âme du poteau est considérée au point le plus défavorable, qui n'est pas nécessairement dans la zone directement concernée par la compression locale. La formule présente un caractère enveloppe qui tient compte de l'interaction défavorable entre les efforts globaux (effort normal, moment fléchissant) et l'effort local de compression.

(2) Dans un assemblage soudé, la largeur efficace de l'âme du poteau, voir figure J.2.3, est donnée par l'une des formules ci-après :

- pour un poteau en profil laminé I ou H :

$$b_{eff} = t_{fb} + 2\sqrt{2} a_b + 5(t_{fc} + r_c) \quad (J.10)$$

- pour un poteau en profil I ou H reconstitué par soudure :

$$b_{eff} = t_{fb} + 2\sqrt{2} a_b + 5(t_{fc} + \sqrt{2} a_c) \quad (J.11)$$

(2) I Les deux formules (J.10) et (J.11) sont invalidées et remplacées respectivement par :

$$b_{eff} = t_{fb} + 5 (t_{fc} + r_c)$$

et  $b_{eff} = t_{fb} + 5 (t_{fc} + \sqrt{2} a_c)$

(3) En outre, on doit vérifier la résistance de l'âme du poteau au voilement, dans l'un des modes représentés à la figure J.2.4, conformément aux indications données en 5.7.5.

(3) A La résistance de l'âme au voilement, sur la base de l'approche équivalente par flambement en compression spécifiée en 5.7.5, doit être déterminée en supposant une longueur de flambement égale à  $0,75 d$ , où  $d$  est ici la hauteur de l'âme entre nus inférieurs des semelles, dans le cas du mode de voilement (a) de la figure J.2.4.

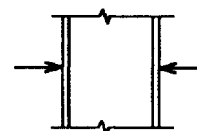
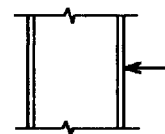
En alternative, il est admis d'utiliser une formulation plus précise de la résistance au voilement sur la base d'une approche de type post-critique, soit:

$$F_{b.Rd} = 1,1 F_{c.Rd} \left[ \frac{1}{\bar{\lambda}} \left( 1 - \frac{0,22}{\bar{\lambda}} \right) \right] / \gamma_{M1}$$

où :  $\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{F_{c.Rd}}{F_{cr}}}$

et :  $F_{cr} = \frac{\pi^2 E t_{wc}^3}{6(1 - \nu^2)d}$  en compression locale d'un seul côté

$F_{cr} = \frac{\pi E t_{wc}^3}{3(1 - \nu^2)d}$  en double compression locale

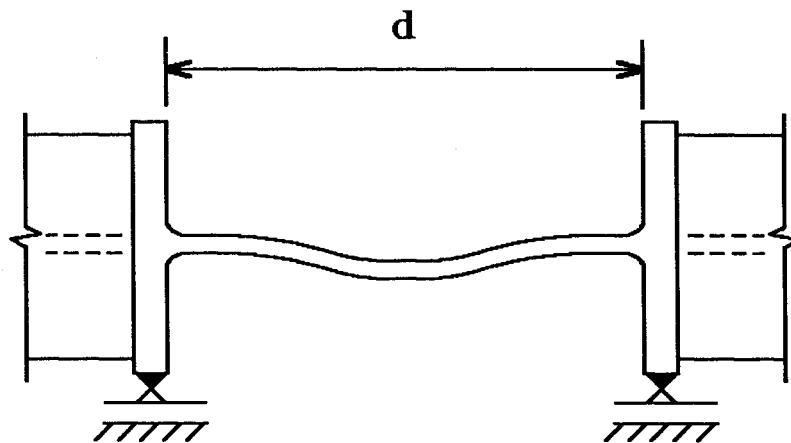


(4) Le mode de voilement avec déplacement latéral représenté à la figure J.2.4(b) doit normalement être empêché par des dispositions constructives.

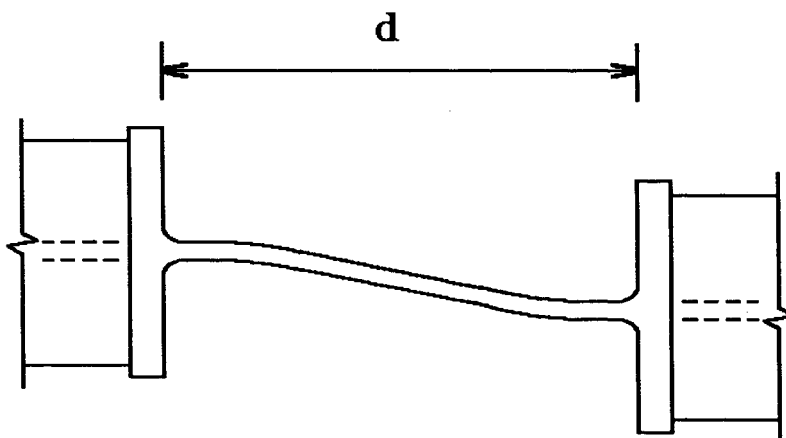
(4) A Dans le cas (qui doit rester exceptionnel) où le mode de voilement est celui de type (b) à la figure J.2.4, le calcul de la résistance, basé sur l'équivalence par flambement en compression, doit être effectué en supposant une longueur de flambement égale à  $1,5 d$  (voir figure J.2.4(b)).

(5) L'âme non raidie du poteau peut être renforcée en lui ajoutant une doublure, voir J.2.2.

(6) Pour calculer la résistance à l'écrasement d'une l'âme de poteau munie d'une doublure, l'épaisseur efficace de l'âme peut être prise égale à  $1,5t_{wc}$  lorsqu'il y a une seule plaque ou à  $2t_{wc}$  lorsque deux plaques sont ajoutées de part et d'autre de l'âme .



(a) Mode de flambement équivalent à semelles fixes



(b) Mode de flambement équivalent à semelles déplaçables

**Figure J.2.4 Modes de voilement d'une âme de poteau non raidie**

**J.2.4.2 Ame de poteau raidie**

- (1) *La résistance de calcul d'une âme de poteau raidie soumise à un effort transversal de compression est au moins égale à la résistance de calcul de la semelle de la poutre, à condition que les raidisseurs satisfassent aux exigences définies en J.2.3.3(1).*

**J.2.5 Résistance de la zone sollicitée au cisaillement****J.2.5.1 Panneau non raidi d'âme de poteau**

- (1) *La résistance de calcul d'un panneau non raidi d'âme de poteau soumis à un effort de cisaillement, voir figure J.2.5, est donnée par:*

$$V_{pl,Rd} = [f_{yc} A_v / \sqrt{3}] / \gamma_{M0} \quad (\text{J.17})$$

où  $A_v$  est l'aire de cisaillement de la section du poteau donnée en 5.4.6(2).

- (2) *En outre, on doit vérifier la résistance au voilement par cisaillement si cela est nécessaire ; voir 5.4.6(7).*
- (3) *L'âme non raidie du poteau peut être renforcée en lui ajoutant une doublure, voir J.2.2.*
- (4) *Pour déterminer la résistance de calcul au cisaillement d'un panneau d'âme muni d'une doublure, l'aire de cisaillement  $A_v$  peut être augmentée de  $b_s t_{wc}$ . On ne doit pas compter d'autre augmentation si une doublure est placée de chaque côté de l'âme.*

**J.2.5.2 Panneau raidi d'âme de poteau**

- (1) *Lorsque des raidisseurs diagonaux d'âme, voir figure J.2.6, sont mis en place pour augmenter la résistance au cisaillement de l'âme du poteau, ils doivent être dimensionnés pour résister aux efforts de traction et de compression transmis au poteau par les semelles de la poutre.*
- (2) *Les soudures entre les raidisseurs et les semelles du poteau doivent être dimensionnées pour résister aux efforts transmis dans les raidisseurs.*
- (3) *Les soudures entre les raidisseurs et l'âme du poteau doivent être traitées comme des soudures nominales.*

<p>(3) <b>C</b> Par soudures nominales, on entend des soudures non calculées dont la dimension ne dépend que de l'épaisseur des pièces à assembler.</p>
---

<p>(3) <b>A</b> Cette règle ne s'applique pas aux deux schémas (à un seul raidisseur diagonal) situés en haut de la figure J.2.6.</p>
---

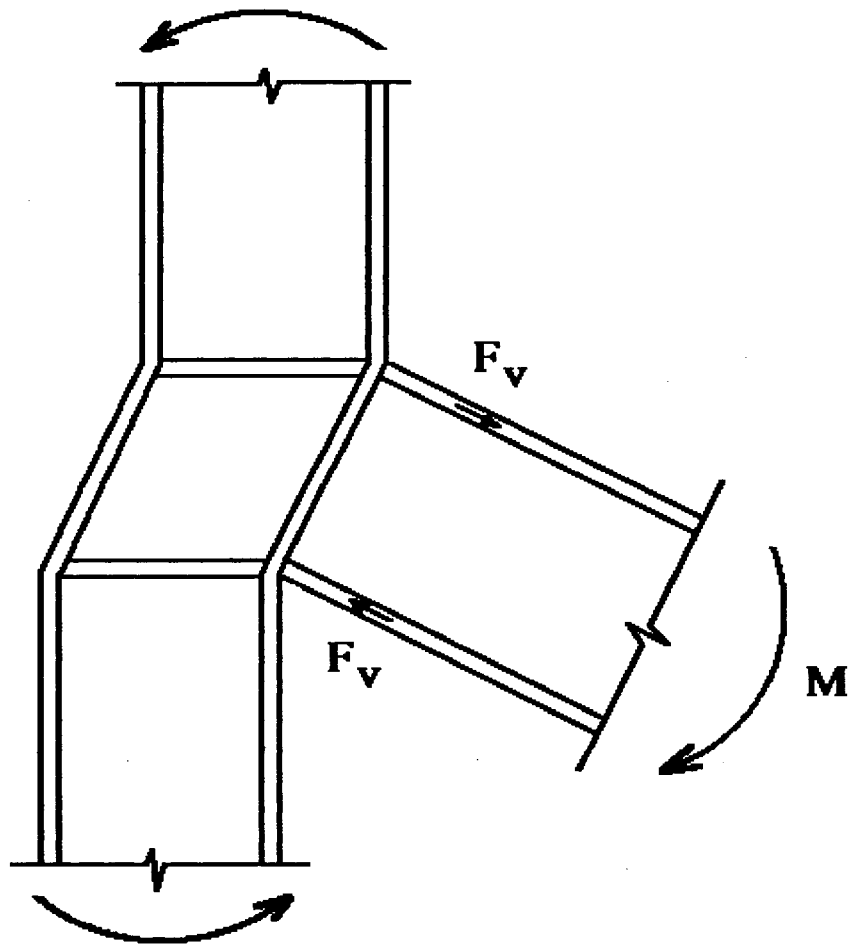
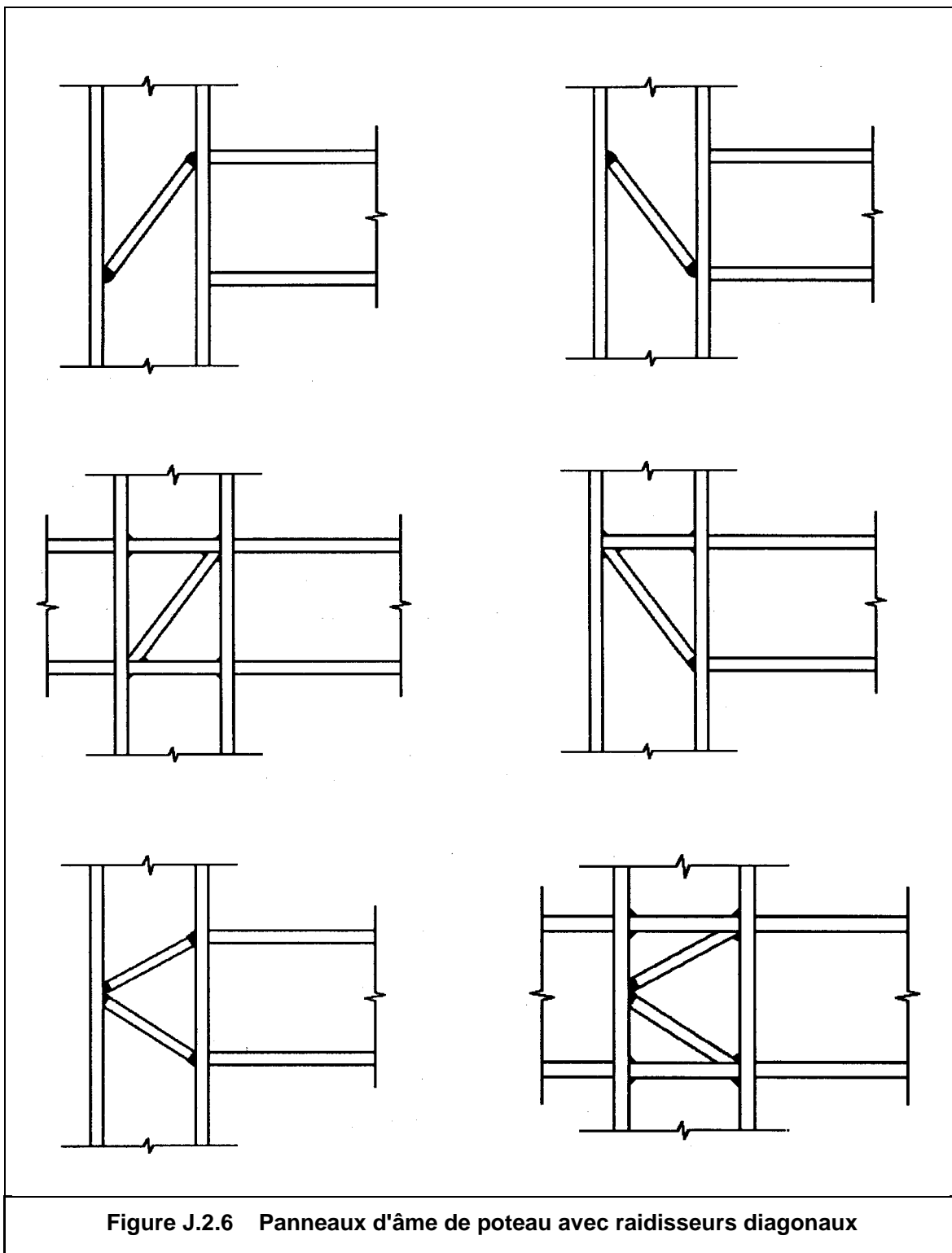


Figure J.2.5 Panneau non raidi d'âme de poteau soumis à un effort tranchant





### J.2.6 Rigidité en rotation

(1) La rigidité en rotation d'un assemblage poutre-poteau soudé peut être calculée à l'aide de la formule :

$$S_j = \frac{E(h_b - t_{fb})^2 t_{wc}}{\sum_i \frac{1}{k_i} \left[ \frac{F_i}{F_{i,Rd}} \right]^2} \quad (\text{J.18})$$

où l'on désigne par:

$S_j$  : la rigidité sécante correspondant à un niveau particulier du moment  $M$  exercé dans l'assemblage ( $M \leq M_{Rd}$ )

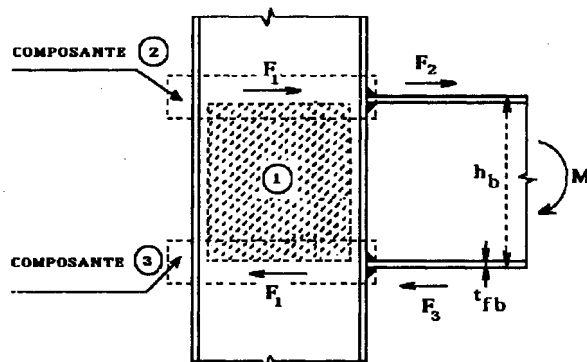
$k_i$  : le coefficient de rigidité associé à la composante  $i$  de résistance de l'assemblage

$F_i$  : l'effort associé à la composante  $i$  et résultant du moment  $M$  appliqué à l'assemblage, étant entendu que cet effort ne doit pas être inférieur à  $F_{i,Rd}/1,5$

$F_{i,Rd}$  : la résistance de calcul de la composante  $i$  de l'assemblage.

(1) C Dans la formule (J.18), les efforts associés aux trois composantes intervenant dans la résistance sont égaux, comme l'explique la figure ci-après;

$$F_1 = F_2 = F_3 = F = \frac{M}{h_b - t_{fb}} \quad \text{avec } M \leq M_{Rd}$$



En revanche, les résistances  $F_{i,Rd}$  de ces composantes sont, en général, différentes.

En pratique, la limite inférieure fixée aux efforts  $F_i$  signifie que la rigidité sécante  $S_j$  peut être calculée à l'aide de la formule spécifiée pour toutes les valeurs de  $M$  comprises dans l'intervalle :

$$\frac{M_{Rd}}{1,5} \leq M \leq M_{Rd}$$

(2) Dans un assemblage soudé non raidi, les coefficients de rigidité  $k_i$  doivent avoir les valeurs suivantes:

- composante de cisaillement propre à l'âme du poteau :  $k_1 = 0,24$
- composante de traction propre à l'âme du poteau :  $k_2 = 0,8$
- composante de compression propre à l'âme du poteau :  $k_3 = 0,8$

(3) Pour toute composante (zone) raidie, le coefficient respectif de rigidité  $k_i$  doit être pris égal à l'infini.

(3) A Une doublure d'âme ne doit pas être assimilée à un raidisseur. En présence d'une doublure d'âme, la formule donnant la rigidité  $S_j$  reste applicable à condition de modifier  $t_{wc}$  et les valeurs des résistances  $F_{i,Rd}$  conformément aux indications données en J.2.3.2(4), J.2.4.1(6) et J.2.5.1(4).

(4) Un assemblage soudé dans lequel l'âme du poteau est raidie aussi bien dans la zone tendue que dans la zone comprimée peut être considéré comme rigide; voir 6.4.2.2.

### J.2.7 Capacité de rotation

(1) La capacité de rotation  $\phi_{Cd}$  d'un assemblage poutre-poteau soudé et non raidi, dimensionné conformément aux règles d'application données dans la présente Annexe, peut être supposée égale à 0,015 radian.

(2) Un assemblage poutre-poteau soudé à résistance complète peut être supposé avoir la capacité adéquate de rotation pour une analyse en plasticité.

(3) Un assemblage poutre-poteau soudé pour lequel la résistance au moment fléchissant est régie par la résistance de la zone de cisaillement peut être supposé avoir la capacité adéquate de rotation pour une analyse en plasticité.

(4) Un assemblage poutre-poteau soudé dans lequel le poteau est raidi aussi bien dans la zone tendue que dans la zone comprimée peut être supposé avoir la capacité adéquate de rotation pour une analyse en plasticité, même s'il n'est pas à résistance complète.

(5) Un assemblage poutre-poteau soudé dans lequel le poteau est raidi dans la zone tendue mais pas dans la zone comprimée peut être supposé avoir la capacité adéquate de rotation pour une analyse en plasticité.

(6) La capacité de rotation  $\phi_{Cd}$  d'un assemblage poutre-poteau soudé dans lequel le poteau est raidi dans la zone comprimée, mais pas dans la zone tendue, peut être déterminée par la formule ci après, à condition que la résistance au moment fléchissant ne soit pas régie par la résistance de la zone de cisaillement, voir (3) :

$$\phi_{Cd} = 0,025 h_c/h_b \quad (J.19)$$

### **J.3 Assemblages poutre-poteau boulonnés**

#### **J.3.1 Limitations**

- (1) *Les limitations suivantes seront observées pour l'application du présent paragraphe J.3:*
- *les assemblages poutre-poteau boulonnés sont supposés n'avoir que 2 boulons seulement dans chaque rangée de boulons*
  - *la partie extérieure d'une platine d'extrémité débordante est supposée n'avoir qu'une seule rangée de boulons*
  - *la partie extérieure d'une platine d'extrémité débordante est supposée ne pas être raidie.*
- (2) *Certaines des méthodes données en J.3 peuvent s'appliquer aussi à des parties similaires d'autres types d'assemblages.*
- (3) *La rigidité en rotation prédite à l'état limite de service est raisonnablement précise, mais celle à l'état limite ultime peut être, dans certains cas, sous-évaluée.*

#### **J.3.2 Résistance au moment fléchissant**

- (1) *La résistance d'un assemblage poutre-poteau boulonné au moment fléchissant dépend de*
- *la résistance de la zone tendue, voir J.3.4,*
  - *la résistance de la zone comprimée, voir J.3.5,*
  - *la résistance de la zone de cisaillement, voir J.3.6.*

<p>(1) <b>C</b> Les zones sollicitées à la traction ou à la compression concernent non seulement le poteau mais aussi la poutre à proximité immédiate de l'assemblages.</p>
---

- (2) *A l'exception du cas spécifié en (3), la résistance au moment fléchissant d'un assemblage poutre-poteau boulonné doit être déterminée à l'aide de la Procédure J.3.1.*

<p>(2) <b>A</b> Dans le cas d'une analyse élastique de la structure, la Procédure J.3.2 peut être utilisée pour le calcul d'un assemblage à résistance partielle.</p>
---

- (3) *La résistance au moment fléchissant d'un assemblage poutre-poteau boulonné, dont on exige une résistance complète, peut également être déterminée par la Procédure J.3.1 ou, en alternative, par la Procédure J.3.2.*

<b>Procédure J.3.1</b>	<b>Feuille 1</b>
<b>Résistance d'un assemblage poutre-poteau boulonné au moment fléchissant</b>	
<b>Répartition plastique des efforts des boulons</b>	
(1)	Déterminer la résistance potentielle de la semelle du poteau dans la zone tendue, voir J.3.4.1 à J.3.4.3.
(2)	Déterminer la résistance potentielle de la platine d'extrémité de la poutre dans la zone tendue, voir J.3.4.4.
(3)	A l'aide des valeurs obtenues aux étapes (1) et (2), obtenir la résistance efficace de chaque rangée individuelle de boulons dans la zone tendue, voir J.3.4.5.
(4)	A l'exception des assemblages à résistance complète, si la valeur de la résistance efficace calculée pour une rangée quelconque de boulons dépasse $1,8 B_{t,Rd}$ , avec $B_{t,Rd}$ défini en J.3.3(3), changer le dimensionnement de l'assemblage (en utilisant, par exemple, des boulons plus forts), à moins qu'il puisse être montré que la résistance efficace de la rangée de boulons concernée sera omise (ou réduite en dessous de $1,8 B_{t,Rd}$ ) à l'étape (10).
(4) <b>C</b>	Si cette étape amène à utiliser des boulons plus forts, tous les boulons intervenant dans la résistance au moment fléchissant doivent être de même diamètre et de même classe de qualité.
(5)	A partir de l'étape (3), déterminer la résistance efficace totale de toutes les rangées de boulons dans la zone tendue.
(6)	Déterminer la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue, voir J.3.4.6 à J.3.4.7.
(7)	Déterminer la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée, voir J.3.5.
(8)	Déterminer la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailées, voir J.3.6.
(8) <b>A</b>	Conformément au commentaire énoncé en 6.9.7.1(2)(b), on ajoute l'étape 8' suivante:
(8')	Déterminer la résistance de la semelle comprimée de la poutre, conformément aux spécifications données en 5.4.4.
(9)	Adopter la plus petite des valeurs de calcul obtenue aux étapes (5) à (8) comme résistance de la zone la plus faible.
(9) <b>I</b>	L'étape (9) est invalidée et remplacée par : "Adopter la plus petite des valeurs de calcul obtenue aux étapes (6) à (8') comme résistance de la zone la plus faible", où (8') est défini à l'amendement énoncé en (8).
(10)	Si la résistance efficace totale des rangées de boulons dans la zone tendue obtenue à l'étape (5) est plus grande que la résistance de la zone la plus faible obtenue à l'étape (9), la réduire en omettant ou en réduisant les résistances efficaces de rangées successives de boulons, en commençant par la rangée la plus proche du centre de compression, jusqu'à ce que la résistance efficace des rangées restantes de boulons soit égale à la résistance de la zone la plus faible.
	.../...

.../...

- (11) Adopter une zone tendue réduite qui ne contienne que les rangées de boulons restantes après achèvement de l'étape (10).
- (12) Vérifier à nouveau la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue réduite, voir J.3.4.6 à J.3.4.7.
- (13) Si la valeur obtenue à l'étape (12) est inférieure à la résistance efficace totale des rangées de boulons dans la zone tendue réduite, l'adopter comme nouvelle valeur de la résistance de la zone la plus faible et revenir à l'étape (10).
- (14) Vérifier la résistance de la zone tendue de l'âme de la poutre adjacente à la platine d'extrémité de la poutre selon la même procédure que pour l'âme du poteau, voir étape (12).
- (15) Si la valeur obtenue à l'étape (14) est inférieure à la résistance efficace totale des rangées de boulons dans la zone tendue réduite, l'adopter comme nouvelle valeur de la résistance de la zone la plus faible et revenir à l'étape (10).
- (16) Déterminer la valeur de calcul  $M_{Rd}$  de la résistance de l'assemblage au moment fléchissant, sur la base des rangées de boulons dans la zone tendue réduite, par :

$$M_{Rd} = \sum [F_{ti,Rd} h_i] \quad (J.20)$$

où  $F_{ti,Rd}$  = valeur de calcul de la résistance efficace d'une rangée individuelle de boulons

et  $h_i$  = la distance entre cette rangée de boulons et le centre de résistance de la zone comprimée.

- (17) S'assurer enfin que la résistance des soudures entre la semelle de la poutre et la platine d'extrémité satisfait bien aux conditions J.3.4.4(6).

**Résistance d'un assemblage poutre-poteau boulonné au moment fléchissant**  
**Répartition des efforts de boulon proportionnelle à la distance**  
**au centre de compression**

- (1) Adopter une répartition des efforts des boulons dans laquelle la résistance de chaque rangée individuelle de boulons dans la zone tendue est proportionnelle à sa distance au centre de résistance de la zone comprimée, l'effort maximal par rangée de boulon étant  $2B_{t,Rd}$ , avec  $B_{t,Rd}$  défini en J.3.3(3).
- (2) En utilisant les valeurs obtenues à l'étape (1), déterminer la résistance efficace totale de toutes les rangées de boulons dans la zone tendue.
- (3) Déterminer la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue, voir J.3.4.6 à J.3.4.7.
- (4) Déterminer la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée, voir J.3.5.
- (5) Déterminer la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée, voir J.3.6.

(5) **A** Conformément au commentaire énoncé en 6.9.7.1(2)(b), en ajoute l'étape (5') suivante :

(5') Déterminer la résistance de la semelle comprimée de la poutre, conformément aux spécifications donnée en 5.4.4.

(6) Adopter la plus petite des valeurs calculées aux étapes (2) à (5) comme résistance de la zone la plus faible.

(6) **I** L'étape (6) est invalidée et remplacée par : "Adopter la plus petite des valeurs calculées aux étapes (3) à (5') comme résistance de la zone la plus faible", où (5') est défini à l'amendement énoncé en (5).

(7) Si la résistance efficace totale de toutes les rangées de boulons dans la zone tendue, obtenue à l'étape (2), est plus grande que la résistance de la zone la plus faible obtenue à l'étape (6), réduire l'effort de manière proportionnelle dans les différentes rangées de boulons, de sorte que l'effort total les rangées soit égal à la résistance de la zone la plus faible.

(8) En ce qui concerne la semelle du poteau, s'assurer que la somme des efforts des rangées de boulons obtenue à l'étape (7) pour chaque groupe de rangées de boulons (ou pour l'ensemble de toutes les rangées dans le cas d'une semelle non raidie) ne dépasse pas  $2M_{p\ell,Rd}/m$  sur la longueur efficace de ligne d'articulation plastique de la semelle du poteau, voir J.3.4.1 ou J.3.4.3, avec  $M_{p\ell,Rd}$  et  $m$  définis en J.3.3(3).

(8) **C** Pour se mettre à l'abri du risque de plastification de la semelle du poteau, considérée dans son ensemble, de manière à être en cohérence avec l'hypothèse de répartition des efforts adoptée à l'étape (1), seule la moitié de la résistance plastique (en mécanisme de mode 1) est retenue ici.

.../...

Procédure J.3.2	Feuille 2
.../...	
(9)	Si la condition de l'étape (8) n'est pas satisfaite, réduire l'effort de manière proportionnelle dans les différentes rangées de boulons.
(10)	En ce qui concerne la semelle du poteau, s'assurer que l'effort maximal par rangée de boulons, déterminé en (9) pour une rangée quelconque non adjacente à un raidisseur de poteau, ne dépasse pas $2M_{p\ell.Rd}/m$ sur une longueur efficace de charnière plastique de la semelle du poteau égale à la plus petite des valeurs $(4m + 1,25e)$ et $2\pi m$ , avec $e$ défini en J.3.3(3).
(10) C Cette vérification vise à mettre à l'abri du risque de plastification de la semelle du poteau, considérée ici localement au droit d'une rangée quelconque de boulons.	
(11)	Si la condition de l'étape (10) n'est pas satisfaite, réduire l'effort de manière proportionnelle dans les différentes rangées de boulons.
(12)	En ce qui concerne la platine d'extrémité de la poutre, s'assurer que la somme des efforts des rangées de boulons déterminés à l'étape (11) pour chaque rangée de boulons, ne dépasse pas $2M_{p\ell.Rd}/m$ sur la longueur efficace de charnière plastique de la platine d'extrémité, déterminée selon J.3.4.4 en utilisant les valeurs significatives de $M_{p\ell.Rd}$ et $m$ pour cette platine.
(13)	Si la condition de l'étape (12) n'est pas satisfaite, réduire l'effort de manière proportionnelle dans les différentes rangées de boulons.
(14)	En ce qui concerne la platine d'extrémité de la poutre, s'assurer que l'effort maximal par rangée de boulons, obtenu à l'étape (13) dans une rangée quelconque non adjacente à un raidisseur ou à une semelle fixée à la platine d'extrémité, ne dépasse pas $2M_{p\ell.Rd}/m$ sur une longueur efficace de la platine d'extrémité égale à la plus petite des valeurs $(4m + 1,25e)$ et $2\pi m$ .
(15)	Si la condition de l'étape (14) n'est pas satisfaite, réduire l'effort de manière proportionnelle dans les différentes rangées de boulons.
(16)	En ce qui concerne l'âme du poteau, s'assurer que l'effort maximal par rangée de boulon, déterminé à l'étape (15) dans une rangée quelconque non adjacente à un raidisseur du poteau, ne dépasse pas la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue, voir J.3.4.6, sur une longueur efficace de l'âme du poteau égale à la longueur efficace de la semelle du poteau déterminée en (10).
(17)	Si la condition de l'étape (16) n'est pas satisfaite, réduire l'effort de manière proportionnelle dans les différentes rangées de boulons.
.../...	



Procédure J.3.2	Feuille 3
.../...	
(18) Vérifier la résistance de la zone tendue de l'âme de poutre adjacente à la platine d'extrémité de la poutre, de la même façon que pour l'âme du poteau, voir J.3.4.6 à J.3.4.7, en prenant en compte aussi bien l'ensemble de chaque groupe de rangées de boulons que la rangée critique repérée à l'étape (14).	
(18) <b>A</b> En ce qui concerne la vérification globale de la résistance de la zone tendue de l'âme de la poutre, celle-ci doit être faite en ne considérant que le groupe des boulons situés entre les semelles. Par ailleurs, la vérification locale au niveau de la rangée critique repérée à l'étape (14) demeure.	
(19) Si la condition de l'étape (18) n'est pas satisfaite, réduire l'effort de manière proportionnelle dans les différentes rangées de boulons.	
(20) Déterminer la valeur de calcul de la résistance MRd de l'assemblage au moment fléchissant par la formule :	
$M_{Rd} = F_{t1.Rd} \frac{\sum h_i^2}{h_1} \quad (J.21)$	
où $F_{t1.Rd}$ = valeur de calcul de la résistance efficace de la rangée de boulons la plus éloignée du centre de résistance de la zone comprimée	
$h_1$ = distance entre la rangée de boulons la plus éloignée et le centre de résistance de la zone comprimée	
et $h_i$ = distance entre une rangée quelconque de boulons et le centre de résistance de la zone comprimée	
(20) <b>A</b> Il est admis que le centre de résistance de la zone comprimée est située au niveau de l'axe passant par le centre de gravité de la semelle comprimée de la poutre.	
(20) <b>C</b> On doit comprendre $F_{t1.Rd}$ comme une résistance efficace en valeur réduite, suite aux réductions successives éventuellement effectuées aux étapes (7), (9), (11), (13), (15), (17) et (19).	

### J.3.3 Tronçon d'assemblage en T équivalent

- (1) La résistance en traction de la semelle du poteau et de la platine d'extrémité de la poutre est obtenue en passant par l'équivalence d'un tronçon en T, voir figure J.3.1.
- (2) La résistance du tronçon en T équivalent est régie par :
- la résistance de sa semelle,
  - la résistance des boulons,
  - la résistance de son âme et
  - la résistance des soudures âme-semelle, dans le cas d'un tronçon soudé.
- (3) La résistance de calcul d'une semelle de tronçon en T à la traction doit être prise égale à la plus petite des valeurs correspondant aux trois modes possibles de ruine indiqués à la figure J.3.2, déterminées ainsi :

**Mode 1:** Mécanisme plastique complet de la semelle

$$F_{t.Rd} = \frac{4M_{pl.Rd}}{m} \quad (J.22)$$

**Mode 2:** Mécanisme par ruine des boulons et plastification de la semelle

$$F_{t.Rd} = \frac{2M_{pl.Rd} + n\Sigma B_{t.Rd}}{m + n} \quad (J.23)$$

**Mode 3:** Ruine des boulons seule

$$F_{t.Rd} = \Sigma B_{t.Rd} \quad (J.24)$$

où  $M_{pl.Rd} = 0,25 \ell t_f^2 f_y / \gamma_{M0}$  (J.25)

$B_{t.Rd}$  = résistance de calcul à la traction d'un boulon unique dans l'assemblage, définie en 6.5.5(4)

$\Sigma B_{t.Rd}$  = sommation à tous les boulons du tronçon en T

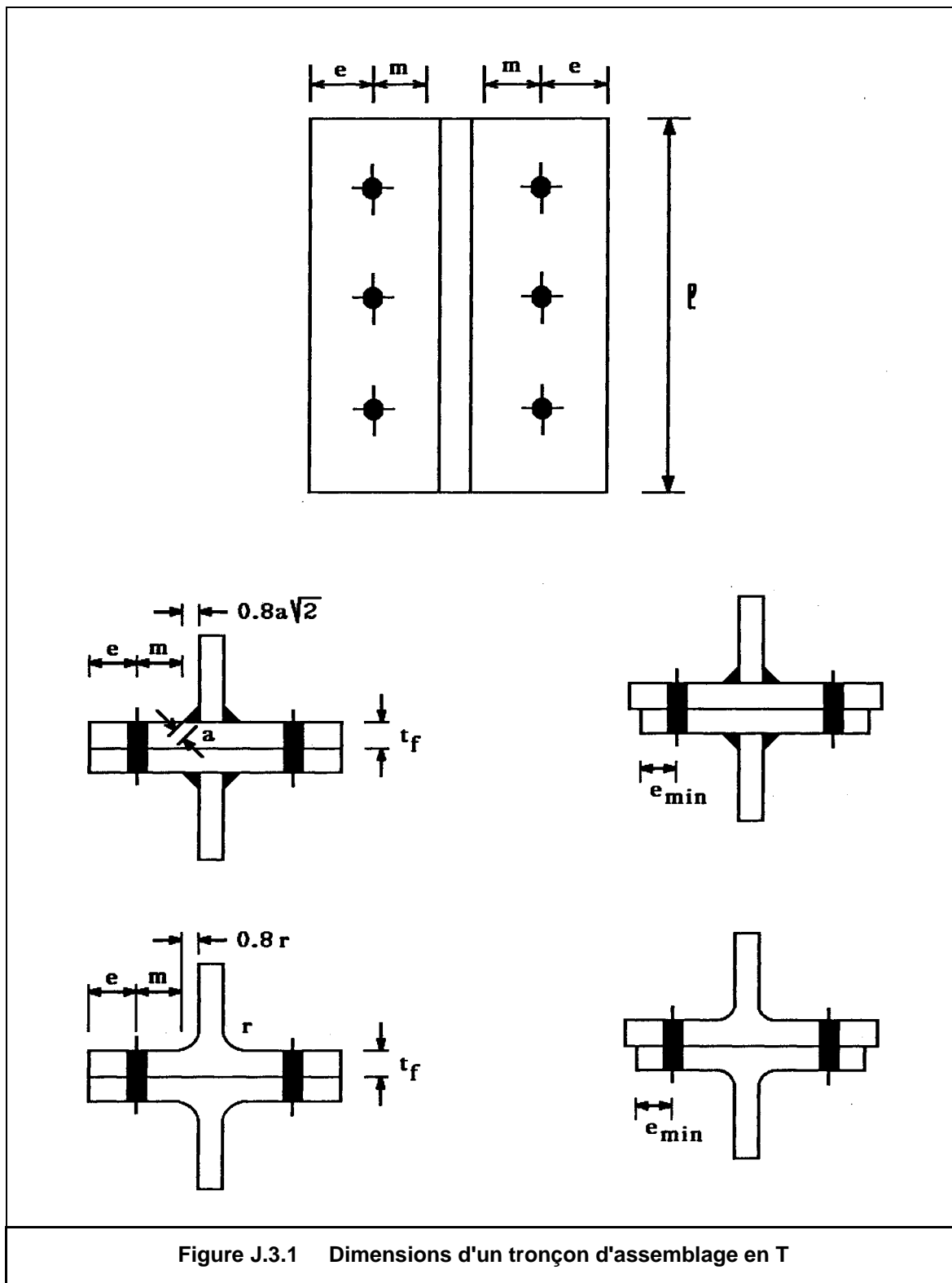
$n$  =  $e_{min}$  mais avec  $n \leq 1,25m$

et où  $\ell$ ,  $m$  et  $e$  sont portés à la figure J.3.1.

- (4) La relation entre la géométrie de l'assemblage et le mode de ruine est représentée à la figure J.3.3 où:

$$\beta = \frac{4M_{pl.Rd}}{m\Sigma B_{t.Rd}}$$

et  $\lambda = n/m$



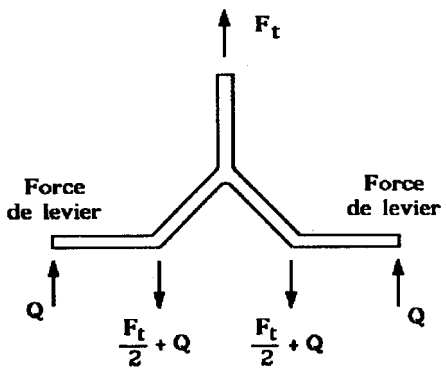
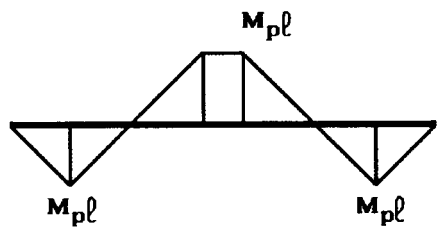
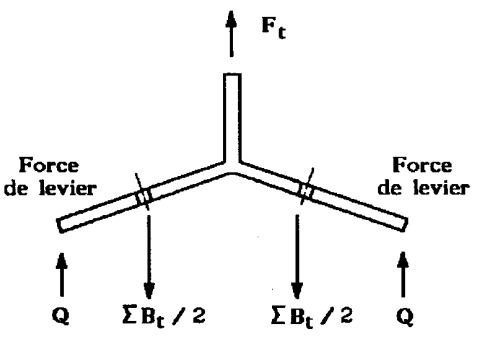
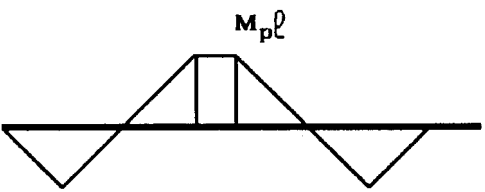
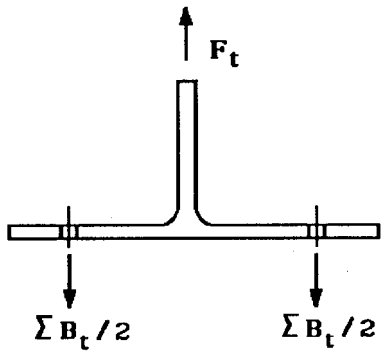

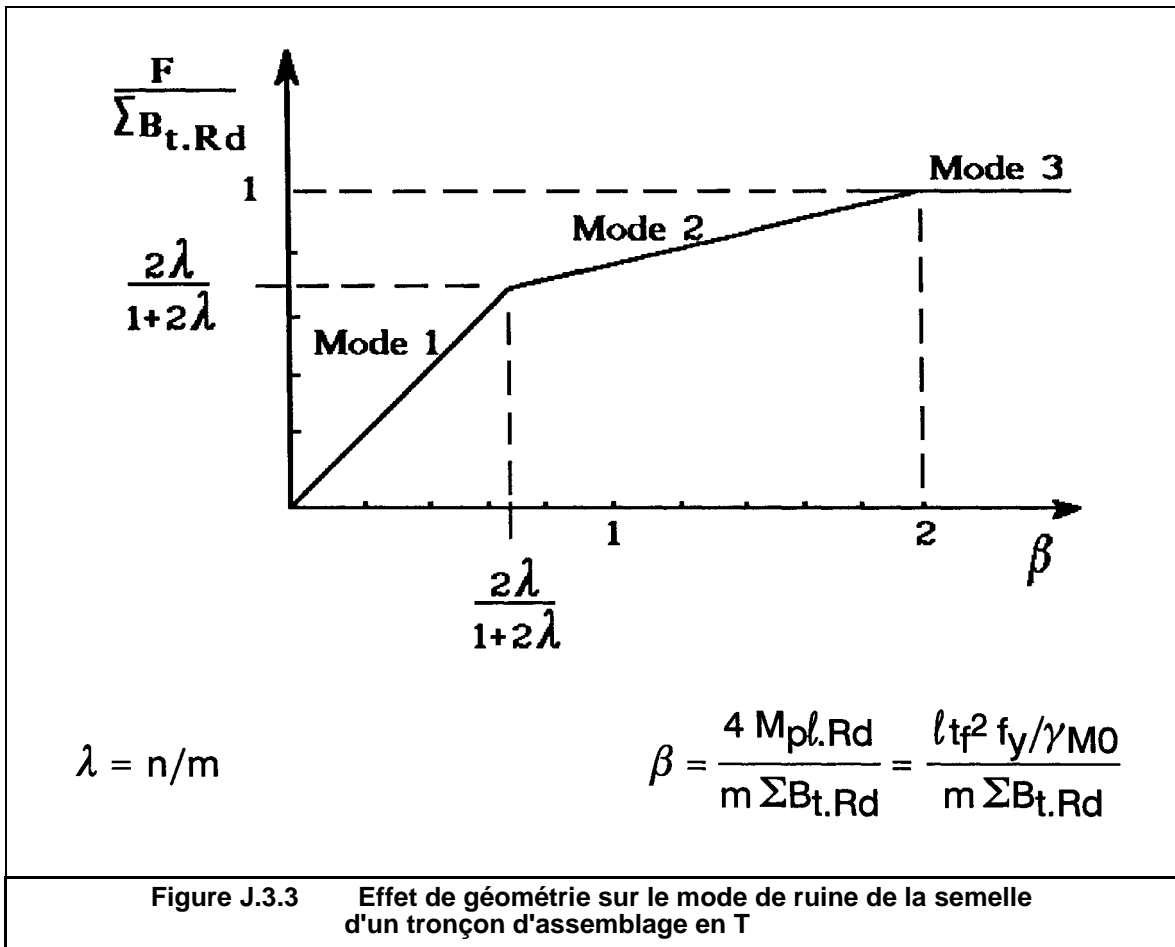
Mode de ruine	Diagramme de moment
 <p>Mode 1 : Mécanisme complet de semelle</p>	 $F_t = \frac{4M_{pl}}{m}$
 <p>Mode 2 : Mécanisme par ruine des boulons et rotules plastiques dans la semelle</p>	 $F_t = \frac{2M_{pl} + n \sum B_t}{m + n}$
 <p>Mode 3 : Ruine des boulons</p>	 $F_t = \sum B_t$

Figure J.3.2 Modes de ruine de la semelle d'un tronçon d'assemblage en T



**J.3.4 Résistance de la zone tendue****J.3.4.1 Semelle de poteau non raidie**

- (1) On doit considérer que la zone tendue d'une semelle de poteau non raidie se comporte comme une série de tronçon courts en T d'une longueur totale égale à la somme des longueurs efficaces correspondant aux schémas de charnières plastiques des divers boulons situés dans la zone tendue de l'assemblage, suivant la figure J.3.4.
- (2) La longueur efficace  $\ell_{eff}$  propre à un boulon pour chaque rangée doit être prise égale à la plus petite des valeurs suivantes selon le cas concerné :

(a) dans le cas de boulons intérieurs :

$$\ell_{eff.a} = p \quad (\text{voir figure J.3.4(a)}) \quad (J.26)$$

$$\ell_{eff.a} = 4m + 1,25e \quad (\text{voir figure J.3.4(b)}) \quad (J.27)$$

$$\ell_{eff.a} = 2\pi m \quad (\text{voir figure J.3.4(c)}) \quad (J.28)$$

(b) dans le cas de boulons en rangée d'extrémité:

$$\ell_{eff.b} = 0,5p + 2m + 0,625e \quad (\text{voir figure J.3.4(a)}) \quad (J.29)$$

$$\ell_{eff.b} = 4m + 1,25e \quad (\text{voir figure J.3.4(b)}) \quad (J.30)$$

$$\ell_{eff.b} = 2\pi m \quad (\text{voir figure J.3.4(c)}) \quad (J.31)$$

(2) **C** Lorsqu'il n'y a qu'une seule rangée de boulons inférieurs (à proximité de la semelle tendue de la poutre), les expressions de longueur efficace (J.26) et (J.29) deviennent sans objet.

- (3) Lorsque la contrainte de compression normale  $\sigma_{n.Ed}$  dans la semelle du poteau, due à l'effort axial et au moment fléchissant dans celui-ci, dépasse  $180\text{N/mm}^2$  à l'emplacement de la zone tendue, une réduction éventuelle de la résistance de calcul de la semelle du poteau à la flexion doit être prise en compte en multipliant la valeur de  $M_{pl.Rd}$  donnée en J.3.3(3) par le coefficient  $k_r$  suivant :

$$\text{- si } \sigma_{n.Ed} \leq 180\text{N/mm}^2 : \quad k_r = 1$$

$$\text{- si } 180\text{N/mm}^2 < \sigma_{n.Ed} \leq f_y : \quad k_r = \frac{2f_y - 180 - \sigma_{n.Ed}}{2f_y - 360} \quad \text{mais avec } k_r \leq 1 \quad (J.32)$$

les valeurs de  $\sigma_{n.Ed}$  et  $f_y$  étant exprimées en  $\text{N/mm}^2$ .

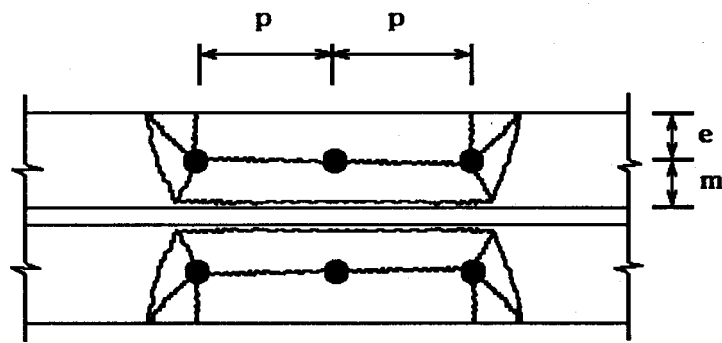
**(3) C** Bien que la notation soit la même qu'en J.2.4.1(1), la contrainte normale  $\sigma_{n,Ed}$  concerne ici exclusivement la semelle du poteau; l'expression proposée pour  $k_r$  correspond à une linéarisation se plaçant en sécurité par rapport à la formule exacte d'interaction "moment-effort axial", avec la prise en compte éventuelle d'effets géométriques du second ordre.

(4) *Le mode de ruine et la résistance de calcul potentiellement maximale doivent être déterminés en considérant que toutes les rangées de boulons dans la zone tendue constituent un seul groupe agissant comme un seul tronçon en T équivalent.*

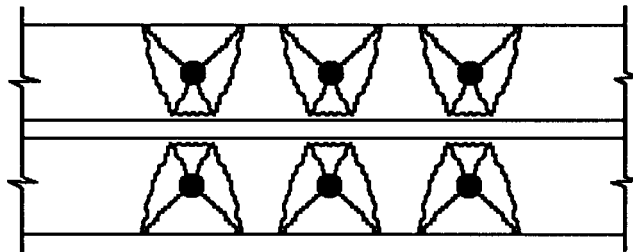
(5) *A cette fin, le tronçon en T équivalent est considéré avec l'autre tronçon similaire qui l'équilibre. Aussi, la valeur minimale de  $e$  entre la semelle du poteau et la platine d'extrémité de la poutre doit-elle être utilisée pour définir  $n$ ; en revanche, c'est valeur  $e$  de la semelle du poteau qui doit être utilisée pour calculer  $\ell_{eff}$ .*

(6) *La résistance de calcul réellement efficace au niveau de chaque rangée de boulons, tenant compte d'une certaine compatibilité des efforts avec la zone tendue de la platine d'extrémité de la poutre, doit être déterminée suivant les indications données en J.3.4.5.*

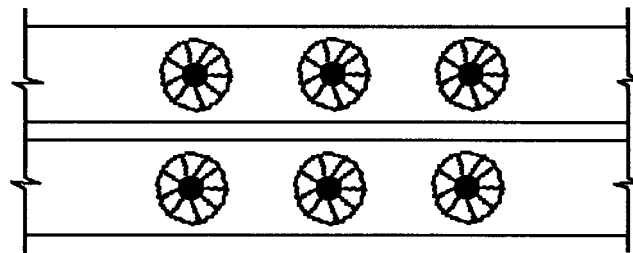
**(6) C** Le terme de "résistance efficace" d'une rangée de boulons marque une différence avec "résistance potentielle" dans la mesure où il convient de prendre en considération une redistribution des résistances des différentes rangées entre la semelle du poteau et la platine de la poutre.



(a) Mécanisme impliquant plusieurs boulons



(b) Mécanismes individuels de boulons



(c) Mécanismes en cône autour de chaque boulon

**Figure J.3.4 Schémas de charnières plastiques dans une semelle non raidie**



### J.3.4.2 Semelle de poteau avec contre-plaques

- (1) Les semelles de poteaux peuvent être renforcées en leur ajoutant des contre-plaques boulonnées, voir figure J.3.5.
- (2) La largeur  $b_{bp}$  d'une contre-plaque ne doit pas être inférieure à la distance entre le bord de la semelle et le pied du congé de raccordement ou de la soudure.
- (3) La longueur d'une contre-plaque ne doit pas être inférieure à la longueur efficace totale du groupe de boulons dans la zone tendue de l'assemblage, avec un débordement par rapport aux boulons extrême au moins égal à  $2d$ .
- (4) La résistance de calcul à la traction d'une semelle de poteau renforcée par des contre-plaques doit être prise égale à la plus petite des valeurs correspondant aux trois modes possibles de ruine, voir J.3.3(3), déterminées ainsi:

**Mode 1:** Mécanisme plastique complet de l'ensemble semelle-contre-plaque

$$F_{t.Rd} = \frac{4M_{p\ell.Rd} + 2M_{bp.Rd}}{m} \quad (J.33)$$

**Mode 2:** Mécanisme par ruine des boulons et plastification de la semelle seule

$$F_{t.Rd} = \frac{2M_{p\ell.Rd} + n\Sigma B_{t.Rd}}{m + n} \quad (J.23)$$

**Mode 3:** Ruine des boulons seule

$$F_{t.Rd} = \Sigma B_{t.Rd} \quad (J.24)$$

où  $M_{bp.Rd}$  est la résistance de calcul de la contre-plaque à la flexion donnée par :

$$M_{bp.Rd} = 0,25\ell_{eff} t_{bp}^2 f_{y,bp} \gamma_{M0} \quad (J.25)$$

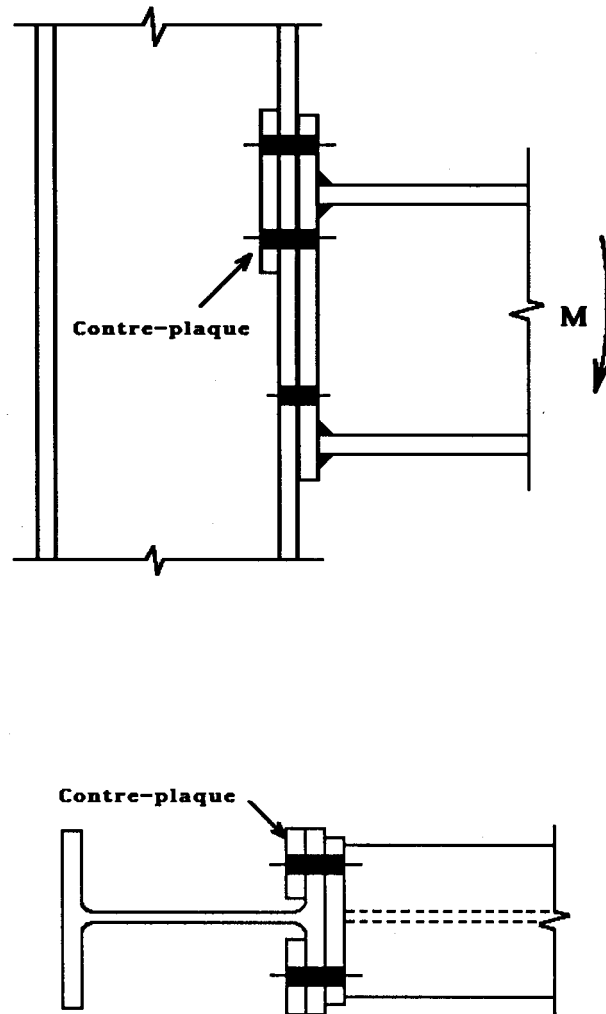


Figure J.3.5 Semelle de poteau avec contre-plaques dans la zone tendue

### J.3.4.3 Semelle de poteau raidie

- (1) On doit considérer que la zone tendue d'une semelle de poteau raidie agit comme une série de tronçons en T équivalents dont la longueur totale est égale à la longueur efficace totale correspondant aux dispositions de boulons de la zone tendue, comme cela est montré à la figure J.3.6.
- (2) La longueur efficace  $\ell_{eff}$  pour chaque rangée de boulons doit être prise égale à la plus petite des valeurs suivantes selon le cas concerné:

(a) dans le cas de boulons adjacents à un raidisseur :

$$\ell_{eff.a} = \alpha m \quad (J.35)$$

$$\ell_{eff.a} = 2\pi m \quad (J.28)$$

(2) (a) **A** On peut ne retenir que l'expression unique (J.35) puisqu'elle inclut le cas limite exprimé en (J.28)

Cette expression n'est applicable que dans le cas où la rangée concernée n'est pas considérée en concomitance avec une ou plusieurs rangées de boulons intérieurs.

En présence de rangées de boulons intérieurs, la longueur efficace de la rangée des boulons adjacente au raidisseur doit être calculée par :

$$\ell_{eff.a} = \alpha m - (2m + 0,625e) + 0,5p \quad \text{mais} \quad \ell_{eff.a} \leq \alpha m$$

(b) dans le cas de boulons intérieurs :

$$\ell_{eff.b} = p \quad (J.36)$$

$$\ell_{eff.b} = 4m + 1,25e \quad (J.30)$$

$$\ell_{eff.b} = 2\pi m \quad (J.31)$$

(c) dans le cas de boulons en rangée d'extrémité :

$$\ell_{eff.c} = 0,5p + 2m + 0,625e \quad (J.37)$$

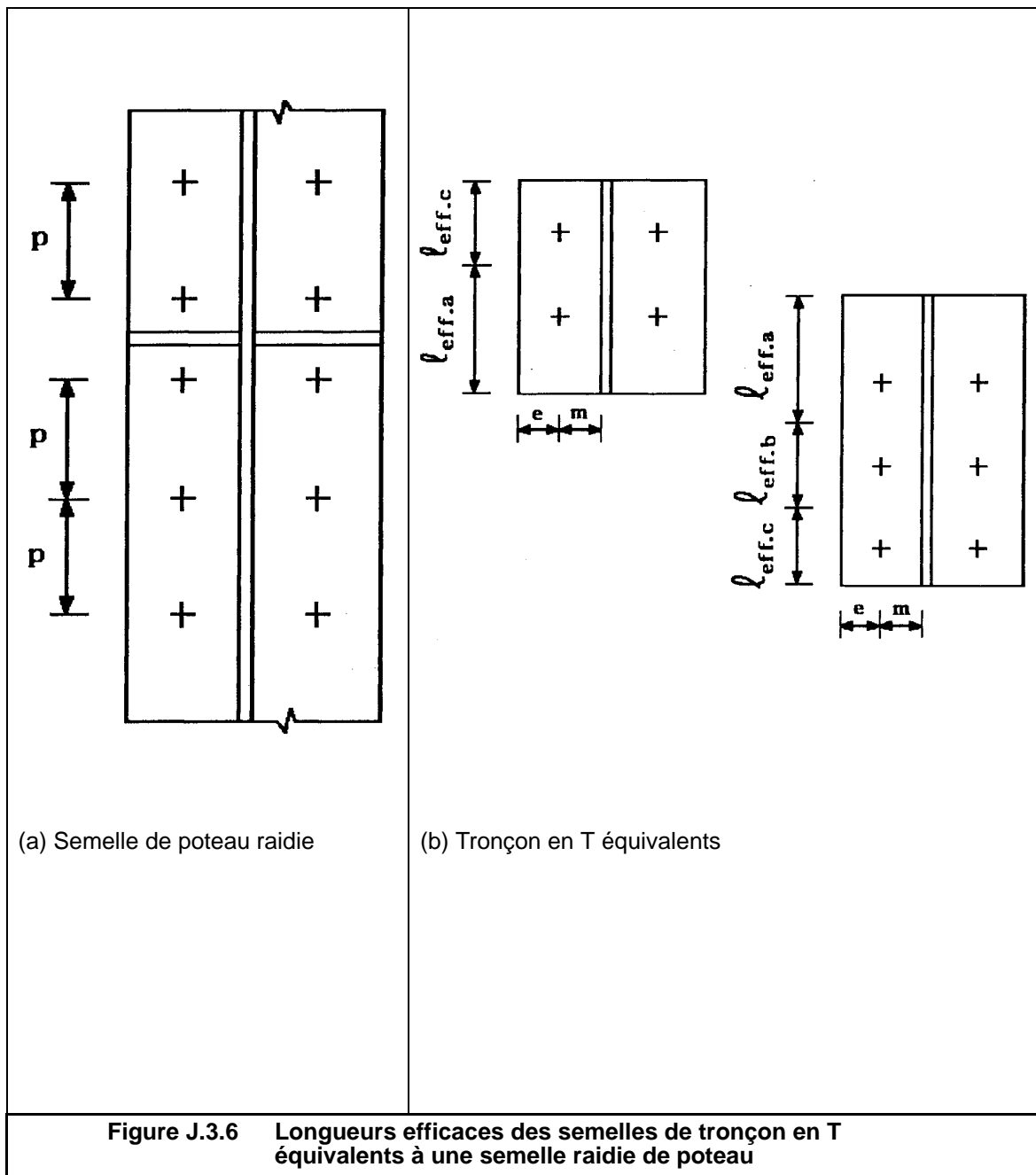
$$\ell_{eff.c} = 4m + 1,25e \quad (J.38)$$

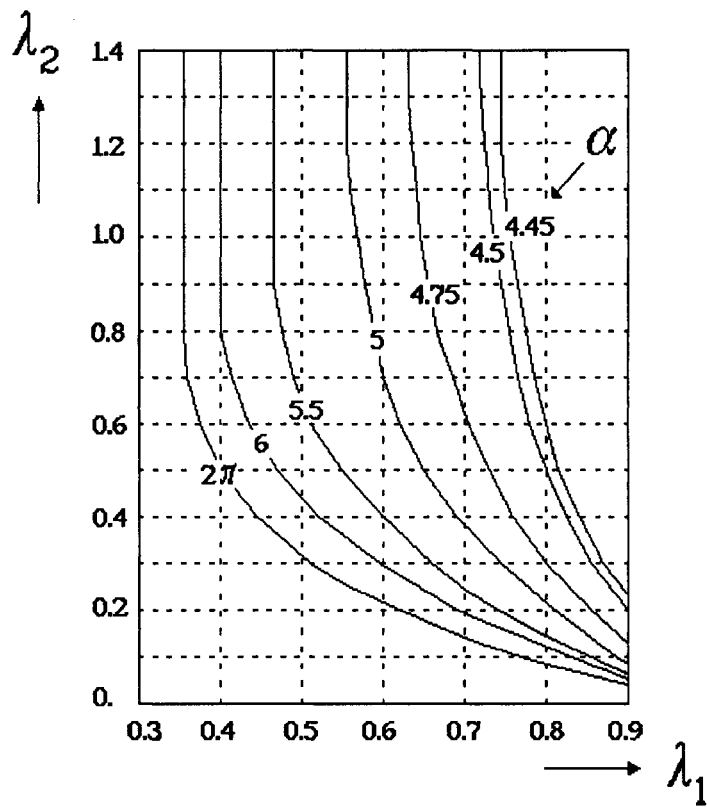
$$\ell_{eff.c} = 2\pi m \quad (J.39)$$

Le coefficient  $\alpha$  intervenant dans le cas (a) est donné par l'abaque de la figure J.3.7.

- (3) Lorsque la contrainte de compression normale  $\sigma_{n.Ed}$  dans la semelle du poteau, due à l'effort axial et au moment fléchissant dans le poteau, dépasse  $180\text{N/mm}^2$  à l'emplacement de la zone tendue, un coefficient de réduction  $k_r$  doit être appliqué comme indiqué en J.3.4.1(3).
- (4) Les groupes de rangées de boulons de chaque côte d'un raidisseur doivent être traités comme des tronçons en T séparés avec recouvrement éventuel. Le mode de ruine et la résistance de calcul potentiellement maximale doivent être traités séparément pour chaque groupe.

- (5) *A cette fin, chaque tronçon en T équivalent est considéré avec l'autre tronçon similaire qui l'équilibre. La valeur minimale de  $e$  entre la semelle du poteau et la platine d'extrémité de la poutre est celle qui doit être utilisée pour déterminer  $n$ , alors que la valeur  $e$  de la semelle du poteau est utilisée pour la détermination de  $\ell_{eff}$ .*
- (6) *La résistance de calcul réellement efficace au niveau de chaque rangée de boulons, tenant compte d'une certaine compatibilité des efforts au niveau de chaque rangée de boulons avec la zone tendue de la platine d'extrémité de la poutre, doit être déterminée conformément aux indications données en J.3.4.5.*
- (7) *Les raidisseurs doivent satisfaire aux conditions spécifiées en J.2.3.3(1).*





$$\lambda_1 = \frac{m_1}{m_1 + e}$$

$$\lambda_2 = \frac{m_2}{m_1 + e}$$

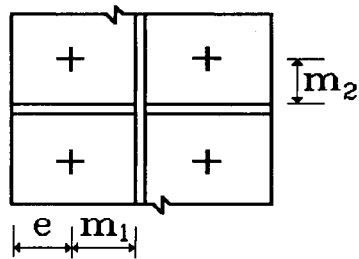


Figure J.3.7 Valeurs de  $\alpha$  pour des semelles de poteau raidies

**J.3.4.4 Platine d'extrémité**

(1) *Le comportement de la zone tendue d'une platine d'extrémité de poutre doit être assimilé à celui d'une série de tronçons en T équivalents, dont la longueur totale est égale à la longueur efficace totale correspondant aux dispositions de boulons dans la zone tendue, comme cela est montré à la figure J.3.8.*

(2) *La longueur efficace  $\ell_{\text{eff}}$  pour chaque rangée de boulons doit être prise égale à la plus petite des valeurs suivantes selon le cas concerné :*

(a) *dans le cas de boulons extérieurs à la semelle tendue de la poutre :*

$$\ell_{\text{eff.a}} = 0,5b_p \quad (\text{J.40})$$

$$\ell_{\text{eff.a}} = 0,5w + 2m_x + 0,625e_x \quad (\text{J.41})$$

$$\ell_{\text{eff.a}} = 4m_x + 1,25e_x \quad (\text{J.42})$$

$$\ell_{\text{eff.a}} = 2\pi m_x \quad (\text{J.43})$$

(b) *dans le cas de la première rangée de boulons en dessous de la semelle tendue de la poutre :*

$$\ell_{\text{eff.b}} = \alpha m \quad (\text{J.44})$$

$$\ell_{\text{eff.b}} = 2\pi m \quad (\text{J.31})$$

(2) (b) **A** *On peut ne retenir que l'expression unique (J.44) puisqu'elle inclut le cas limite exprimé en (J.31).*

*Cette expression n'est applicable que dans le cas où la rangée concernée n'est pas considérée en concomitance avec une ou plusieurs rangées de boulons intérieurs.*

*En présence de rangées de boulons intérieurs, la longueur efficace de la rangée des boulons adjacents au raidisseur doit être calculée par :*

$$\ell_{\text{eff.a}} = \alpha m - (2m + 0,625e) + 0,5p \quad \text{mais} \quad \ell_{\text{eff.b}} \leq \alpha m$$

(c) *dans le cas des boulons intérieurs :*

$$\ell_{\text{eff.c}} = p \quad (\text{J.45})$$

$$\ell_{\text{eff.c}} = 4m + 1,25e \quad (\text{J.38})$$

$$\ell_{\text{eff.c}} = 2\pi m \quad (\text{J.39})$$

(d) *dans le cas de la rangée de boulons à l'extrémité inférieure :*

$$\ell_{\text{eff.d}} = 0,5p + 2m + 0,625e \quad (\text{J.46})$$

$$\ell_{\text{eff.d}} = 4m + 1,25e \quad (\text{J.47})$$

$$\ell_{\text{eff.d}} = 2\pi m \quad (\text{J.48})$$

*Le coefficient  $\alpha$  intervenant dans le cas (b) est donné à l'abaque de la figure J.3.7.*

- (3) *Les groupes de rangées de boulons de chaque côté d'un raidisseur attaché à la platine d'extrémité doivent être traités séparément comme des tronçons en T équivalents, avec possibilité de recouvrement. Dans le cas d'une platine d'extrémité débordante, les groupes de rangées de boulons au-dessus et en dessous de la semelle tendue de la poutre doivent également être traités comme des tronçons en T équivalents avec recouvrement éventuel. Le mode de ruine et la résistance de calcul potentiellement maximale doivent être déterminés séparément pour chaque groupe.*
- (4) *A cette fin, chaque tronçon équivalent en T est considéré avec l'autre tronçon similaire qui l'équilibre. La valeur minimale de  $e$  entre la platine d'extrémité et la semelle de poteau est celle qui doit être utilisée pour déterminer  $n$ , alors que la valeur de  $e$  de la platine d'extrémité est celle qui doit être utilisée pour déterminer  $l_{eff}$ .*
- (5) *La résistance de calcul réellement efficace au niveau de chaque rangée de boulons, tenant compte d'une certaine compatibilité des efforts avec la zone tendue de la semelle du poteau, doit être déterminée selon les indications données en J.3.4.5.*
- (6) *Afin de s'assurer que les soudures entre la semelle de la poutre et la platine d'extrémité possèdent une capacité suffisante de déformation, on doit les dimensionner pour résister aux effets d'un moment égal à la plus petite des deux valeurs suivantes :*

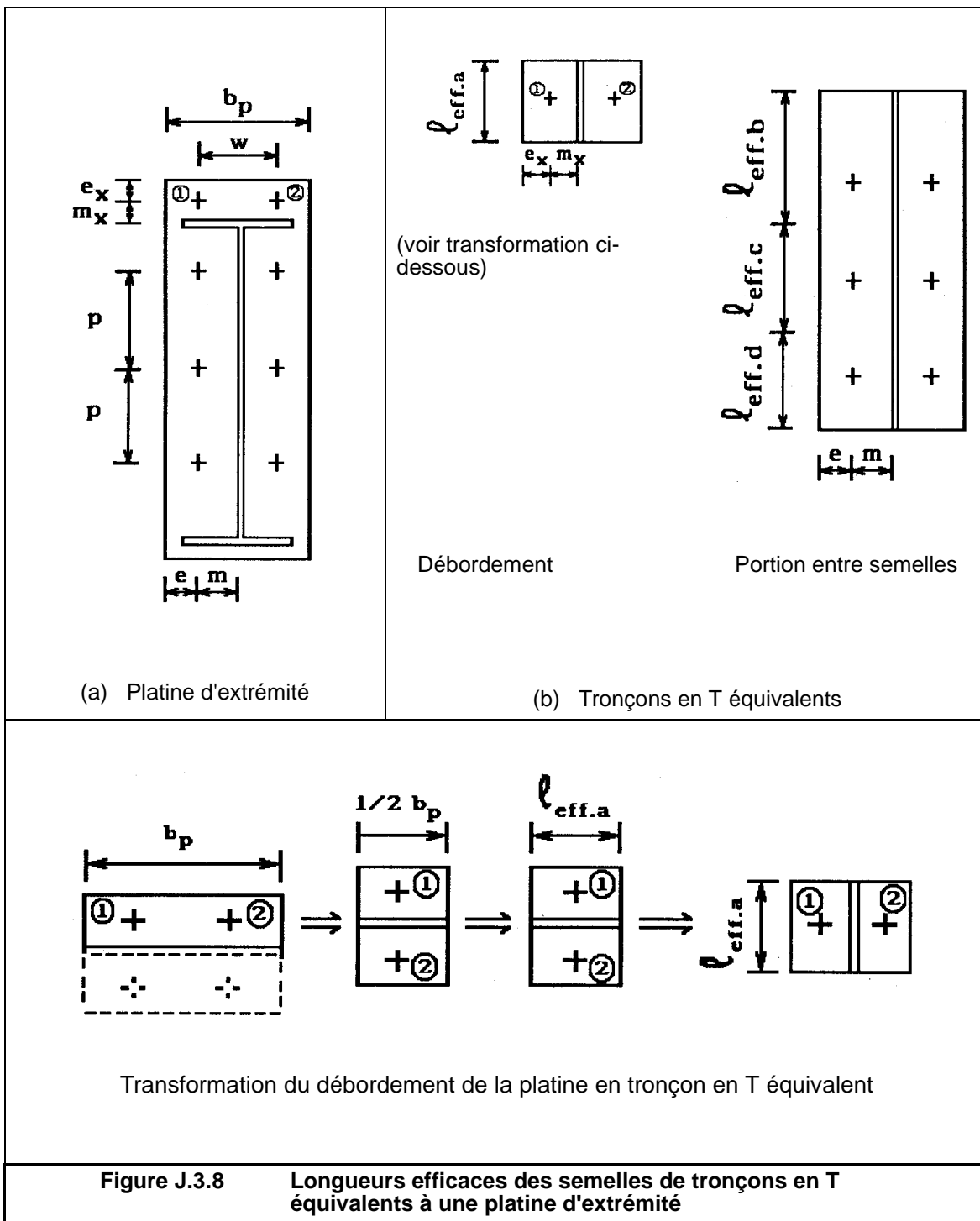
*. le moment plastique de calcul de la poutre  $M_{pl,Rd}$*

*.  $\gamma$  fois la résistance de calcul de l'assemblage au moment fléchissant, avec :*

$$\gamma = 1,4 \text{ pour une structure contreventée,} \quad (\text{J.49})$$

$$\gamma = 1,7 \text{ pour une structure non contreventée.} \quad (\text{J.50})$$





### **J.3.4.5 Résistance efficace des rangées de boulons**

- (1) *La résistance de calcul potentiellement maximale de la semelle du poteau n'est généralement pas la même que celle de la platine d'extrémité.*
- (2) *Afin de déterminer la résistance de calcul réelle de la zone tendue, on doit réaliser une répartition compatible des efforts des boulons qui assure, pour chaque rangée, un équilibre entre ses contributions à la résistance de calcul de la semelle du poteau et à celle de la platine d'extrémité de la poutre.*
- (3) *Les résistances de calcul réellement efficaces au niveau des différentes rangées de boulons doivent être déterminées à l'aide de la Procédure J.3.3.*
- (4) *On peut supposer que la résistance de calcul efficace de chaque rangée de boulons se situe sur la ligne médiane de la rangée.*

### **J.3.4.6 Ame de poteau non raidie**

- (1) *La résistance de calcul d'une âme de poteau non raidie sollicitée en traction transversale est donnée par la formule:*

$$F_{t,Rd} = f_{yc} t_{wc} b_{eff} \gamma_{M0} \quad (J.9)$$

- (2) *Dans un assemblage boulonné, la largeur efficace de l'âme tendue du poteau doit être prise égale à la longueur efficace totale correspondant à la disposition des boulons dans la zone tendue de l'assemblage, déterminée selon les indications données en J.3.4.1.*
- (3) *Une âme non raidie de poteau peut être renforcée en lui ajoutant une doublure d'âme conformément aux indications données en J.2.2 ; voir J.2.3.2(4) pour la résistance de calcul dans ce cas.*

### **J.3.4.7 Ame de poteau raidie**

- (1) *La résistance de calcul d'une âme de poteau raidie soumise à une traction transversale est au moins égale à la résistance de calcul de la semelle de la poutre, à condition que les raidisseurs satisfassent aux exigences définies en J.2.3.3(1).*

**Procédure J.3.3****Résistance de calcul efficace des rangées de boulons**

- (1) Recalculer les valeurs de la résistance de calcul potentielle pour une semelle non raidie de poteau, en omettant successivement la rangée inférieure de boulons. Pour une semelle raidie de poteau, recalculer les valeurs de la résistance de calcul potentielle séparément pour chaque groupe approprié de rangées de boulons.
- (2) Recalculer les valeurs de la résistance de calcul potentielle de chaque groupe de rangées de boulons dans la platine d'extrémité de la poutre, en omettant successivement la rangée inférieure de boulons.

(2) **C** Lorsque la platine de la poutre est débordante avec une rangée de boulons extérieurs, le calcul de l'étape (2) sera effectué séparément pour chaque groupe de boulons qu'il y a lieu de distinguer de part et d'autre de la semelle tendue de la poutre, conformément à la figure J.3.8.

- (3) Interpréter la réduction de résistance due à l'omission d'une rangée de boulons aux étapes (1) et (2) comme la contribution de cette rangée à la résistance de calcul potentielle totale de la semelle ou de la platine d'extrémité.
- (4) Pour chaque rangée de boulons, déterminer la différence entre les résistances de calcul potentielles de la semelle du poteau et de la platine d'extrémité de la poutre, obtenues à l'étape (3).
- (5) En partant de la rangée supérieure de boulons, redistribuer les valeurs de résistance obtenues en (3) afin de minimiser les différences trouvées à l'étape (4), à condition que:
- . la résistance soit redistribuée uniquement dans le même groupe de rangées de boulons (c'est à dire sans passer au-delà d'une semelle ou d'un raidisseur),
  - . la résistance de chaque rangée individuelle de boulons soit limitée (en valeur supérieure) à celle obtenue en utilisant une longueur efficace égale à la plus petite des valeurs  $(4m + 1,25e)$  et  $2\pi m$ .

(5) **A** Les limitations  $(4m + 1,25e)$  et  $2\pi m$  ne s'appliquent pas à la rangée des boulons d'angle considérée du côté platine.

Elles ne s'appliquent pas non plus, du côté poteau, aux rangées adjacentes à un raidisseur de part et d'autre de ce raidisseur. En revanche, elles s'appliquent effectivement à ces mêmes rangées en l'absence de raidisseur.

- (6) Réduire les valeurs obtenues à l'étape (5) afin d'obtenir l'équilibre entre les résistances de calcul de la semelle du poteau et de la platine d'extrémité de la poutre.
- (7) Adopter les valeurs de résistance de l'étape (6) comme résistances de calcul efficaces des différentes rangées de boulons.

### J.3.5 Résistance de la zone comprimée

#### J.3.5.1 Ame non raidie du poteau

- (1) La résistance de calcul à l'écrasement d'une âme non raidie de poteau soumise à un effort transversal de compression est donnée par la formule :

$$F_{c,Rd} = f_{yc} t_{wc} [1,25 - 0,5 \gamma_{M0} \sigma_{n,Ed} / f_{yc}] b_{eff} / \gamma_{M0} \quad (J.15)$$

mais avec :  $F_{c,Rd} \leq f_{yc} t_{wc} b_{eff} / \gamma_{M0}$  (J.16)

où  $\sigma_{n,Ed}$  est la contrainte normale maximale de compression dans l'âme du poteau, due à l'effort axial et à la flexion.

- (1) **A** En présence d'une semelle non raidie du poteau, on doit également satisfaire la condition suivante relative à la limitation apportée par la largeur efficace de la soudure à la liaison des semelles de la poutre et du poteau.

- pour un poteau en profil laminé I ou H :

$$F_{c,Rd} \leq f_{yb} t_{fb} [t_{wc} + 2r_c + C t_{fd}] / \gamma_{M0}$$

- pour un poteau en profil I ou H reconstitué par soudage,

$$F_{c,Rd} \leq f_{yb} t_{fb} [t_{wc} + 2\sqrt{2} a_c + C t_{fd}] / \gamma_{M0}$$

où  $F_{c,Rd}$  désigne la résistance de calcul à l'écrasement de l'âme du poteau, ou la résistance éventuellement plus faible au voilement (voir J.2.4.1.(3)).

- (1) **C** La contrainte normale de compression  $\sigma_{n,Ed}$  dans l'âme du poteau est considérée au point le plus défavorable, qui n'est pas nécessairement dans la zone directement concernée par la compression locale. La formule présente un caractère enveloppe qui tient compte de l'interaction défavorable entre les efforts globaux (effort normal, moment de flexion) et l'effort local de compression.

- (2) Dans un assemblage boulonné, la largeur efficace de l'âme comprimée du poteau, voir figure J.3.6, est donnée par :

- pour un poteau en profil laminé I ou H

$$b_{eff} = t_{fb} + 2\sqrt{2} a_p + 2t_p + 5(t_{fc} + r_c) \quad (J.51)$$

- pour un poteau en profil I ou H reconstitué par soudage

$$b_{eff} = t_{fb} + 2\sqrt{2} a_p + 2t_p + 5(t_{fc} + \sqrt{2} a_c) \quad (J.52)$$

(2) I Les deux formules (J.5 1) et (J.52) sont invalidées et remplacées respectivement par:

$$b_{eff} = t_{fb} + 2 t_p + 5 (t_{fc} + r_c)$$

et 
$$b_{eff} = t_{fb} + 2t_p + 5 (t_{fc} + \sqrt{2} a_c)$$

(3) En outre, la résistance de l'âme du poteau au voilement dans l'un des modes indiqués à la figure J.2.4, doit être vérifiée en utilisant le paragraphe 5.7.5.

(3) A La résistance de l'âme au voilement, sur la base de l'approche équivalente par flambement en compression spécifiée en 5.7.5, doit être déterminée en supposant une longueur de flambement égale à 0,75 d, où d est ici la hauteur de l'âme entre nus intérieurs des semelles, dans le cas du mode de voilement (a) de la figure J.2.4.

En alternative, il est admis d'utiliser une formulation plus précise de la résistance au voilement sur la base d'une approche de type post-critique, soit:

$$F_{b.Rd} = 1,1 F_{c.Rd} \left[ \frac{1}{\bar{\lambda}} \left( 1 - \frac{0,22}{\bar{\lambda}} \right) \right] \gamma_{M1}$$

où : 
$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{F_{c.Rd}}{F_{cr}}}$$

et : 
$$F_{cr} = \frac{\pi^2 E t_{wc}^3}{6(1 - \nu^2)d} \quad \begin{array}{l} \text{en compression} \\ \text{locale d'un seul côté} \end{array}$$

$$F_{cr} = \frac{\pi E t_{wc}^3}{3(1 - \nu^2)d} \quad \begin{array}{l} \text{en double} \\ \text{compression locale} \end{array}$$

(4) Le mode de voilement avec déplacement latéral représenté à la figure J.2.4(b) doit normalement être empêché par des dispositions constructives.

(4) A Dans le cas (qui doit rester exceptionnel) où le mode de voilement est celui de type (b) à la figure J.2.4, le calcul de la résistance, basé sur l'équivalence par flambement en compression, doit être effectué en supposant une longueur de flambement égale à 1,5 d.

(5) L'âme non raidie du poteau peut être renforcée en lui ajoutant une doublure; voir J.2.2 et J.2.4.1(6).

### J.3.5.2 Ame raidie de poteau

(1) La résistance de calcul d'une âme raidie de poteau soumise à un effort transversal de compression est au moins égale à la résistance de calcul de la semelle de la poutre, à condition que les raidisseurs satisfassent aux exigences définies en J.2.3.3(1).

### J.3.6 Résistance de la zone sollicitée au cisaillement

#### J.3.6.1 Panneau non raidi d'âme de poteau

- (1) La résistance de calcul d'un panneau non raidi d'âme de poteau soumis à un effort de cisaillement (voir figure J.2.5) est donnée par la formule:

$$V_{pl,Rd} = [f_{yc} A_v \sqrt{3}] / \gamma_{M0} \quad (J. 17)$$

où  $A_v$  est l'aire de cisaillement de la section du poteau indiquée en 5.4.6(2).

- (2) En outre, on doit procéder à une vérification de la résistance au voilement par cisaillement ; voir 5.4.6(7).
- (3) L'âme non raidie du poteau peut être renforcée en lui ajoutant une doublure, voir J.2.2.
- (4) Pour déterminer la résistance de calcul au cisaillement d'un panneau d'âme comportant une doublure, l'aire de cisaillement  $A_v$  peut être augmentée de  $b_s t_{wc}$ . On ne doit pas compter d'autre augmentation si une doublure est placée de chaque côté de l'âme.

#### J.3.6.2 Panneau raidi d'âme de poteau

- (1) Lorsque des raidisseurs diagonaux d'âme (voir figure J.2.6) sont mis en place pour augmenter la résistance au cisaillement de l'âme du poteau, ils doivent être dimensionnés afin de résister aux efforts de traction et de compression transmis au poteau par les semelles des poutres.
- (2) Les soudures entre les raidisseurs et les semelles du poteau doivent être dimensionnées afin de résister aux efforts transmis dans les raidisseurs.
- (3) Les soudures entre les raidisseurs et l'âme du poteau doivent être traitées comme des soudures nominales.

<p>(3) <b>C</b> Par soudures nominales, on entend des soudures non calculées dont la dimension ne dépend que de l'épaisseur des pièces à assembler.</p>
---

<p>(3) <b>A</b> Cette règle ne s'applique pas aux deux schémas (à un seul raidisseur diagonal) situés en haut de la figure J.2.6.</p>
---

### J.3.7 Rigidité en rotation

- (1) La rigidité en rotation d'un assemblage boulonné poutre-poteau avec platine d'extrémité peut être calculée approximativement par la formule:

$$S_j = \frac{E h_1^2 t_{wc}}{\sum \frac{\mu_i \left[ \frac{F_i}{F_{i,Rd}} \right]^2}{k_i}} \quad (\text{J.53})$$

où :

$S_j$  = rigidité sécante correspondant à un niveau particulier du moment  $M$  exercé dans l'assemblage ( $M \leq M_{Rd}$ )

$M_{Rd}$  = moment résistant en flexion de l'assemblage

$h_1$  = distance entre la première rangée de boulons en dessous de la semelle tendue de la poutre et le centre de résistance de la zone comprimée, sauf dans le cas visé en (8)

$\mu_i$  = facteur correctif donné ci-après en (5) et (6).

$k_i$  = coefficient de rigidité associé à la composante  $i$  de résistance de l'assemblage; voir (2) à (4)

$F_i$  = effort associé à la composante  $i$  de l'assemblage et résultant du moment  $M$

$F_{i,Rd}$  = résistance de calcul de la composante  $i$  de l'assemblage

Pour les composantes 2 à 6, il convient que la valeur de  $F_i$  ne soit pas prise inférieure à  $F_{i,Rd}/1,5$

- (1) **A** Dans la formule donnée pour le calcul de la rigidité sécante en rotation  $S_j$  de l'assemblage, les efforts associés aux composantes 1, 2, 3, 4 et 6 sont égaux :

$$F_1 = F_2 = F_3 = F_4 = F_6 = \frac{M}{h_1}, \quad \text{avec : } M \leq M_{Rd}$$

En revanche, l'effort  $F_5$  est celui propre à la première rangée de boulons en dessous de la semelle tendue (ou boulons d'angle), extrait de la distribution d'efforts qui équilibre le moment  $M$ ; quant à la résistance  $F_{5,Rd}$ , elle est égale à :

$$F_{5,Rd} = 2 B_{t,Rd}$$

où  $B_{t,Rd}$  est la résistance de calcul en traction d'un boulon unique, définie en 6.5.5(4).

Quant aux résistances  $F_{2,Rd}$ ,  $F_{4,Rd}$  et  $F_{6,Rd}$ , elles doivent être interprétées comme celles résultant de la zone tendue réduite de l'assemblage (nécessaire pour calculer la valeur définitive du moment résistant  $M_{Rd}$ , voir Procédure J.3.1).

(1) **C** En pratique, la rigidité sécante  $S_j$  peut être calculée pour toutes les valeurs de  $M$  comprises dans l'intervalle :

$$\frac{M_{Rd}}{1,5} \leq M \leq M_{Rd}$$

La valeur de  $\mu_i$  pour  $i = 4, 5$  et  $6$ , inférieure à  $1$ , traduit le fait que la rigidité en rotation, pour la part qui revient aux rangées de boulons, est régie essentiellement par la rangée de boulons située en-dessous de la semelle tendue, du moins lorsque la platine n'est pas débordante avec boulons extérieurs.

(2) Dans un assemblage non raidi, les coefficients de rigidité  $k_i$  doivent être pris avec les valeurs suivantes :

. âme du poteau, zone de cisaillement :  $k_1 = 0,24$

. âme du poteau, zone de traction :  $k_2 = 0,8$

. âme du poteau, zone de compression :  $k_3 = 0,8$

. semelle du poteau, zone de traction :  $k_4 = \frac{t_{fc}^3}{4m^2 t_{wc}}$

. boulons, zone de traction :  $k_5 = \frac{2A_s}{\ell_b t_{wc}}$

. platine d'extrémité, zone de traction :  $k_6 = \frac{t_e^3}{12\lambda_2 m^2 t_{wc}}$

mais avec :  $k_6 \geq \frac{t_e^3}{4m^2 t_{wc}}$

où  $\ell_b$  désigne la longueur utile d'un boulon (définie comme la somme de l'épaisseur totale des plaques accolées, plus celles des rondelles, plus encore la demi-hauteur de la tête du boulon et la demi-hauteur de l'écrou) ;

et où  $\lambda_2$  a été défini à la figure J.3.7.

(3) Lorsque le poteau comporte un raidisseur dans la zone tendue :

$$k_4 = \frac{t_{fc}^3}{12\lambda_2 m^2 t_{wc}} \quad \text{mais} \quad k_4 \geq \frac{t_{fc}^3}{4m^2 t_{wc}}$$

(4) Pour toute composante faisant l'objet d'un raidissage, le coefficient de rigidité doit être pris égal à l'infini.

(5) Pour  $i = 1, 2$  et  $3$ , le facteur correctif  $\mu_i$  doit être pris égal à  $1$ .



(6) Pour  $i = 4, 5$  et  $6$ , le facteur correctif  $\mu_i$  doit être déterminé par la formule :

$$\mu_i = \frac{h_1 F_{1.Rd}}{M_{Rd}}$$

où  $F_{1.Rd}$  est l'effort dans la première rangée de boulons en dessous de la semelle tendue de la poutre, dû au moment  $M_{Rd}$ , sauf dans le cas visé en (8)

(7) Dans un assemblage avec platine d'extrémité débordante, une rigidité  $S_{je}$  tenant compte de la partie débordante de la platine doit également être calculée, et c'est la plus grande des deux valeurs  $S_j$  ou  $S_{je}$  qui doit être adoptée comme rigidité de l'assemblage.

(7) **C** La présente règle trouve sa justification dans le fait qu'a priori la rigidité en rotation, pour la part qui revient aux boulons, peut être régie autant par les boulons extérieurs de la platine que par les boulons d'angle.

(8) Lorsque l'on calcule  $S_{je}$ ,  $h_1$  doit être remplacé par  $h_e$  qui est la distance entre la rangée de boulons dans la partie de la platine qui déborde et le centre de résistance de la zone comprimée. Le coefficient de rigidité  $k_6$  doit être également considéré sous la forme :

$$k_6 = \frac{t_e^3}{4m_x^2 t_{wc}}$$

avec  $m_x$  défini à la figure J.3.8.

(8) **C** Autrement dit, pour le calcul de la seconde rigidité sécante dans le cas d'une platine débordante, le facteur correctif  $\mu_i$  doit avoir les valeurs suivantes :

- pour  $i = 1, 2$  et  $3$  :  $\mu_i = 1$  ;

- pour  $i = 4, 5$  et  $6$  :  $\mu_i = \frac{h_e F_{e.Rd}}{M_{Rd}}$

où  $F_{e.Rd}$  est l'effort de la rangée des boulons extérieurs.

(9) Un assemblage à platine d'extrémité boulonnée peut être supposé rigide si les deux conditions ci-après sont satisfaites :

(a) le poteau est muni de raidisseurs aussi bien dans la zone tendue que dans la zone comprimée,

(b) le moment résistant de flexion est déterminé en utilisant la Procédure J.3.2.

**J.3.8 Capacité de rotation**

- (1) *Un assemblage poutre-poteau boulonné dont la résistance au moment de flexion est régie par la résistance de la zone de cisaillement peut être supposé avoir une capacité suffisante de rotation pour une analyse en plasticité.*
- (2) *Un assemblage poutre-poteau boulonné dont la résistance au moment de flexion est régie par la résistance de la zone de traction peut être supposé avoir une capacité suffisante de rotation pour une analyse en plasticité, s'il dispose d'une capacité adéquate de déformation sur toute la zone tendue, soit dans la semelle du poteau soit dans la platine d'extrémité de la poutre.*
- (3) *La condition exigée en (2) peut être supposée satisfaite si, pour chaque rangée de boulons, la résistance d'au moins une composante (semelle du poteau ou platine d'extrémité de la poutre), est régie par le Mode de ruine 1 (voir J.3.3); autrement dit si, pour chaque rangée de boulons, la plus faible valeur de  $\beta$  entre la semelle du poteau et la platine d'extrémité de la poutre satisfait à la condition :*

$$\beta \leq \frac{2\lambda}{1 + 2\lambda} \quad (\text{J.54})$$

où  $\beta$  et  $\lambda$  ont été définis en J.3.3(4).

- (3) **A** *Lorsque la semelle du poteau est raidie, on est tenu de distinguer deux groupes de boulons, et la valeur de  $\beta$  à considérer pour la semelle doit être la plus grande des valeurs  $\beta$  des deux groupes.*

- (4) *Lorsque le Mode de ruine 2 est celui qui prédomine, c'est-à-dire lorsque la plus petite valeur de  $\beta$  satisfait à la condition :*

$$\frac{2\lambda}{1 + 2\lambda} < \beta < 2 \quad (\text{J.55})$$

alors la capacité de rotation  $\phi_{Cd}$  peut être calculée par la formule :

$$\phi_{Cd} = \frac{10,6 - 4\beta_{cr}}{1,3h_1} \quad (\text{J.56})$$

où  $h_1$  est la distance (en mm) entre la première rangée de boulons en dessous de la semelle tendue de la poutre et le centre de résistance de la zone comprimée, excepté dans le cas énoncé en (5)

et  $\beta_{cr}$  est la valeur de  $\beta$  pour la composante (semelle de poteau ou platine) conduisant à la plus faible valeur de  $F_{t,Rd} / \Sigma B_{t,Rd}$  (voir J.3.3(4)).

(4) **A** *Lorsque la semelle du poteau est raidie, on est tenu de distinguer deux groupes de boulons, et la valeur de  $\beta$  à considérer pour la semelle doit être la plus grande des valeurs  $\beta$  des deux groupes.*

(5) *Les critères donnés de (2) à (4) s'appliquent également au cas des assemblages avec platine débordante, sous réserve que la partie débordante ait une capacité de déformation suffisante. Cette condition peut être supposée satisfaite si la ruine selon le Mode 1 régit la partie débordante. Dans le cas d'une platine débordante, la distance  $h_1$  dans l'expression (J.56) doit être définie entre la rangée des boulons extérieurs et le centre de résistance de la zone comprimée, mais la partie débordante de la platine ne doit pas être considérée lors de la détermination de  $\beta_{cr}$ .*

(6) *A moins que l'assemblage ne soit classé comme assemblage à résistance complète (cf. définition en 6.4.3.2), la plus faible valeur de  $\beta$  ne doit pas dépasser 1,8.*

## ANNEXE K (normative)

### Assemblages de profils creux dans les poutres à treillis

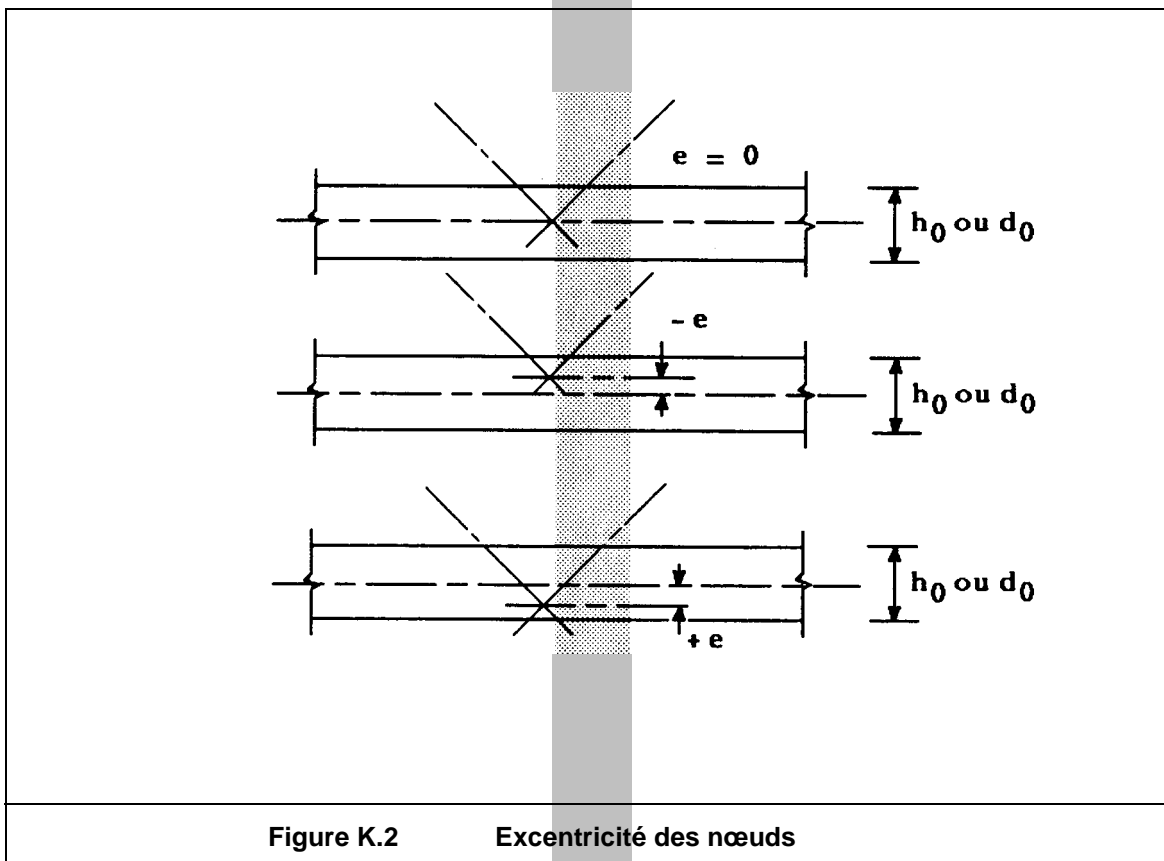
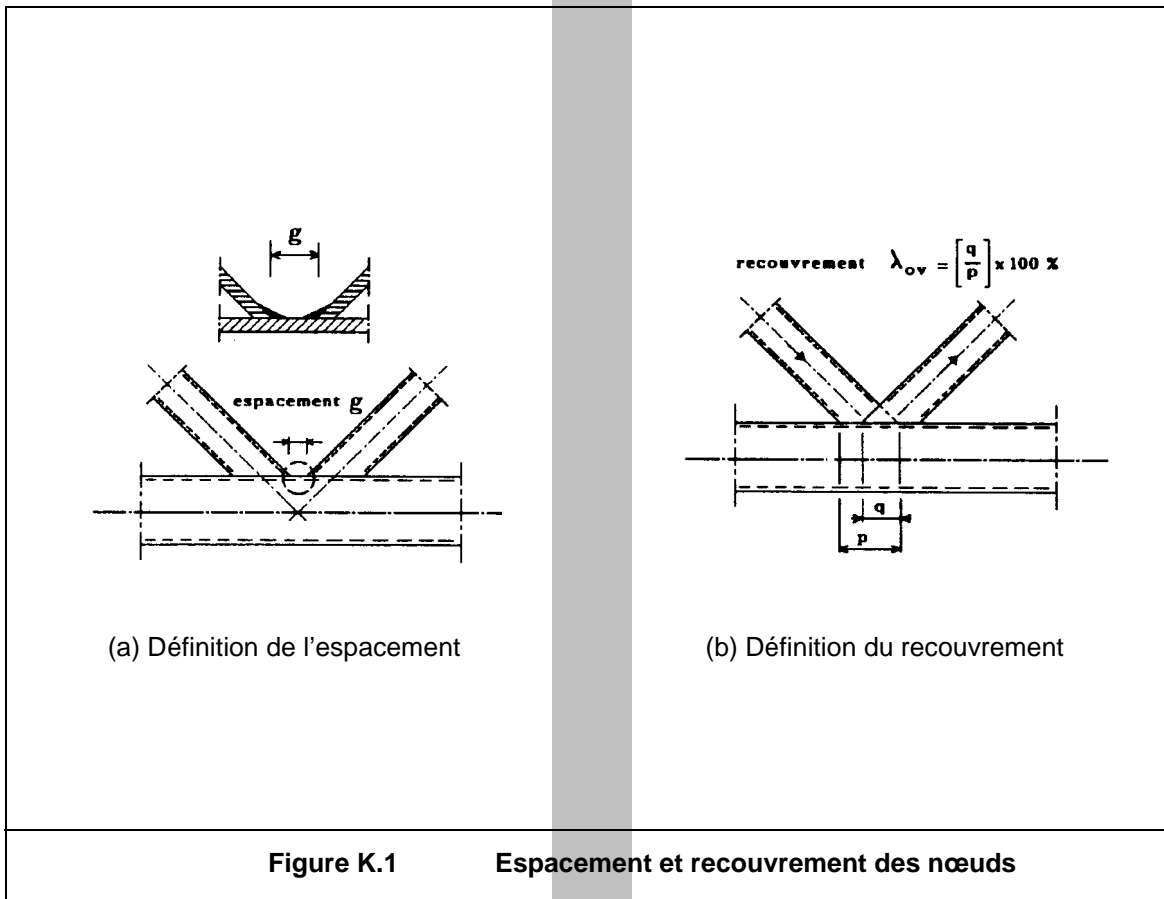
I L'Annexe K est invalidée et remplacée par l'Annexe KK qui traite également les assemblages multiplanaires de profils creux.

#### K.1 Objet

- (1) *Cette Annexe fournit des règles d'application détaillées pour la détermination des résistances statiques de noeuds plans dans les structures en treillis constituées de profils creux (rectangulaires, circulaires ou carrés) ou de profils creux associés à des profils ouverts.*
- (2) *Les résistances statiques des noeuds s'expriment en fonction des résistances axiales maximales de calcul des entretoises.*
- (3) *Ces règles sont applicables à la fois aux profils creux finis à chaud et à ceux formés à froid, tels qu'ils sont définis respectivement en 3.2.2 et 3.2.3.*
- (4) *La limite d'élasticité nominale du matériau de base des profils creux formés à froid et celle des profils creux finis à chaud ne doivent pas dépasser 355 N/mm<sup>2</sup>.*
- (5) *Il y a lieu de satisfaire aux exigences indiquées en 6.10.1.*
- (6) *Il convient que l'épaisseur nominale des parois des profils creux ne soit pas inférieure à 2,5 mm.*
- (7) *L'épaisseur nominale de la paroi d'une membrure ne doit pas être supérieure à 25 mm à moins que des mesures particulières aient été prises pour s'assurer des propriétés du matériau dans son épaisseur.*
- (8) *Le coefficient partiel de sécurité  $\gamma_{Mj}$  affecté à la résistance des noeuds doit être pris égal à :  $\gamma_{Mj} = \boxed{1,1}$ .*

#### K.2 Définitions

- (1) *Dans cette Annexe, on entend par "noeud plan" d'une structure en treillis, tout assemblage entre des éléments qui se trouvent situés dans un même plan et qui transmettent des efforts essentiellement axiaux.*
- (2) *L'espacement  $g$  est défini comme la distance, mesurée le long de la face assemblée d'une membrure, entre les pieds des entretoises adjacentes, voir figure K.1(a).*
- (3) *Le recouvrement  $\lambda_{ov}$  est exprimé par  $(q/p) \times 100\%$ , comme le montre la figure K.1(b).*
- (4) *Les symboles utilisés dans les tableaux de cette Annexe sont définis en K.9.*



### K.3 Domaine d'application

- (1) *Les règles d'application données dans cette Annexe ne peuvent être utilisées que si les conditions suivantes sont satisfaites :*
- (a) *Les éléments sont constitués de sections transversales de Classe 1 ou 2.*
  - (b) *Les angles entre les membrures et les éléments d'entretoise et les angles entre des éléments d'entretoise adjacents doivent être au moins de 30°.*
  - (c) *Les moments résultant des excentricités peuvent être négligés lors du calcul de la résistance du noeud à condition que ces excentricités restent dans les limites ci-après :*
    - $-0,55 d_o \leq e \leq 0,25 d_o$  (K.1a)
    - $-0,55 h_o \leq e \leq 0,25 h_o$  (K.1b)

où  $e$  est l'excentricité telle qu'elle est définie à la figure K.2

$d_o$  est le diamètre de la membrure

$h_o$  est la hauteur de la membrure dans le plans de la poutre à treillis.
- (2) *Les éléments aboutissant à un noeud doivent présenter des extrémités préparées de sorte qu'il n'y ait pas de modification de forme de leurs sections transversales.*
- (3) *Dans les noeuds de type espacement, l'espacement entre les éléments d'entretoise ne doit pas être inférieur à  $(t_1 + t_2)$ , de façon à assurer un dégagement suffisant pour réaliser des soudures satisfaisantes.*
- (4) *Dans les noeuds de type recouvrement, le recouvrement doit être suffisant pour assurer dans l'interconnection des éléments d'entretoise un transfert satisfaisant du cisaillement d'un élément d'entretoise à l'autre.*
- (5) *Si des éléments d'entretoise ont des épaisseurs différentes, l'élément d'épaisseur la plus petite doit recouvrir l'élément d'épaisseur la plus forte.*
- (6) *Si des éléments d'entretoise sont de caractéristiques mécaniques différentes, l'élément de limite d'élasticité la plus petite doit recouvrir l'élément de limite d'élasticité la plus forte.*

#### **K.4 Analyse**

- (1) *La répartition des efforts axiaux dans une poutre à treillis peut être déterminée en supposant que les éléments sont attachés par des noeuds articulés.*
- (2) *Les moments secondaires dans les noeuds, provoqués par la rigidité en flexion réelle de ces noeuds, peuvent être négligés à condition que :*
- *la géométrie du noeud est dans le domaine de validité spécifié dans les tableaux K.6.1, K.7.1 ou K.8.1 et ;*
  - *le rapport de la longueur d'épure de l'élément à sa hauteur dans le plan de la poutre n'est pas plus petit que :*
    - 12 *pour les membrures et,*
    - 24 *pour les éléments d'entretoise*
- (3) *Les excentricités qui restent dans les limites précisées en K.3 peuvent être négligées.*
- (4) *Pour les vérifications en fatigue, on se reportera au Chapitre 9.*

## K.5 Soudures

- (1) *Dans les noeuds soudés, l'attache doit normalement être exécutée sur tout le périmètre du profil creux au moyen d'une soudure en bout, d'une soudure d'angle, ou encore d'une combinaison des deux. Toutefois dans les noeuds à recouvrement partiel il n'est pas nécessaire de souder la partie cachée de l'attache.*
- (2) *La résistance de calcul de la soudure par unité de longueur sur le périmètre de l'attache ne doit pas être normalement inférieure à la résistance de calcul en traction de la section transversale de l'élément par unité de longueur sur le périmètre.*
- (3) *Il y a lieu de déterminer l'épaisseur de la gorge à partir du 6.6.5.*
- (4) *Le critère donné en (2) sera satisfait si l'épaisseur de la gorge de la soudure d'angle satisfait les conditions suivantes :*

- *pour l'acier conforme à la norme EN 10025 :*
  - *Fe 360:  $a / t \geq 0,84 \alpha$  (K.2a)*
  - *Fe 430:  $a / t \geq 0,87 \alpha$  (K.2b)*
  - *Fe 510:  $a / t \geq 1,01 \alpha$  (K.2c)*
- *pour l'acier conforme à la norme prEN 10113 :*
  - *Fe E 275:  $a / t \geq 0,91 \alpha$  (K.2d)*
  - *Fe E 355:  $a / t \geq 1,05 \alpha$  (K.2e)*

*Quand  $\gamma_{Mj} = 1,1$  et  $\gamma_{Mw} = 1,25$ , la valeur de  $\alpha$  est 1,0. Autrement, il y a lieu de déterminer  $\alpha$  à partir de :*

$$\alpha = \frac{1,1}{\gamma_{Mj}} \times \frac{\gamma_{Mw}}{1,25} \quad (K.3)$$

- (5) *Le critère donné en (2) peut être laissé de côté si l'on est en mesure de justifier des soudures plus petites vis à vis à la fois de la résistance du noeud et de sa capacité de déformation et ou de rotation.*



## K.6 Noeuds soudés entre profils creux circulaires

- (1) *Il convient que les valeurs de calcul des efforts axiaux internes à la fois dans les éléments d'entretoise et dans les membrures à l'état limite ultime ne dépassent pas les résistances de calcul des éléments déterminées à partir du Chapitre 5.*
- (2) *Les valeurs de calcul des efforts axiaux internes dans les éléments d'entretoise à l'état limite ultime ne doivent pas non plus dépasser les résistances de calcul des noeuds.*
- (3) *A condition que la géométrie des noeuds soit dans le domaine de validité donné dans le tableau K.6.1, les résistances de calcul des noeuds doivent être déterminées à l'aide des formules données dans le tableau K.6.2.*
- (4) *Pour les noeuds en dehors du domaine de validité donné dans le tableau K.6.1 une analyse plus détaillée doit être réalisée. Cette analyse doit aussi tenir compte des moments secondaires dans les noeuds causés par leur rigidité flexionnelle.*

Tableau K.6.1	Domaine de validité pour les noeuds soudés entre sections creuses circulaires
$0,2 \leq \frac{d_i}{d_0} \leq 1,0$	
$5 \leq \frac{d_i}{2t_i} \leq 25$	
$5 \leq \frac{d_0}{2t_0} \leq 25$ $5 \leq \frac{d_0}{2t_0} \leq 20$	(Noeuds en X)
$\lambda_{ov} \geq 25 \%$	
$g \geq t_1 + t_2$	

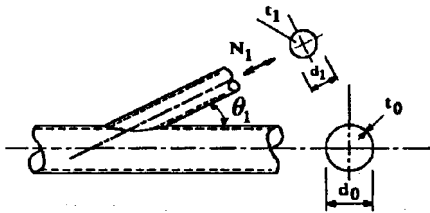
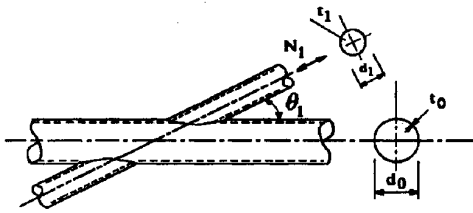
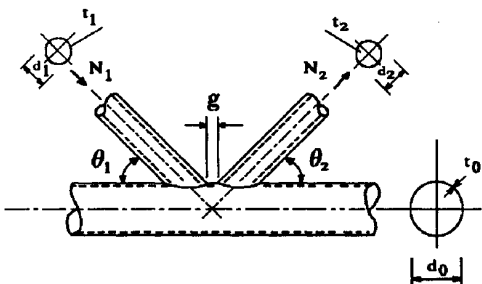
## **K.7 Noeuds soudés entre éléments d'entretoise de section creuse et membrures de section creuse carrée ou rectangulaire**

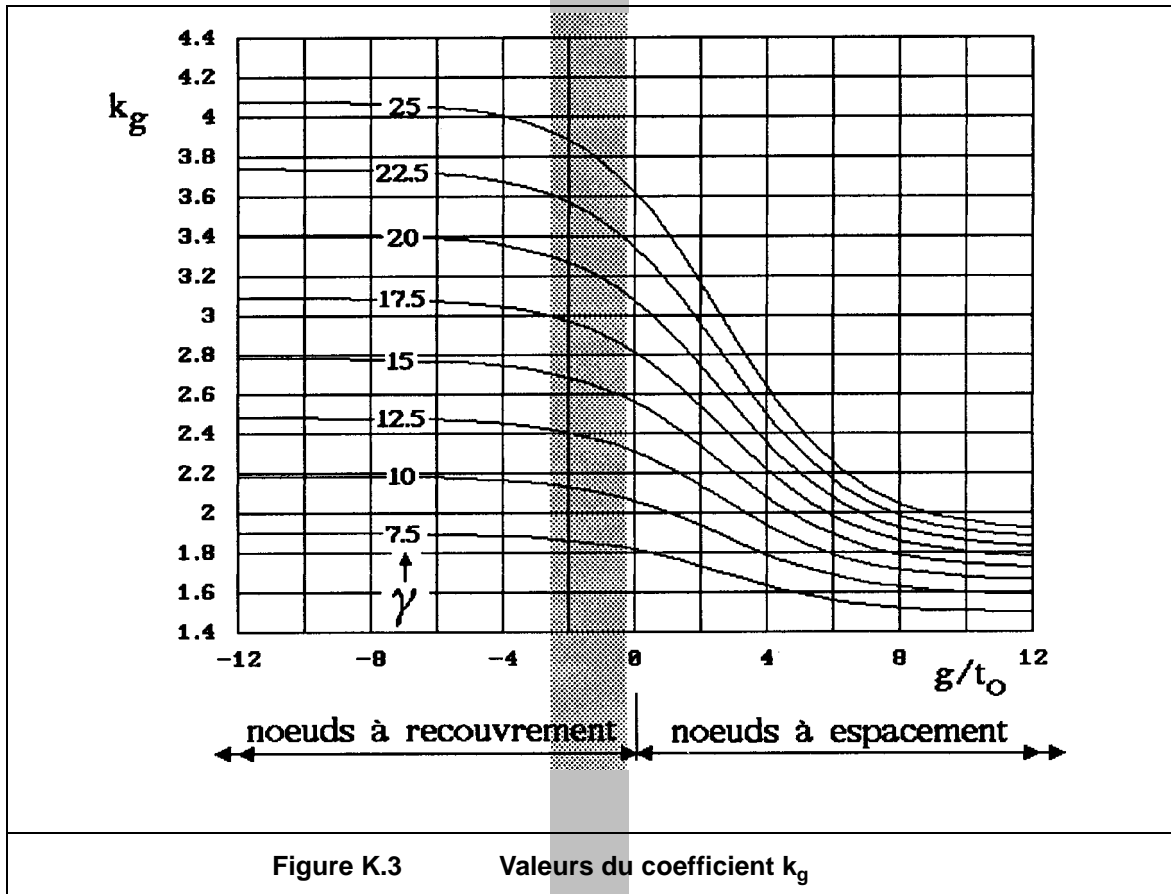
### **K.7.1 Généralités**

- (1) *Il convient que les valeurs de calcul des efforts axiaux internes à la fois dans les éléments d'entretoise et dans les membrures à l'état limite ultime ne dépassent pas les résistances de calcul des éléments déterminée à partir du Chapitre 5.*
- (2) *Les valeurs de calcul des efforts axiaux internes dans les éléments d'entretoise à l'état limite ultime ne doivent pas non plus dépasser les résistances de calcul des noeuds.*

### **K.7.2 Éléments d'entretoise de section carrée ou circulaire et membrures de section carrée**

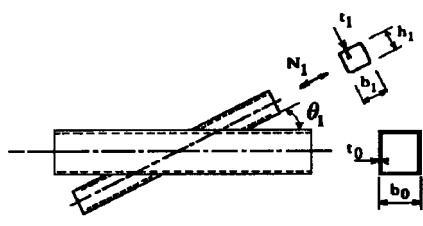
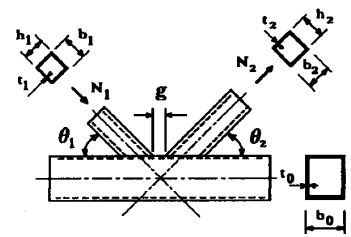
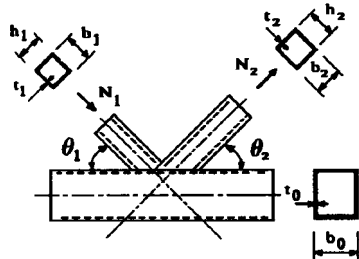
- (1) *A condition que la géométrie des noeuds soit dans le domaine de validité donné dans le tableau K.7.1, les résistances de calcul des noeuds doivent être déterminées à l'aide des formules données dans le tableau K.7.2.*
- (2) *Pour les noeuds en dehors du domaine de validité donné dans le tableau K.7.1 on se référera au paragraphe K.7.3.*

Tableau K.6.2 Résistances de calcul de noeuds soudés entre profils creux circulaires	
Type de noeud	Résistance de calcul ( $i = 1$ ou $2$ )
Noeuds en T et Y	Plastification de la membrure
	$N_{1,Rd} = \frac{f_{y0} t_0^2}{\sin \theta_1} (2,8 + 14,2\beta^2) \gamma^{0,2} k_p \left[ \frac{1,1}{\gamma_{Mj}} \right]$
Noeuds en X	Plastification de la membrure
	$N_{1,Rd} = \frac{f_{y0} t_0^2}{\sin \theta_1} \frac{5,2}{(1 - 0,81\beta)} k_p \left[ \frac{1,1}{\gamma_{Mj}} \right]$
Noeuds en K et N avec espacement ou recouvrement	Plastification de la membrure
	$N_{1,Rd} = \frac{f_{y0} t_0^2}{\sin \theta_1} [1,8 + 10,2d_1 / d_0] k_p k_g \left[ \frac{1,1}{\gamma_{Mj}} \right]$ $N_{2,Rd} = \frac{\sin \theta_1}{\sin \theta_2} N_{1,Rd}$
Noeuds en T, Y, X et Noeuds en K, N et KT avec espacement	Poinçonnement par cisaillement
quand $d_i \leq d_0 - 2t_0$	$N_{i,Rd} = \frac{f_{y0} t_0 \pi d_i}{\sqrt{3}} \frac{1 + \sin \theta_i}{2 \sin^2 \theta_i} \left[ \frac{1,1}{\gamma_{Mj}} \right]$
Fonctions	
$k_p = 1,0$ $k_p = 1 - 0,3 n_p (1 + n_p)$ mais $k_p \leq 1,0$	pour $n_p \leq 0$ (traction) pour $n_p > 0$ (compression)
$k_g = \gamma^{0,2} \left[ 1 + \frac{0,024 \gamma^{1,2}}{\exp(0,5g / t_0 - 1,33) + 1} \right]$ (Voir figure K.3)	



**Tableau K.7.1 Domaine de validité pour des noeuds soudés entre entretoises de section creuse carrée ou circulaire et membrures de section creuse carrée\*)**

Type de noeud	Paramètres de noeud (i = 1 ou 2, j = entretoise recouverte)				Espacement ou Recouvrement
	$\frac{b_i}{b_o}$ ou $\frac{d_i}{b_o}$	$\frac{b_i}{t_i}$ ou $\frac{d_i}{t_i}$	$\frac{b_o}{t_o}$	$\frac{b_1 + b_2}{2b_1}$ ou $\frac{b_i}{b_j}$ ou $\frac{t_i}{t_j}$	
		Compression	Traction		
Noeuds en T, Y ou X	$0,25 \leq \frac{b_i}{b_o} \leq 0,85$			$10 \leq \frac{b_o}{t_o} \leq 35$	
Noeud en K avec espacement	$\frac{b_i}{b_o} \geq 0,35$	$\frac{b_i}{t_i} \leq 1,25 \sqrt{\frac{E}{f_{yi}}}$	$\frac{b_i}{t_i} \leq 35$	$15 \leq \frac{b_o}{t_o} \leq 35$	$\frac{g}{b_o} \geq 0,5 (1 - \beta)$ mais $\frac{g}{b_o} \leq 1,5 (1 - \beta)$ $g \geq t_1 + t_2$
Noeud en N avec espacement	et $\frac{b_i}{b_o} \geq 0,1 + 0,01 \frac{b_o}{t_o}$	et $\frac{b_i}{t_i} \leq 35$			
Noeud en K avec recouvrement Noeud en N avec recouvrement	$\frac{b_i}{b_o} \geq 0,25$	$\frac{b_i}{t_i} \leq 1,1 \sqrt{\frac{E}{f_{yi}}}$		$\frac{b_o}{t_o} \leq 40$	$\frac{t_i}{t_j} \leq 1,0$ $\frac{b_i}{b_j} \geq 0,75$ $25 \% \leq \lambda_{ov} \leq 100 \%$
Entretoise à section circulaire	$0,4 \leq \frac{d_i}{b_o} \leq 0,8$	$\frac{d_i}{t_i} \leq 1,5 \sqrt{\frac{E}{f_{yi}}}$	$\frac{d_i}{t_i} \leq 50$	Mêmes limitations que ci-dessus mais en remplaçant $b_i$ par $d_i$	
*) En dehors de ces limites de paramètres, la résistance du noeud peut être calculée comme si la membrure avait une section rectangulaire, voir K.7.3					

Tableau K.7.2 Résistances de calcul de noeuds soudés entre entretoises de section creuse circulaire ou carrée et une membrure de section carrée	
Type de noeud	Résistance de calcul (i = 1 ou 2, j = entretoise recouverte)
Noeuds en X, Y et T	Plastification de la face de la membrure $\beta \leq 0,85$
	$N_{1,Rd} = \frac{f_{yo} t_o^2}{(1 - \beta) \sin \theta_1} \left[ \frac{2\beta}{\sin \theta_1} + 4(1 - \beta)^{0,5} \right] k_n \left[ \frac{1,1}{\gamma_{Mj}} \right]$
Noeuds en K et N avec espacement	Plastification de la face de la membrure $\beta \leq 1,0$
	$N_{i,Rd} = \frac{8,9 f_{yo} t_o^2}{\sin \theta_i} \left[ \frac{b_1 + b_2}{2 b_o} \right] \gamma^{0,5} k_n \left[ \frac{1,1}{\gamma_{Mj}} \right]$
Noeuds en K et N avec recouvrement*)	Largeur efficace $25 \% \leq \lambda_{ov} < 50 \%$
	$N_{i,Rd} = f_{yi} t_i \left[ \frac{\lambda_{ov}}{50} (2h_i - 4t_i) + b_{eff} + b_{e.ov} \right] \left[ \frac{1,1}{\gamma_{Mj}} \right]$
	Largeur efficace $50 \% \leq \lambda_{ov} < 80 \%$
	$N_{i,Rd} = f_{yi} t_i [2h_i - 4t_i + b_{eff} + b_{e.ov}] \left[ \frac{1,1}{\gamma_{Mj}} \right]$
	Largeur efficace $\lambda_{ov} \geq 80 \%$
	$N_{i,Rd} = f_{yi} t_i [2h_i - 4t_i + b_i + b_{e.ov}] \left[ \frac{1,1}{\gamma_{Mj}} \right]$
Entretoises à section circulaire	Multiplier les résistances ci-dessous par $\pi/4$ et remplacer $b_1$ et $h_1$ par $d_1$ et remplacer $b_2$ et $h_2$ par $d_2$
Fonctions	
$k_n = 1,0$ pour $n \leq 0$ (traction)	$k_n = 1,3 - \frac{0,4n}{\beta}$ pour $n \geq 0$ (compression) mais $k_n \leq 1,0$
$b_{eff} = \frac{10}{b_o/t_o} \frac{f_{yo} t_o}{f_{yi} t_i} b_i$ mais $b_{eff} \leq b_i$	$b_{e.ov} = \frac{10}{b_j/t_j} \frac{f_{yj} t_j}{f_{yi} t_i} b_i$ mais $b_{e.ov} \leq b_i$
*) Seule l'entretoise recouvrante est à vérifier. L'efficacité de l'entretoise recouverte (c'est-à-dire la résistance de calcul du noeud divisée par la résistance plastique de l'entretoise) n'est pas à considérer supérieure à celle de l'entretoise recouvrante.	

### **K.7.3 Sections rectangulaires**

- (1) *Il convient de baser les résistances de calcul des noeuds entre sections creuses rectangulaires et des noeuds entre sections creuses carrées en dehors du domaine de validité du tableau K.7.1, sur les critères suivants :*
- (a) *Ruine par plastification de la face de la membrure ou de la section transversale de la membrure.*
  - (b) *Amorce d'une fissure conduisant à la séparation des entretoises et de la membrure (poinçonnement par cisaillement).*
  - (c) *Fissuration dans les soudures ou dans les éléments d'entretoise (largeur efficace).*
  - (d) *Enfoncement ou voilement local des parois latérales de la membrure sous l'élément d'entretoise en compression.*
  - (e) *Voilement local dans les zones comprimées des éléments.*
  - (f) *Ruine par cisaillement de la membrure.*
- (2) *Les figures K.4 (a) à (f) illustrent les modes de ruine relevant des critères (a) à (f) spécifiés en (1).*

## K.8 Noeuds soudés entre éléments d'entretoise de section creuse et une membrure de section en I ou en H

- (1) *Il convient que les valeurs de calcul des efforts axiaux internes à la fois dans les éléments d'entretoise et dans les membrures à l'état limite ultime ne dépassent pas les résistances de calcul des éléments déterminées à partir du Chapitre 5.*
- (2) *Dans les noeuds de type espacement, les résistances de calcul des membrures prenant en compte l'effort de cisaillement transmis entre les éléments d'entretoise aux membrures doit être déterminé à partir de 5.4.9, en négligeant les moments secondaires associés, de la façon suivante :*
- *Si  $V_{Sd} / V_{pl.Rd} \leq 0,5$  :*

$$N_{o.Rd} = f_{yo} A_o / \gamma_{M0} \quad (K.4)$$
  - *Si  $V_{Sd} / V_{pl.Rd} > 0,5$  mais  $V_{Sd} / V_{pl.Rd} \leq 1,0$  :*

$$N_{o.Rd} = f_{yo} [A_o - A_v (2V_{Sd} / V_{pl.Rd} - 1)^2] / \gamma_{M0} \quad (K.5)$$
- (3) *Les valeurs de calcul des efforts axiaux internes dans les éléments d'entretoise à l'état limite ultime ne doivent pas non plus dépasser les résistances de calcul des noeuds.*
- (4) *A condition que la géométrie des noeuds soit dans le domaine de validité donné dans le tableau K.8.1, les résistances de calcul des noeuds doivent être déterminées à l'aide des formules données dans le tableau K.8.2.*
- (5) *Pour les noeuds en dehors du domaine de validité donné dans le tableau K.8.1, il y a lieu de réaliser une analyse plus détaillée. Cette analyse doit aussi tenir compte des moments secondaires dans les noeuds causés par leur rigidité flexionnelle.*



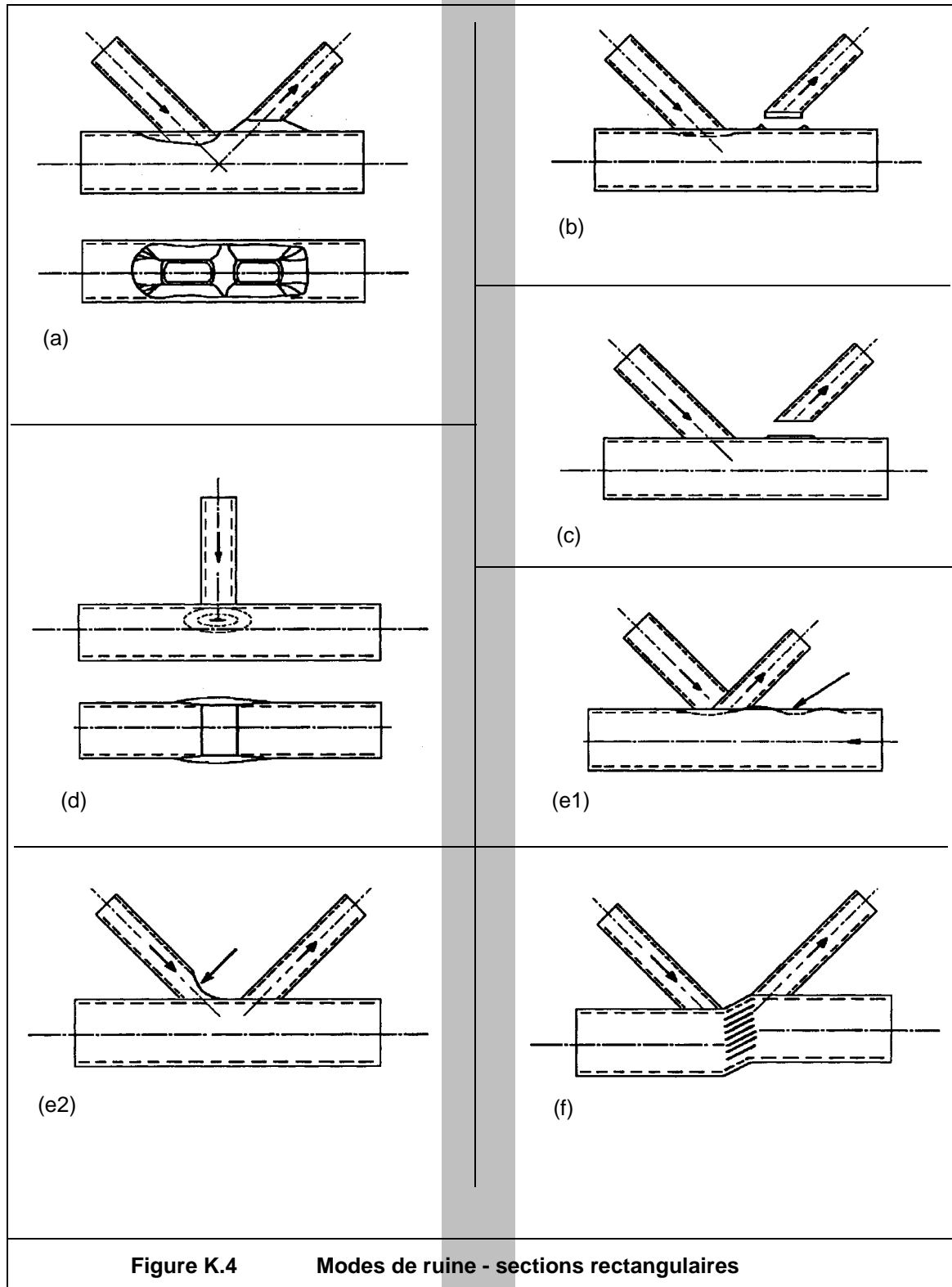
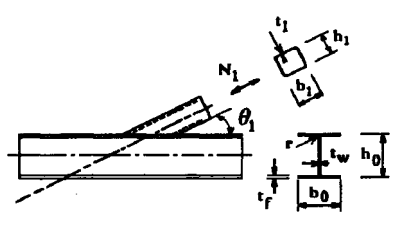
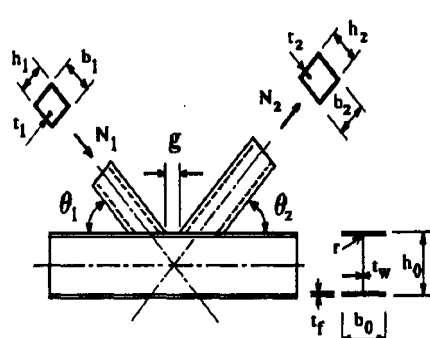
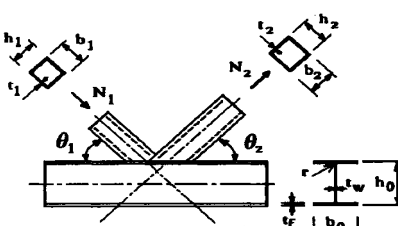


Figure K.4 Modes de ruine - sections rectangulaires

Tableau K.8.1 Domaine de validité pour les noeuds soudés entre éléments d'entretoise de section creuse et membrures de section en I ou H						
Type de noeud	Paramètres de noeud (i = 1 ou 2, j = entretoise recouverte)					
	$\frac{h_i}{b_i}$	$\frac{b_i}{t_i}$	$\frac{d_w}{t_w}$	$\frac{b_o}{t_o}$	$\frac{b_i}{t_i}, \frac{h_i}{t_i}, \frac{d_i}{t_i}$	
					Compression	Traction
Noeud en X	$0,5 \leq \frac{h_i}{b_i} \leq 2,0$		$\frac{d_w}{t_w} \leq 1,2 \sqrt{\frac{E}{f_{yi}}}$ et $d_w \leq 400 \text{ mm}$		$\frac{h_i}{t_i} \leq 1,1 \sqrt{\frac{E}{f_{yi}}}$	$\frac{h_i}{t_i} \leq 35$
Noeud en T Noeud en Y	$\frac{h_i}{b_i} = 1,0$		$\frac{d_w}{t_w} \leq 1,5 \sqrt{\frac{E}{f_{yo}}}$ et $d_w \leq 400 \text{ mm}$	$\frac{b_o}{t_o} \leq 0,75 \sqrt{\frac{E}{f_{yo}}}$	$\frac{b_i}{t_i} \leq 1,1 \sqrt{\frac{E}{f_{yi}}}$	$\frac{b_i}{t_i} \leq 35$
Noeud en K avec espacement Noeud en N avec espacement					$\frac{d_i}{t_i} \leq 1,5 \sqrt{\frac{E}{f_{yi}}}$	$\frac{d_i}{t_i} \leq 50$
Noeud en K avec recouvrement Noeud en N avec recouvrement	$0,5 \leq \frac{h_i}{b_i} \leq 2,0$	$\frac{b_i}{t_i} \geq 0,75$				

Tableau K.8.2 Résistances de calcul de noeuds soudés entre entretoises de section creuse et membrures de section en I ou en H	
Type de noeud	Résistance de calcul (i = 1 ou 2, j = entretoise recouverte)
Noeuds en X, Y et T	Plastification de l'âme de la membrure
	$N_{1,Rd} = \frac{f_{yo} t_w b_w}{\sin \theta_1} \left[ \frac{1,1}{\gamma_{Mj}} \right]$
	<p>Largeur efficace</p> $N_{1,Rd} = 2 f_{y1} t_1 b_{eff} \left[ \frac{1,1}{\gamma_{Mj}} \right]$
Noeuds en K et N avec espacement	Stabilité de l'âme de la membrure
	$N_{i,Rd} = \frac{f_{yo} t_w b_w}{\sin \theta_1} \left[ \frac{1,1}{\gamma_{Mj}} \right]$
	<p>Largeur efficace</p> $N_{i,Rd} = 2 f_{yi} t_i b_{eff} \left[ \frac{1,1}{\gamma_{Mj}} \right]$
	<p>Pas de vérification de largeur efficace si :</p> <p><math>g / t_f \geq 20 - 28 \beta</math></p> <p><math>\beta \leq 1,0 - 0,03 \gamma</math> et</p> <p><math>0,75 \leq d_1 / d_2 \leq 1,33</math> pour profil creux circulaire</p> <p><math>0,75 \leq b_1 / b_2 \leq 1,33</math> pour profil creux rectangulaire</p>
	<p>Cisaillement de la membrure</p> $N_{i,Rd} = \frac{f_{yo} \cdot A_v}{\sqrt{3} \cdot \sin \theta_i} \left[ \frac{1,1}{\gamma_{Mj}} \right]$
Noeuds en K et N avec recouvrement*)	Largeur efficace $25 \% \leq \lambda_{ov} < 50 \%$
	$N_{i,Rd} = f_{yi} t_i \left[ \frac{\lambda_{ov}}{50} \cdot (2h_i - 4t_i) + b_{eff} + b_{e.ov} \right] \left[ \frac{1,1}{\gamma_{Mj}} \right]$
	<p>Largeur efficace <math>50 \% \leq \lambda_{ov} &lt; 80 \%</math></p> $N_{i,Rd} = f_{yi} t_i [2h_i - 4t_i + b_{eff} + b_{e.ov}] \left[ \frac{1,1}{\gamma_{Mj}} \right]$
	<p>Largeur efficace <math>\lambda_{ov} \geq 80 \%</math></p> $N_{i,Rd} = f_{yi} t_i [2h_i - 4t_i + b_i + b_{e.ov}] \left[ \frac{1,1}{\gamma_{Mj}} \right]$
	<p>Largeur efficace <math>25 \% \leq \lambda_{ov} &lt; 50 \%</math></p>
<b>FONCTIONS</b>	
<p>Section creuse rectangulaire</p> $\begin{cases} b_w = \frac{h_i}{\sin \theta_i} + 5(t_f + r) \\ b_w \leq 2t_i + 10(t_f + r) \end{cases}$	$A_v = A_0 - (2 - \alpha) b_0 t_f + (t_w + 2r) t_f$
<p>Section creuse circulaire</p> $\begin{cases} b_w = \frac{d_i}{\sin \theta_i} + 5(t_f + r) \\ b_w \leq 2t_i + 10(t_f + r) \end{cases}$	<p>Section creuse rectangulaire : <math>\alpha = \left[ \frac{1}{1 + \frac{4g^2}{3t_f^2}} \right]^{0,5}</math></p> <p>Section creuse circulaire : <math>\alpha = 0</math></p>
$b_{eff} = t_w + 2r + 7 \frac{f_{yo}}{f_{yi}} t_f \quad \text{mais } b_{eff} \leq b_i$	$b_{e.ov} = \frac{10 f_{yj} t_j}{b_j / t_j f_{yi} t_i} b_i \quad \text{mais } b_{e.ov} \leq b_i$
<p>*) Seule l'entretoise recouvrante doit être vérifiée. L'efficacité de l'entretoise recouverte (c'est-à-dire la résistance de calcul du noeud divisée par la résistance plastique de l'entretoise) n'est pas à considérer supérieure à celle de l'entretoise recouvrante.</p>	

**K.9 Symboles utilisés dans les tableaux**

$A_i$	Aire de la section transversale de l'élément $i$
$A_v$	Aire de cisaillement de la section de la membrure
$E$	Module d'élasticité de l'acier
$N_i$	Effort axial dans l'élément $i$
$N_{i,Rd}$	Résistance de calcul du noeud pour un effort axial dans l'élément $i$
$a$	Gorge d'une soudure d'angle
$b_i$	largeur extérieure de la section creuse carrée ou rectangulaire de l'élément $i$ ( $i = 0, 1$ ou $2$ )
$b_{eff}$	Largeur efficace de la liaison d'un élément d'entretoise avec une membrure
$b_{e.ov}$	Largeur efficace de la liaison de l'entretoise recouvrante avec l'entretoise recouverte
$b_w$	Largeur efficace de l'âme de la membrure
$d_i$	Diamètre de la section creuse circulaire de l'élément $i$ ( $i = 0, 1$ ou $2$ )
$d_w$	Hauteur de l'âme d'une membrure de section en I ou en H
$e$	Excentricité du noeud
$f_{yi}$	Valeur de calcul de la limite d'élasticité de l'élément $i$ ( $i = 0, 1$ ou $2$ )
$g$	Espacement entre les éléments d'entretoise d'un noeud en K ou en N
$h_i$	hauteur extérieure d'une section d'un élément $i$ ( $i = 0, 1$ ou $2$ )
$i$	Indice utilisé pour désigner l'élément d'un noeud, $i = 0$ est relatif à la membrure et $i = 1$ et $2$ aux éléments d'entretoise. Dans les noeuds à deux éléments d'entretoise, $i = 1$ désigne normalement l'entretoise comprimée et $i = 2$ l'entretoise tendue
$i, j$	Indices utilisés pour désigner respectivement l'élément d'entretoise recouvrant et l'élément d'entretoise recouvert
$k_g, k_p$	Coefficients définis dans le tableau K.6.2
$k_n$	Coefficient défini dans le tableau K.7.2
$n$	$\sigma_o/f_{yo}$
$n_p$	$\sigma_p/f_{yo}$
$r_o$	Rayon du congé de raccordement d'une section en I ou H
$t_i$	Epaisseur de la paroi d'un élément $i$ ( $i = 0, 1$ ou $2$ )
$t_f$	Epaisseur de l'aile d'une section en I ou H
$t_w$	Epaisseur de l'âme d'une section en I ou en H

- $\alpha$  Facteur de contribution de l'aile de la membrure vis-à-vis de la résistance à l'effort tranchant
- $\beta$  Rapport du diamètre moyen (ou de largeur moyenne) d'entretoise au diamètre (ou à la largeur) de la membrure

$$\left[ \frac{d_1}{d_o}, \frac{d_1 + d_2}{2d_o}, \frac{b_1}{b_o} \text{ ou } \frac{b_1 + b_2}{2b_o} \right]$$

- $\gamma$  Rapport du rayon (ou de la demi-largeur) de la membrure à son épaisseur

$$\left[ \frac{d_o}{2t_o} \text{ ou } \frac{b_o}{2t_o} \right]$$

- $\theta_i$  Angle inclus entre l'élément d'entretoise  $i$  ( $i = 1$  ou  $2$ ) et la membrure

- $\lambda_{ov}$  Recouvrement défini comme pourcentage ( $\lambda_{ov} = (q/p) \times 100 \%$ )

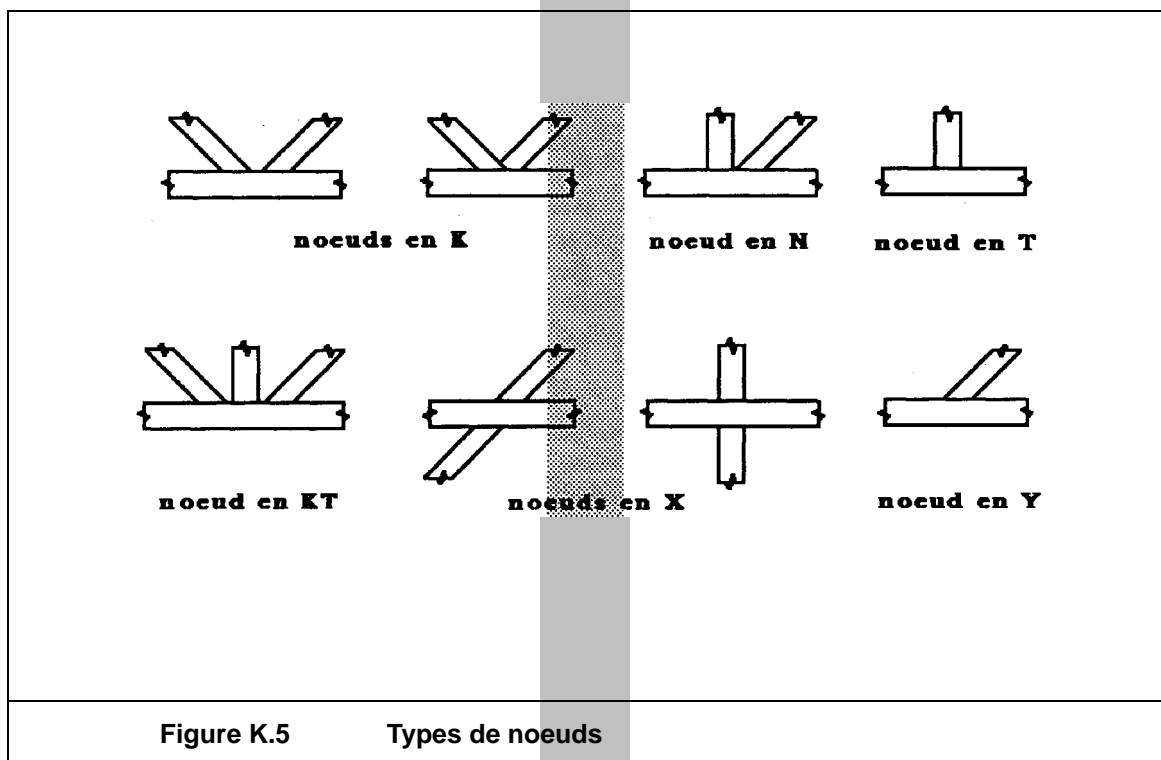
- $\sigma_o$  Contrainte maximale de compression dans la membrure due à l'effort axial et au moment fléchissant

- $\sigma_p$  Valeur de  $\sigma_o$ , déduction faite de la contrainte due aux composantes horizontales des efforts dans les entretoises du noeud

SCC abréviation pour section creuse circulaire

SCR abréviation pour section creuse rectangulaire qui inclut aussi dans ce contexte une section creuses carrée

Les noeuds K, N, T, X, Y et KT sont des descriptions abrégées pour les types de noeuds représentés à la figure K.5.



<b>ANNEXE KK (Normative - Remplace l'Annexe K invalidée)</b>
--

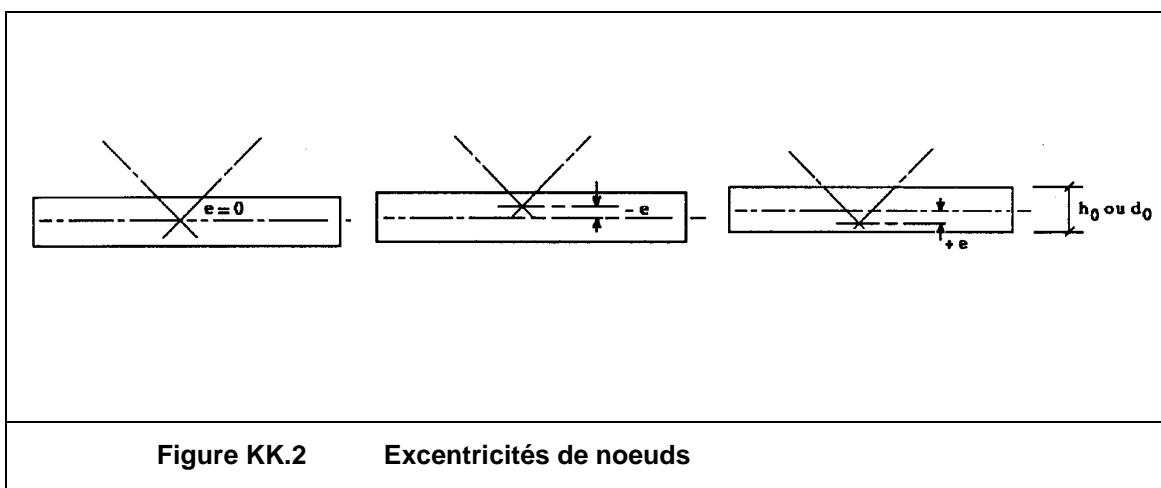
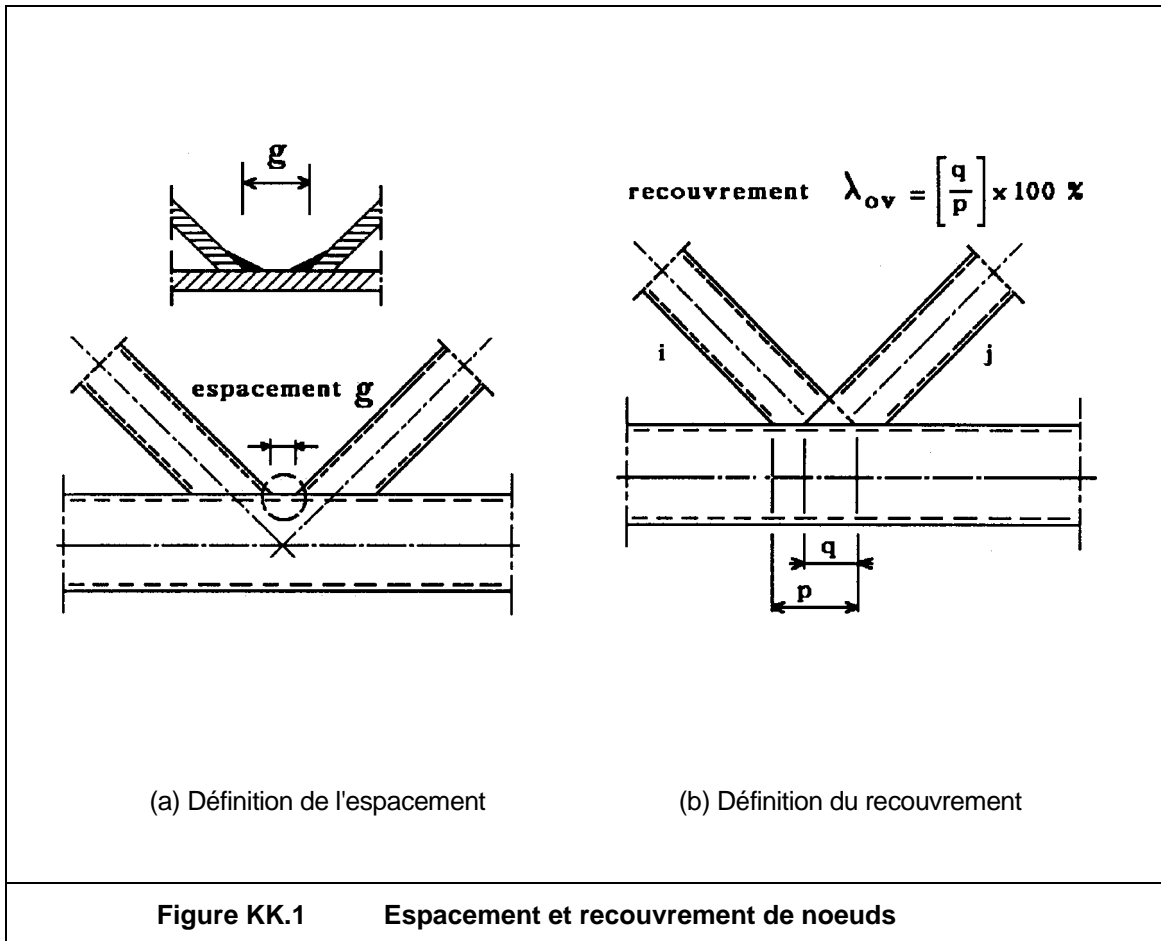
## Assemblages de profils creux dans les poutres en treillis

### KK.1 Objet

- (1) *L'Annexe KK fournit des règles d'application détaillées de calcul pour la détermination de la résistance statique de noeuds plans dans les structures en treillis constituées de profils creux (circulaires, carrés ou rectangulaires) ou de profils creux associés à des profils ouverts.*
- (2) *Ces règles peuvent s'appliquer également à des noeuds multiplans sous réserve de réduire la résistance de noeuds plans par des facteurs correctifs (voir KK.7(7) et KK.8(10)).*
- Par l'expression abrégée "noeud multiplan", on doit comprendre un noeud fonctionnant dans une structure spatiale.*
- (3) *Ces règles sont applicables à la fois aux profils creux finis à chaud et à ceux formés à froid, tels qu'ils sont définis en 3.2.2 et 3.2.3.*
- (4) *La limite d'élasticité nominale du matériau de base des profils formés à froid et celle des profils finis à chaud ne doivent pas dépasser 355 N/mm<sup>2</sup>.*
- (5) *Il y a lieu de satisfaire aux exigences indiquées en 6.10.1.*
- (6) *En outre, il convient de limiter, en valeur inférieure, l'épaisseur de paroi à 2,5 mm ; des exigences particulières doivent également être satisfaites vis-à-vis du risque d'arrachement lamellaire, comme cela est indiqué en 6.6.3.*
- (7) *Le coefficient partiel de sécurité  $\gamma_{Mj}$  affecté à la résistance des noeuds doit être pris égal à*
- $\gamma_{Mj} = 1,0$ .*
- (8) *Pour les situations où des vérifications en fatigue sont nécessaires, on se reportera au Chapitre 9.*

### KK.2 Définitions

- (1) *Dans cette Annexe, on entend par "noeud plan" d'une structure en treillis, tout assemblage entre des éléments qui se trouvent situés dans un même plan et qui transmettent des efforts essentiellement axiaux.*
- (2) *L'espacement  $g$  est défini comme la distance, mesurée le long de la face assemblée d'une membrure, entre les pieds des barres de treillis adjacentes ; voir figure KK.1(a).*
- (3) *Le recouvrement  $\lambda_{ov}$  est exprimé par  $(q/p) \times 100$  %, comme le montre la figure KK.1(b).*
- (4) *Les symboles utilisés dans les tableaux de cette Annexe sont définis en KK.11.*



**KK.3 Analyse**

- (1) *La répartition des efforts axiaux dans une poutre à treillis peut être déterminée en supposant que les éléments sont articulés à leurs extrémités.*
- (2) *Les moments secondaires dans les noeuds, provoqués par l'existence de rigidités en rotation de ces noeuds, peuvent être négligés lors des vérifications aux états limites de service et aux états limites ultimes.*
- (3) *Les excentricités qui restent dans les limites précisées en KK.5 peuvent être négligées.*
- (4) *Pour les vérifications en fatigue, on se reportera au Chapitre 9.*

**KK.4 Soudures**

- (1) *Dans les noeuds soudés, l'attache doit être exécutée sur tout le périmètre de la section creuse au moyen d'une soudure en bout, ou d'une soudure d'angle, ou encore d'une combinaison des deux.*
- (2) *La gorge de la soudure peut être déterminée en conformité avec les spécifications données en 6.6.*
- (3) *La gorge d'une soudure d'angle doit normalement satisfaire la condition suivante, de manière à ne pas présenter une résistance inférieure à celle de l'élément attaché :*
- pour la nuance d'acier Fe 360 :  $a \geq 0,92t$
  - pour les nuances d'acier Fe 430 et Fe E 275 :  $a \geq 1,00t$
  - pour les nuances d'acier Fe 510 et Fe E 355 :  $a \geq 1,20t$

(3) **C** En ce qui concerne la désignation symbolique des nuances d'acier, se reporter au commentaire de 3.2

- (4) *On peut se dispenser de satisfaire la condition mentionnée en (3) si l'on est en mesure de justifier une gorge plus petite vis-à-vis à la fois de la résistance du noeud et de sa capacité de déformation et/ou de rotation.*

**KK.5 Domaine d'application**

- (1) *Les règles de calcul de cette annexe ne s'appliquent que si les conditions suivantes sont satisfaites :*
- (a) *Les éléments doivent répondre aux exigences au moins des sections de Classe 2 spécifiées au tableau 5.3.1 du Chapitre 5.*
- (b) *L'angle  $\theta_i$  entre la membrure et une barre de treillis ainsi que l'angle entre les barres de treillis doivent être au moins de 30°.*



(c) Les moments résultant d'une excentricité peuvent être négligés, lors du calcul de la résistance du noeud, à condition que cette excentricité reste dans les limites ci-après :

- $-0,55 d_o \leq e \leq 0,25 d_o$
- $-0,55 h_o \leq e \leq 0,25 h_o$

où  $e$  est l'excentricité telle qu'elle est définie à la figure KK.2

$d_o$  est le diamètre de la membrure

$h_o$  est la hauteur de la membrure dans le plan de la poutre à treillis.

(2) Les éléments aboutissant au noeud doivent présenter des extrémités préparées de sorte qu'il n'y ait pas de modification de forme des sections transversales. Par exemple, l'Annexe KK ne s'applique pas au cas des extrémités aplaties.

## KK.6 Moments fléchissants

(1) Les cas où les moments fléchissants doivent ou non être pris en compte sont résumés dans le tableau ci-après :

Partie	Moments	dus à des effets secondaires	dus à une excentricité	dus à un chargement transversal
Noeud		Non en général	Non si KK5(1.c) est satisfait	Oui
Elément	tendu	Non en général	Non	Oui
	comprimé		Oui	

Le chargement transversal mentionné dans le tableau peut être aussi bien un chargement en plan appliqué en dehors des noeuds qu'un chargement agissant hors du plan du treillis.

## KK.7 Noeuds soudés entre profils creux circulaires

- (1) Les efforts axiaux dans les barres de treillis à l'état limite ultime ne doivent pas dépasser les résistances de calcul des noeuds déterminées à l'aide des formules du tableau KK.7.1.
- (2) Les résistances de calcul à l'état limite ultime de types de noeud différents de ceux du tableau KK.7.1 sont données au tableau KK.7.3.
- (3) Les moments fléchissants de calcul dans les barres de treillis à l'état limite ultime ne doivent pas dépasser les résistances de calcul des noeuds déterminées à l'aide des formules du tableau KK.7.4.
- (4) Les formules données aux tableaux KK.7.1, KK.7.3, KK.7.4, KK.7.5 et KK.7.6 ne sont applicables que pour le domaine de validité défini au tableau KK.7.2.

Certains des modes de ruine énumérés en 6.10.1(1) n'apparaissent pas dans les tableaux KK.7.1 à KK.7.5 ; en fait, la vérification de ces modes de ruine n'est pas nécessaire pour le domaine de validité défini en KK.7.2.

- (5) Les efforts axiaux et moments fléchissants dans les barres de treillis à l'état limite ultime pour diverses configurations de noeuds comportant des goussets ne doivent pas dépasser les résistances de calcul des noeuds déterminées à l'aide des formules du tableau KK.7.5.

Les formules du tableau KK.7.5 concernent la résistance de la liaison entre goussets et membrure ; la liaison "gousset - barre de treillis" doit être vérifiée conformément aux règles du Chapitre 6.

- (6) L'interaction entre efforts axiaux et moments fléchissants doit être considérée en vérifiant la condition suivante (voir KK.11 pour les notations) :

$$\frac{N_{iSd}}{N_{iRd}} + \left( \frac{M_{ipiSd}}{M_{ipiRd}} \right)^2 + \frac{M_{opiSd}}{M_{opiRd}} \leq 1,0$$

- (7) Les noeuds multiplans des structures en profils creux peuvent être vérifiés en se basant sur les résistances dans les différents plans. L'interaction entre ces résistances peut être prise en compte en les multipliant par des facteurs correctifs qui sont donnés au tableau KK.7.6 pour les profils creux circulaires.

- (8) Dans le tableau KK.7.1, lors du calcul du rapport  $n' = \frac{f_{op}}{f_{yo}}$  intervenant dans la formule qui donne la résistance de calcul  $N_{iRd}$  relative à la plastification de la membrure, on doit interpréter  $f_{op}$  comme la contrainte donnée par l'expression :

$$f_{op} = \frac{N_{op}}{A_o} + \frac{M_o}{W_o}$$

où :  $A_o$  est l'aire de la section de la membrure,

$W_o$  est le module de résistance en flexion de la membrure,

$N_{op}$  est, dans la membrure, l'effort axial le plus faible de part et d'autre du noeud (déterminé comme l'indique la figure KK.3 ci-après),

$M_o$  est le moment fléchissant dans la membrure, éventuellement associé à  $N_{op}$  (pour la prise en compte ou non de  $M_o$ , on se reportera au tableau du paragraphe KK.6(1)).

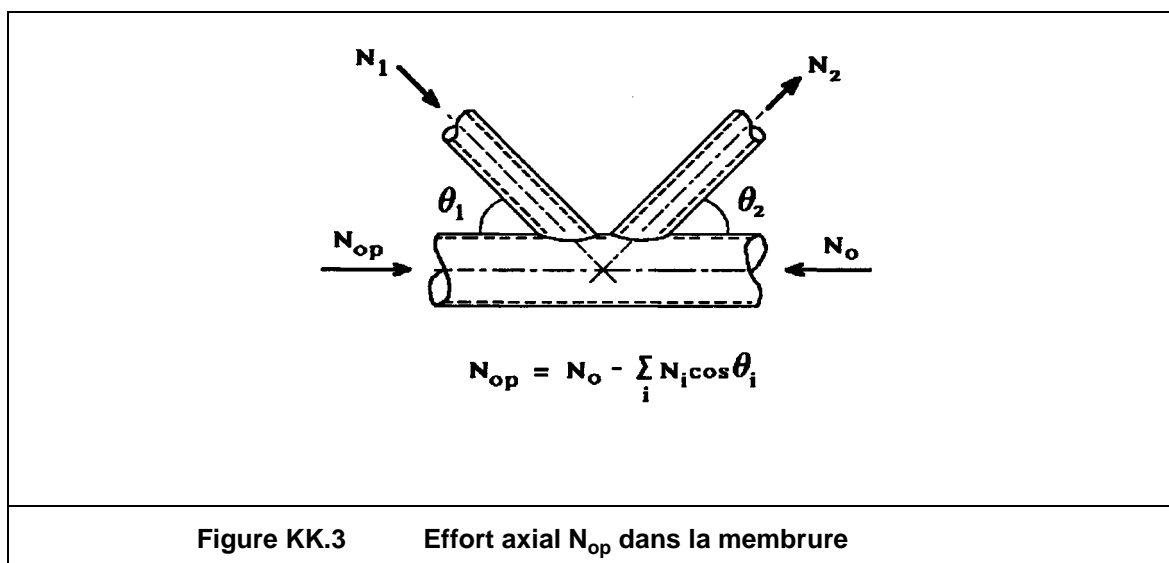


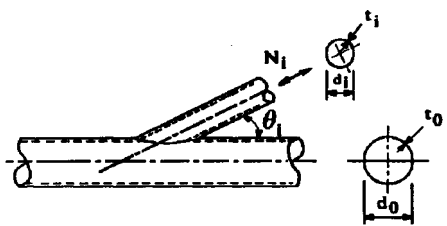
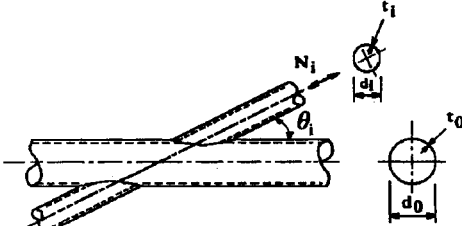
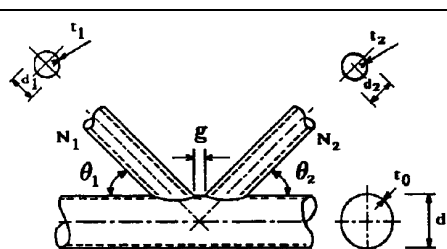
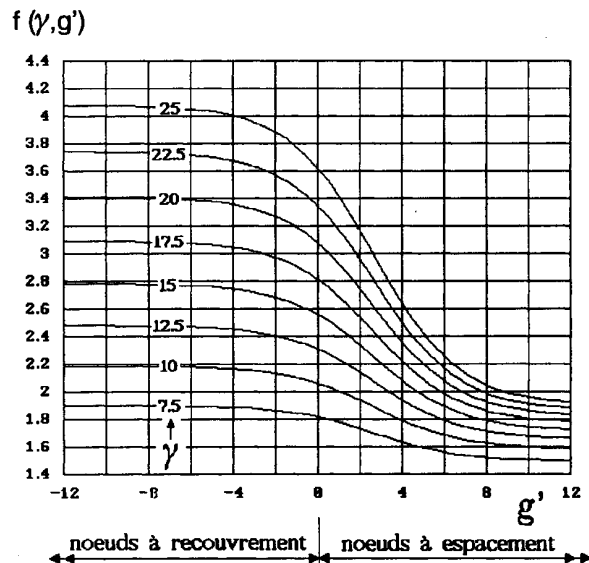
Tableau KK.7.1 Résistances de calcul des noeuds soudés entre profils creux circulaires	
Type de noeud	Résistance de calcul (i = 1 ou 2)
Noeuds en T et Y 	$N_{iRd} = \frac{f_{yo} \cdot t_0^2}{\sin \theta_i} \cdot (2,8 + 14,2 \cdot \beta^2) \cdot \gamma^{0,2} \cdot f(n') \cdot \frac{1}{\gamma_{Mj}}$
Noeuds en X 	$N_{iRd} = \frac{f_{yo} \cdot t_0^2}{\sin \theta_i} \cdot \left( \frac{5,2}{1 - 0,81 \beta} \right) \cdot f(n') \cdot \frac{1}{\gamma_{Mj}}$
Noeuds en K et N avec espacement ou recouvrement 	$N_{1Rd} = \frac{f_{yo} \cdot t_0^2}{\sin \theta_1} \cdot \left( 1,8 + 10,2 \frac{d_1}{d_0} \right) \cdot f(\gamma, g') \cdot f(n') \cdot \frac{1}{\gamma_{Mj}}$ $N_{2Rd} = N_{1Rd} \cdot \frac{\sin \theta_1}{\sin \theta_2}$
Noeuds en T, Y et X Noeuds en K, N et KT avec espacement	Poinçonnement $N_{iRd} = \frac{\pi f_{yo}}{\sqrt{3}} d_i \cdot t_0 \frac{1 + \sin \theta_i}{2 \cdot \sin^2 \theta_i} \cdot \frac{1}{\gamma_{Mj}}$
	Fonctions 

Tableau KK.7.2	Domaine de validité du tableau KK.7.1
	$0,2 \leq \frac{d_i}{d_o} \leq 1,0$
	$5 \leq \frac{d_i}{2t_1} \leq 25$
	$5 \leq \gamma \leq 25$ $5 \leq \gamma \leq 20$ (Noeuds en X)
	$\lambda_{ov} \geq 25 \%$
	$g \geq t_1 + t_2$
	$\theta_i \geq 30^\circ$

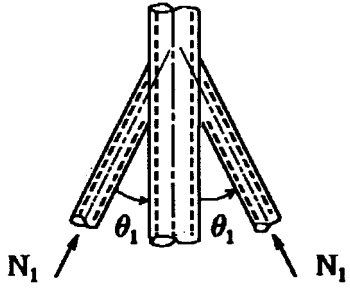
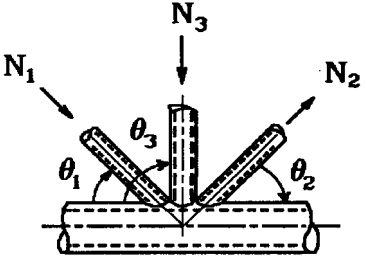
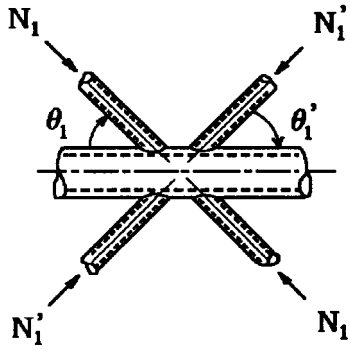
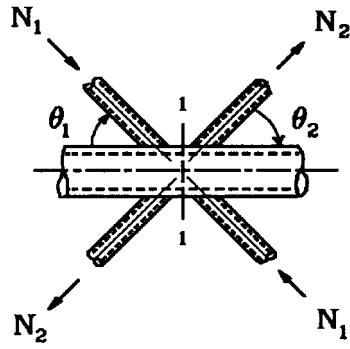
Tableau KK.7.3 Résistances de calcul de types particuliers de noeuds entre profils creux particulières	
Type de noeud	Vérification de la résistance du noeud
	$N_{1Sd} \leq N_{1Rd}$ <p>avec <math>N_{1Rd}</math> donnés comme pour un noeud en X</p>
	$N_{1Sd} \cdot \sin\theta_1 + N_{3Sd} \cdot \sin\theta_3 \leq N_{1Rd} \cdot \sin\theta_1$ <p>avec <math>N_{1Rd}</math> donné comme pour un noeud en K</p> $N_{2Sd} \cdot \sin\theta_2 \leq N_{1Rd} \cdot \sin\theta_1$
	$N_{1Sd} \cdot \sin\theta_1 + N'_{1Sd} \sin\theta'_1 \leq \max(N_{1Rd} \sin\theta_1, N'_{1Rd} \sin\theta'_1)$ <p>avec <math>N_{1Rd}</math> et <math>N'_{1Rd}</math> déduits de la formule pour les noeuds en X</p>
	$N_{1Sd} \leq N_{1Rd}$ <p>avec <math>N_{1Rd}</math> selon un noeud en K</p> $N_{2Sd} \leq N_{2Rd}$ <p>avec <math>N_{2Rd}</math> selon un noeud en K</p> <p>Vérifier la section de membrure 1-1 vis-à-vis de la résistance plastique en cisaillement (seulement pour les noeuds avec espacement)</p>

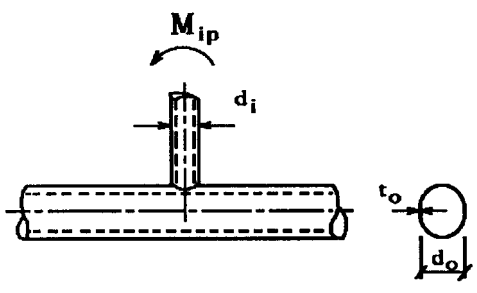
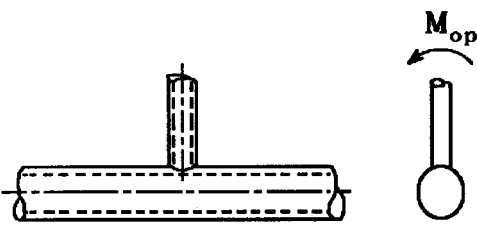
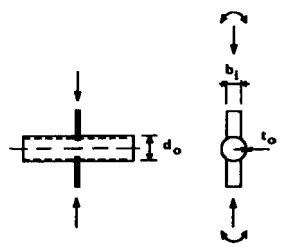
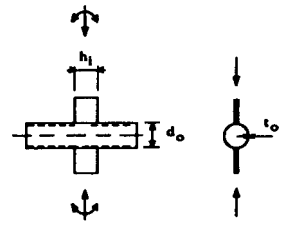
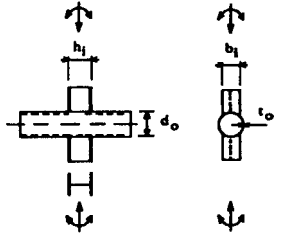
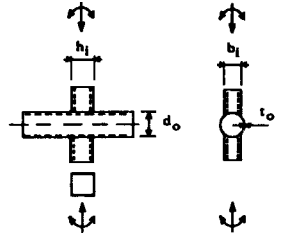
Tableau KK.7.4 Résistances se calcul de noeuds soudés entre profils creux circulaires sollicités par un moment fléchissant	
Type de Noeud	Résistance de calcul ( $i = 1$ ou $2$ )
Noeuds en X, Y et T 	$M_{ipiRd} = 4,35 \cdot f_{yo} \cdot t_o^2 \cdot \gamma^{0,5} \cdot \beta \cdot d_i \cdot \frac{f(n')}{\sin \theta_i} \cdot \frac{1}{\gamma_{Mj}}$
Noeuds en X, Y, T, K et N 	$M_{opiRd} = f_{yo} \cdot t_o^2 \cdot d_i \cdot \frac{7}{1 - 0,81\beta} \cdot \frac{f(n')}{\sin \theta_i} \cdot \frac{1}{\gamma_{Mj}}$
Cas général  Vérification vis-à-vis du poinçonnement pour : $d_i \leq d_o - 2t_o$	$M_{ipiRd} \leq \frac{f_{yo}}{\sqrt{3}} \cdot t_o \cdot d_i^2 \cdot \frac{1 + 3 \cdot \sin \theta_i}{4 \cdot \sin^2 \theta_i} \cdot \frac{1}{\gamma_{Mj}}$ $M_{opiRd} \leq \frac{f_{yo}}{\sqrt{3}} \cdot t_o \cdot d_i^2 \cdot \frac{3 + \sin \theta_i}{4 \cdot \sin \theta_i} \cdot \frac{1}{\gamma_{Mj}}$
Le domaine de validité et les fonctions utiles aux formules sont donnés aux tableaux KK.7.1 et KK.7.2	

Tableau KK.7.5 Résistances de calcul de diverses configurations de noeuds comportant des goussets

Type de noeud	Sollicitation axiale $N_{iRd}$	Flexion dans le plan de la poutre $M_{ipiRd}$	Flexion hors du plan de la poutre $M_{opiRd}$
	XP-1 $f_{y0} \cdot t_o^2 \cdot \frac{5,0}{1 - 0,81\beta} \cdot f(n') \cdot \frac{1}{\gamma_{Mj}}$ $\beta \geq 0,4$	—	$0,5 \cdot b_i \cdot N_{iRd}$
	TP-1 $f_{y0} \cdot t_o^2 \cdot (4,0 + 20,2 \beta^2) \cdot f(n') \cdot \frac{1}{\gamma_{Mj}}$		
	XP-2 $5,2 \cdot f_{y0} \cdot t_o^2 \cdot (1 + 0,25 \eta) \cdot f(n') \cdot \frac{1}{\gamma_{Mj}}$	$h_i \cdot N_{iRd}$	—
	TP-2 $5,0 \cdot f_{y0} \cdot t_o^2 \cdot (1 + 0,25 \eta) \cdot f(n') \cdot \frac{1}{\gamma_{Mj}}$		
	XP-4 $f_{y0} \cdot t_o^2 \cdot \frac{5,0}{1 - 0,81\beta} \cdot (1 + 0,25 \eta) \cdot f(n') \cdot \frac{1}{\gamma_{Mj}}$ $\eta \leq 4 \quad \beta \geq 0,4$	$h_i \cdot N_{iRd}$	$0,5 \cdot b_i \cdot N_{iRd}$
	TP-4 $f_{y0} \cdot t_o^2 \cdot (4,2 + 21,3 \beta^2) \cdot (1 + 0,25 \eta) \cdot f(n') \cdot \frac{1}{\gamma_{Mj}}$		
	XP-5 $f_{y0} \cdot t_o^2 \cdot \frac{4,2}{1 - 0,81\beta} \cdot (1 + 0,5 \eta) \cdot f(n') \cdot \frac{1}{\gamma_{Mj}}$ $\eta \leq 2$	$h_i \cdot (1,0 + 0,25 \eta) \cdot N_{iRd}$	$0,5 \cdot b_i \cdot N_{iRd}$
	TP-5 $f_{y0} \cdot t_o^2 \cdot (4,2 + 21,3 \beta^2) \cdot (1 + 0,5 \eta) \cdot f(n') \cdot \frac{1}{\gamma_{Mj}}$		

. Le domaine de validité et les fonctions utiles aux formules sont donnés aux tableaux KK.7.1 et KK.7.2, excepté l'intervalle de validité du rapport  $\beta$  pour les noeuds XP-2/TP-2.  
. Tous les noeuds doivent être vérifiés vis-à-vis du poinçonnement : pour les noeuds TP-5/XP-5, on doit avoir :  $(f_a + f_b) \cdot t_i \leq 0,58 \cdot f_{y0} \cdot t_o$  ; pour les autres noeuds :  $(f_a + f_b) \cdot t_i \leq 1,16 \cdot f_{y0} \cdot t_o$   
. On désigne par  $f_a$  et  $f_b$  les contraintes dues respectivement à l'effort axial et à la flexion dans le gousset, dans l'aile d'un profil en I ou dans la paroi d'un profil creux rectangulaire. Pour calculer  $F_b$ , il est admis d'exclure la part venant de la flexion agissant transversalement au plan de la poutre.

Tableau KK.7.6 Facteurs correctifs pour les noeuds multiplans	
Type de noeud	Facteur correctif à appliquer aux noeuds plans
	<p>Pour <math>60^\circ \leq \phi \leq 90^\circ</math> :</p> <p>1,0</p>
	$1 + 0,33 \cdot \frac{N_{2Sd}}{N_{1Sd}}$ <p>Tenir compte du signe de <math>N_{2Sd}</math> et de <math>N_{1Sd}</math></p> $ N_{2Sd}  \leq  N_{1Sd} $
	<p>Pour <math>60^\circ \leq \phi \leq 90^\circ</math> :</p> <p>0,9</p>
<p>Pour le domaine de validité, voir le tableau KK.7.2</p>	



## **KK.8 Noeuds soudés de barres de treillis à section creuse circulaire, carrée ou rectangulaire avec une membrure à section creuse carrée ou rectangulaire**

- (1) *La résistance de calcul des noeuds entre profils creux carrés ou rectangulaires, pour le domaine de validité précisé au tableau KK.8.2, doit résulter des critères d'état limite suivants :*
  - a. *Ruine par plastification de la face de la membrure (du côté treillis) ou de la section transversale de la membrure ;*
  - b. *Amorce d'une fissure conduisant à la séparation des barres de treillis et de la membrure (poinçonnement);*
  - c. *Fissuration dans les soudures ou à la base des barres de treillis (insuffisance de la largeur efficace);*
  - d. *Ecrasement ou voilement local des parois latérales de la membrure sous la barre de treillis en compression ;*
  - e. *Voilement local dans les zones comprimées des éléments (membrure et /ou barres de treillis);*
  - f. *Cisaillement de la membrure.*
- (2) *Les figures KK.4(a) à (f) illustrent les modes de ruine relevant des critères (a) à (f) spécifiés en (1).*
- (3) *Les efforts axiaux de calcul dans les barres de treillis à l'état limite ultime ne doivent pas dépasser les résistances de calcul des noeuds déterminées à l'aide des formules du tableau KK.8.1.*
- (4) *Des formules simplifiées de résistance de calcul données au tableau KK.8.3 peuvent être utilisées dans le cas des noeuds de profils creux de section carrée et pour le domaine de validité précisé au tableau KK.8.4.*
- (5) *Les résistances de calcul à l'état limite ultime de types de noeud différents de ceux du tableau KK.8.1 sont données au tableau KK.8.5.*
- (6) *Les moments fléchissants de calcul dans les barres de treillis à l'état limite ultime ne doivent pas dépasser les résistances de calcul des noeuds déterminées à l'aide des formules du tableau KK.8.6.*
- (7) *Les formules données aux tableaux KK.8.1, KK.8.5, KK.8.6, KK.8.7 et KK.8.8 ne sont applicables que pour le domaine de validité défini au tableau KK.8.2.*
- (8) *Les efforts axiaux de calcul et moments fléchissants de calcul dans les barres de treillis à l'état limite ultime pour diverses configurations de noeuds comportant des goussets ne doivent pas dépasser les résistances de calcul des noeuds déterminées à l'aide des formules du tableau KK.8.7.*

- (9) *L'interaction entre efforts axiaux et moments fléchissants doit être considérée en vérifiant la condition suivante (voir KK.11 pour les notations) :*

$$\frac{N_{iSd}}{N_{iRd}} + \frac{M_{ipiSd}}{M_{ipiRd}} + \frac{M_{opiSd}}{M_{opiRd}} \leq 1,0$$

- (10) *Les noeuds multiplans des structures en profils creux peuvent être vérifiés en se basant sur les résistances dans les différents plans. L'interaction entre ces résistances peut être prise en compte au moyen de facteurs correctifs qui sont donnés au tableau KK.8.8 pour les profils creux rectangulaires.*

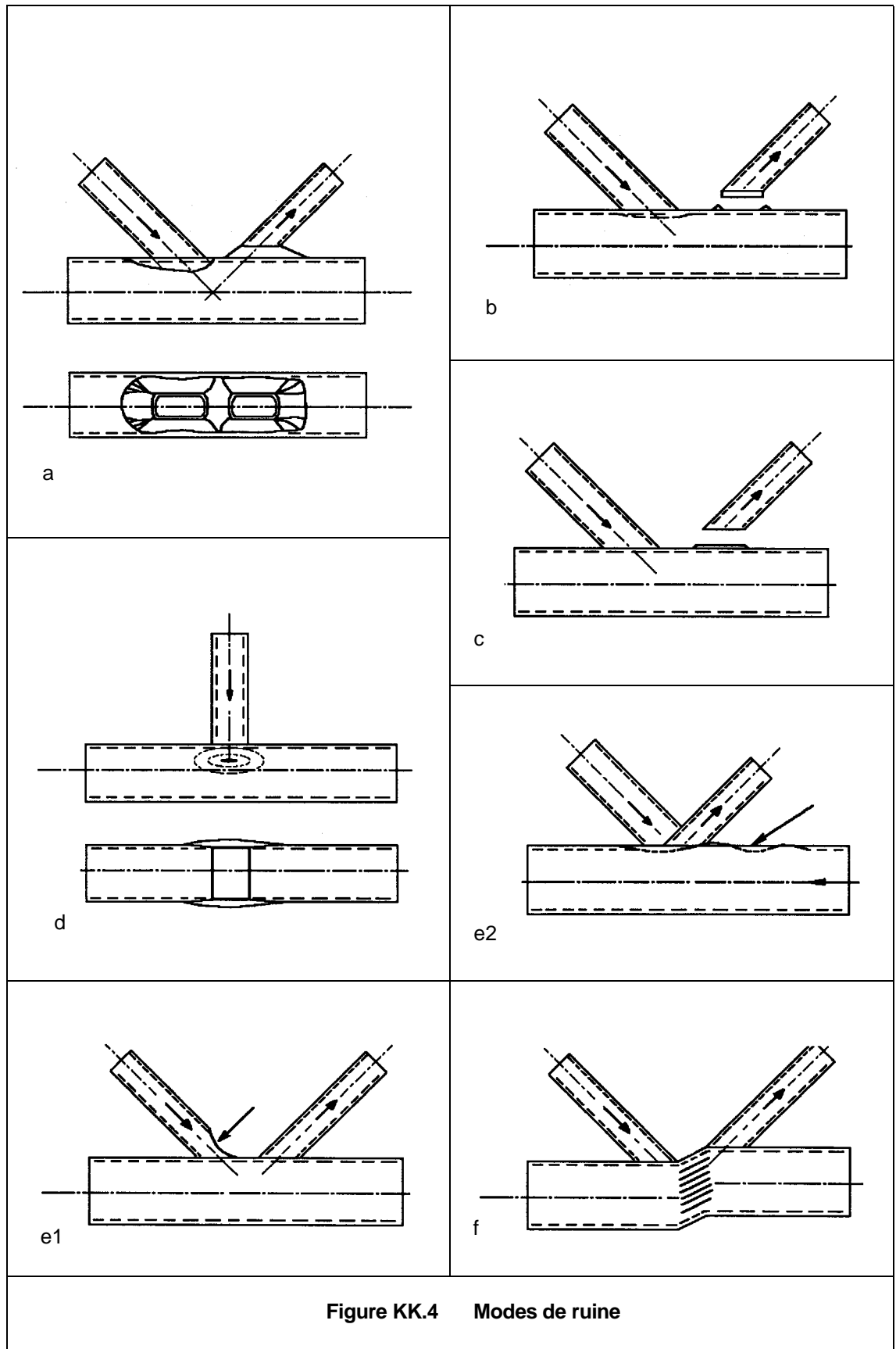


Figure KK.4 Modes de ruine

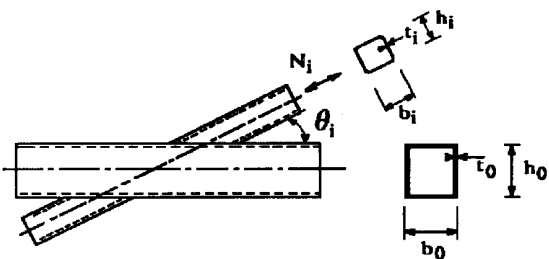
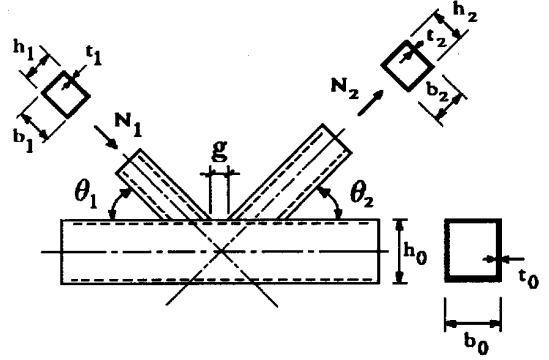
Tableau KK.8.1 Résistances de calcul de noeuds soudés entre barres de treillis de section circulaire, carrée ou rectangulaire et une membrure de section carrée ou rectangulaire		
Type de noeud	Résistance de calcul (i = 1 ou 2)	
Noeuds en X, Y et T	Plastification de la face de la membrure $\beta \leq 0,85$	
	$N_{i,Rd} = \frac{f_{yo} t_o^2}{(1 - \beta) \sin \theta_i} \left[ \frac{2\eta}{\sin \theta_i} + 4(1 - \beta)^{1/2} \right] \cdot f(n) \cdot \frac{1}{\gamma_{Mj}}$	
	Ruine des parois de la membrure*) $\beta = 1,0$	Pour $0,85 \leq \beta \leq 1$
	$N_{i,Rd} = \frac{f_k \cdot t_o}{\sin \theta_i} \left( \frac{2h_i}{\sin \theta_i} + 10t_o \right) \cdot \frac{1}{\gamma_{Mj}}$	Interpolation linéaire permise pour les résistances relatives à la face de la membrure et à ses parois
	Largeur efficace, à vérifier uniquement si	$\beta > 0,85$
	$N_{i,Rd} = f_{yi} t_i \cdot (2h_i - 4t_i + 2b_e) \cdot \frac{1}{\gamma_{Mj}}$	
	Poinçonnement $0,85 \leq \beta \leq 1 - 1/\gamma$	
	$N_{i,Rd} = \frac{f_{yo} \cdot t_o}{\sqrt{3} \sin \theta_i} \left( \frac{2h_i}{\sin \theta_i} + 2b_e \right) \cdot \frac{1}{\gamma_{Mj}}$	
Noeuds en K et N avec espacement	Plastification de la face de la membrure	
	$N_{i,Rd} = \frac{8,9 f_{yo} t_o^2}{\sin \theta_i} \cdot \left( \frac{b_1 + b_2 + h_1 + h_2}{4 \cdot b_o} \right) \cdot \gamma^{1/2} \cdot f(n) \cdot \frac{1}{\gamma_{Mj}}$	
	Cisaillement de la membrure	
	$N_{i,Rd} = \frac{f_{yo} \cdot A_v}{\sqrt{3} \cdot \sin \theta_i} \cdot \frac{1}{\gamma_{Mj}}$	
	$N_{o,Rd} = \left[ (A_o - A_v) \cdot f_{yo} + A_v f_{yo} \left[ 1 - \left( \frac{V_{Sd}}{V_{pl,Rd}} \right)^2 \right]^{1/2} \right] \cdot \frac{1}{\gamma_{Mj}}$	
	Largeur efficace	
$N_{i,Rd} = f_{yi} \cdot t_i \cdot (2h_i - 4t_i + b_i + b_e) \cdot \frac{1}{\gamma_{Mj}}$		
	Poinçonnement $\beta \leq 1 - 1/\gamma$	
	$N_{i,Rd} = \frac{f_{yo} \cdot t_o}{\sqrt{3} \cdot \sin \theta_i} \left( \frac{2h_i}{\sin \theta_i} + b_i + b_{ep} \right) \cdot \frac{1}{\gamma_{Mj}}$	
Noeuds en K et N avec recouvrement	Identique aux noeuds de profils creux carrés (tableau KK.8.3)	
Barres de treillis circulaires : Remplacer $b_i$ et $h_i$ par $\pi d_i / 4$	Vérification supplémentaire en cisaillement de la membrure si $h_o / b_o < 1$ mais pas de vérification de largeur efficace	
<b>FONCTIONS</b>		
Traction : $f_k = f_{yo}$ Compression : $f_k = f_{kn}$ (Noeuds en Y et T) $f_k = 0,8 \sin \theta_i \cdot f_{kn}$ (Noeuds en X)		
$f_{kn}$ étant conforme à la courbe de flambement a, en prenant : $\lambda = 3,46 (h_o / t_o - 2) (1 / \sin \theta_i)^{1/2}$		
$f(n) = 1,0$ $n \leq 0$ (tension) $f(n) = 1,3 - \frac{0,4\eta}{\beta}$ $n > 0$ (compression) $\leq 1,0$	$A_v = (2h_o + \alpha b_o) \cdot t_o$ $V_{pl,Rd} = f_{yo} A_v / \sqrt{3}$ dans le cas d'une barre de treillis circulaire : $\alpha = 0$	
$b_e = \frac{10}{b_o / t_o} \cdot \frac{f_{yo} \cdot t_o}{f_{yi} t_i} \cdot b_i$ mais $b_e \leq b_i$	$b_{ep} = \frac{10}{b_o / t_o} \cdot b_i$ mais $b_{ep} \leq b_i$	
*)Pour les noeuds en X avec angle $\theta_i < 90^\circ$ , les parois de la membrure doivent être vérifiées vis-à-vis du cisaillement.		

Tableau KK.8.2                      Domaine de validité du tableau KK.8.1						
Type de noeud	Paramètres de noeud (i = 1 ou 2, j = barre de treillis recouverte)					
	$\frac{b_i}{b_o}$ $\frac{h_i}{b_o}$	$\frac{b_i}{t_i}$ $\frac{h_i}{t_i}$ Compression	$\frac{d_i}{t_i}$ Traction	$\frac{h_i}{b_i}$	$\frac{b_o}{t_o}$ $\frac{h_o}{t_o}$	espacement / recouvrement $\frac{b_i}{b_j}$ $\frac{t_i}{t_j}$
X, Y, T	$\geq 0,25$	$\leq 1,25 \sqrt{\frac{E}{f_{yi}}}$			$\leq 35$	
K, N avec espacement	$\geq 0,1 + 0,01 \frac{b_o}{t_o}$  $\beta \geq 0,35$	$\leq 35$	$\leq 35$	$0,5 \leq \frac{h_i}{b_i} \leq 2$	$\leq 35$	$0,5 (1-\beta) \leq \frac{g}{b_o} \leq 1,5 (1-\beta)$  $g \geq t_1 + t_2$
K, N avec recouvrement	$\geq 0,25$	$\leq 1,1 \sqrt{\frac{E}{f_{yi}}}$			$\leq 40$	$25 \% \leq \lambda_{ov} \leq 100 \%$ $\frac{t_i}{t_j} \leq 1,0$ $\frac{b_i}{b_j} \geq 0,75$
Barres de treillis à section circulaire	$0,4 \leq \frac{d_i}{b_o} \leq 0,8$	$\leq 1,5 \sqrt{\frac{E}{f_{yi}}}$	$\leq 50$	Mêmes limitations que ci-dessus en remplaçant $b_i$ par $d_i$		
Dans tous les cas $\theta_i \geq 30^\circ$						

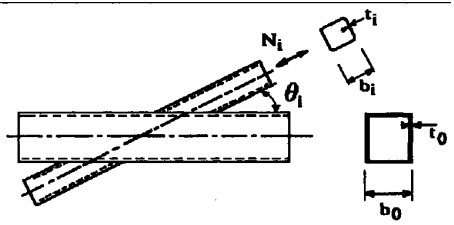
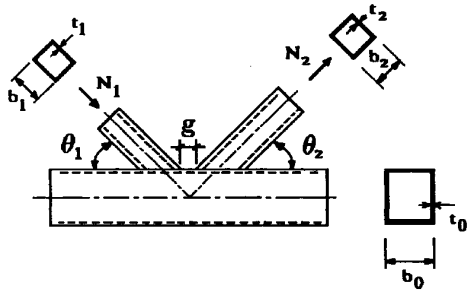
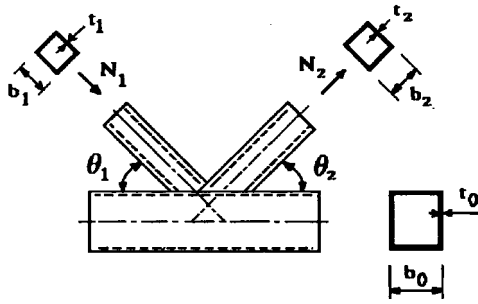
Tableau KK.8.3 Résistances de calcul de noeuds soudés entre barres de treillis de section circulaire ou carrée et une membrure de section carrée	
Type de noeud	Résistance de calcul (i = 1 ou 2)
Noeuds en X, Y et T	$\beta \leq 0,85$ Plastification de la face de la membrure
	$N_{i,Rd} = \frac{f_{yo} t_o^2}{(1 - \beta) \sin \theta_i} \left( \frac{2\beta}{\sin \theta_i} + 4(1 - \beta)^{1/2} \right) \cdot f(n) \cdot \frac{1}{\gamma_{Mj}}$
Noeuds en K et N avec espacement	$\beta \leq 1,0$ Plastification de la face de la membrure
	$N_{i,Rd} = \frac{8,9 f_{yo} t_o^2}{\sin \theta_i} \cdot \left( \frac{b_1 + b_2}{2b_o} \right) \cdot \gamma^{1/2} \cdot f(n) \cdot \frac{1}{\gamma_{Mj}}$
Noeuds en K et N avec recouvrement *)	$25 \% \leq \lambda_{ov} < 50 \%$ Largeur efficace
	$N_{iRd} = f_{yi} \cdot t_i \cdot \left[ \frac{\lambda_{ov}}{50} \cdot (2b_i - 4t_i) + b_e + b_{e(ov)} \right] \cdot \frac{1}{\gamma_{Mj}}$
	$50 \% \leq \lambda_{ov} < 80 \%$ Largeur efficace
	$N_{iRd} = f_{yi} \cdot t_i \cdot [2b_i - 4t_i + b_e + b_{e(ov)}] \cdot \frac{1}{\gamma_{Mj}}$
	$\lambda_{ov} \geq 80 \%$ Largeur efficace
	$N_{iRd} = f_{yi} \cdot t_i \cdot [2b_i - 4t_i + b_i + b_{e(ov)}] \cdot \frac{1}{\gamma_{Mj}}$
Barres de treillis à section circulaire : Remplacer $b_i$ par $\pi d_i/4$	Pas de vérification de largeur efficace
FONCTIONS	
$f(n) = 1,0$ $n \leq 0$ (traction)	$f(n) = 1,3 - \frac{0,4n}{\beta}$ $n > 0$ (compression) $\leq 1,0$
$b_e = \frac{10}{b_o/t_o} \cdot \frac{f_{yo} \cdot t_o}{f_{yi} t_i} \cdot b_i$ mais $b_e \leq b_i$	$b_{e(ov)} = \frac{10}{b_j/t_j} \cdot \frac{f_{yj} \cdot t_j}{f_{yi} t_i} \cdot b_i$ mais $b_{e(ov)} \leq b_i$ (j : barre de treillis recouverte)
*) Seule la barre de treillis recouvrante est à vérifier. L'efficacité de la barre de treillis recouverte (c'est-à-dire la résistance de calcul du noeud divisée par la résistance plastique de la barre de treillis) n'est pas à considérer supérieure à celle de la barre de treillis recouvrante.	

Tableau KK.8.3                      Domaine de validité du tableau KK.8.3 <sup>*)</sup>						
Type de noeud	Paramètres de noeud (i = 1 ou 2, j = barre de treillis recouverte)					
	$b_i / b_o$	$b_i / t_i$ Compression    Traction		$b_o / t_o$	$(b_1 + b_2) / 2b_1$ $b_i / b_j$ $t_i / t_j$	espacement / recouvrement
X, Y, T	$0,25 \leq \beta \leq 0,85$	$\leq 1,25 \sqrt{\frac{E}{f_{yi}}}$	$\leq 35$	$10 \leq \frac{b_o}{t_o} \leq 35$		
K, N avec espacement	$\geq 0,1 + 0,01 \frac{b_o}{t_o}$ $\beta \geq 0,35$			$15 \leq \frac{b_o}{t_o} \leq 35$	$0,6 \leq \frac{b_1 + b_2}{2b_1} \leq 1,6$	$0,5(1-\beta) \leq \frac{g}{b_o} \leq 1,5(1-\beta)$ $g \geq t_1 + t_2$
K, N avec recouvrement	$\geq 0,25$	$\leq 1,1 \sqrt{\frac{E}{f_{yi}}}$		$\frac{b_o}{t_o} \leq 40$	$\frac{t_j}{t_i} \leq 1$ $\frac{b_i}{b_j} \geq 0,75$	$25\% \leq \lambda_{ov} \leq 100\%$
Barres de treillis à section circulaire	$0,4 \leq \frac{d_i}{b_o} \leq 0,8$	$\frac{d_i}{t_i} \leq 1,5 \sqrt{\frac{E}{f_{yi}}}$	$\frac{d_i}{t_i} \leq 50$	Mêmes limitations que ci-dessus en remplaçant $b_i$ par $d_i$		
Dans tous les cas $\theta_i \geq 30^\circ$						
<sup>*)</sup> En dehors de ces limites de paramètres, le noeud peut être calculé comme si la membrure avait une section rectangulaire						

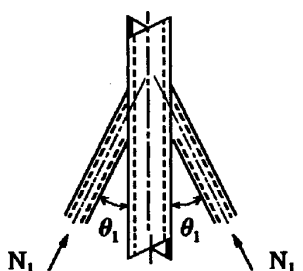
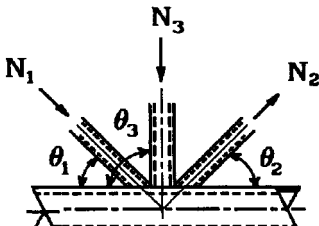
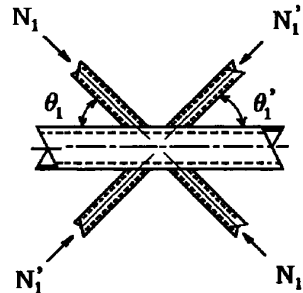
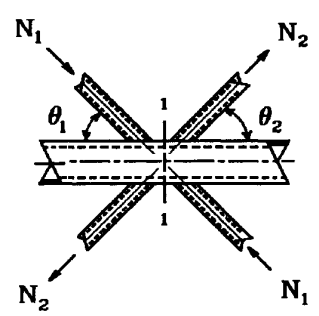
Tableau KK.8.5 Résistances de calcul de types particuliers de noeuds entre profils creux rectangulaires	
Type de noeud	Vérification de la résistance du noeud
	$N_{1Sd} \leq N_{1Rd}$ avec $N_{1Rd}$ donné comme pour un noeud en X
	$N_{1Sd} \cdot \sin\theta_1 + N_{3Sd} \cdot \sin\theta_3 \leq N_{1Rd} \cdot \sin\theta_1$ $N_{1Rd} \text{ donné comme pour un noeud en K}$ $N_{2Sd} \cdot \sin\theta_2 \leq N_{1Rd} \cdot \sin\theta_1$ remplacer $\beta = \frac{b_1 + b_2 + h_1 + h_2}{4 \cdot b_o}$ par $\frac{b_1 + b_2 + b_3 + h_1 + h_2 + h_3}{6 \cdot b_o}$ dans la formule de résistance du noeud en K
	$N_{1Sd} \cdot \sin\theta_1 + N'_{1Sd} \cdot \sin\theta'_1 \leq \max(N_{1Rd} \sin\theta_1, N'_{1Rd} \sin\theta'_1)$ avec $N_{1Rd}$ et $N'_{1Rd}$ déduits de la formule pour les noeuds en X
	Remplacer $\beta$ par $\frac{b_1 + b_2}{2 \cdot b_o}$ et $h_1$ par $\left( \frac{h_1}{\sin\theta_1} + \frac{h_2}{\sin\theta_2} \right)$
	$N_{1Sd} \leq N_{1Rd}$ avec $N_{1Rd}$ selon un noeud en K
	$N_{2Sd} \leq N_{2Rd}$ avec $N_{2Rd}$ selon un noeud en K
	Vérifier la section de membrure 1-1 vis-à-vis de la résistance plastique en cisaillement (seulement pour les noeuds avec espacement)



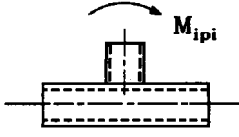
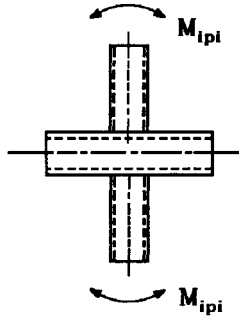
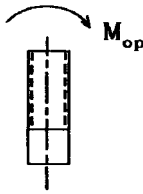
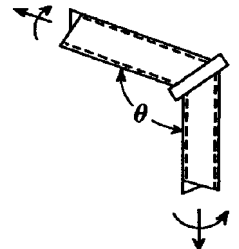
Tableau KK.8.6 Résistances de calcul des noeuds soudés entre barres de treillis (solicités par un moment de flexion) et une membrure à section rectangulaire	
Type de noeud	Résistance de calcul (i = 1 ou 2)
	$\beta \leq 0,85$ Plastification de la face de la membrure $M_{1piRd} = f_{yo} \cdot t_o^2 \cdot h_i \left( \frac{1}{2\eta} + \frac{2}{\sqrt{(1-\beta)}} \cdot \frac{\eta}{1-\beta} \right) \cdot f(n) \cdot \frac{1}{\gamma_{Mj}}$
	Ecrasement de l'âme $M_{1piRd} = 0,5 \cdot f_k \cdot t_o \cdot (h_i + 5t_o)^2 \cdot \frac{1}{\gamma_{Mj}}$
	Largeur efficace $M_{1piRd} \leq f_{yi} \cdot \left[ W_{pi} - \left( 1 - \frac{b_e}{b_i} \right) \cdot b_i \cdot h_i \cdot t_i \right] \cdot \frac{1}{\gamma_{Mj}}$
	Voilement local de l'âme $M_{opiRd} = f_k \cdot t_o \cdot (h_i + 5t_o) \cdot b_i \cdot \frac{1}{\gamma_{Mj}}$
	Largeur efficace $M_{opiRd} \leq f_{yi} \cdot \left[ W_{pi} - 0,5 \cdot \left( 1 - \frac{b_e}{b_i} \right)^2 \cdot b_i^2 \cdot t_i \right] \cdot \frac{1}{\gamma_{Mj}}$
	$\frac{N_{Sd}}{N_{pl.Rd}} + \frac{M_{Sd}}{M_{pl.Rd}} \leq \kappa$ <p>Si <math>V_{Sd} \geq 0,5 V_{pl.Rd}</math>, voir 5.4.9(3)</p> $\theta \leq 90^\circ : \kappa = \frac{3,05 \cdot (b_o/h_o)^{0,470}}{(b_o/h_o)^{0,775}} + \frac{1}{1 + 2 \cdot (b_o/h_o)}$ $90 < \theta \leq 180^\circ : \kappa = 1 - \sqrt{2} \cdot \cos(\theta/2) \cdot (1 - \kappa_{\theta \leq 90^\circ})$
	$\frac{N_{Sd}}{N_{pl.Rd}} + \frac{M_{Sd}}{M_{pl.Rd}} \leq 1$
Pour le domaine de validité et les fonctions utiles, voir les tableaux KK.8.1 et KK.8.2, à l'exception du cas $\theta = 90^\circ$	

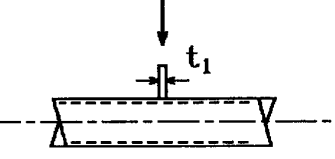
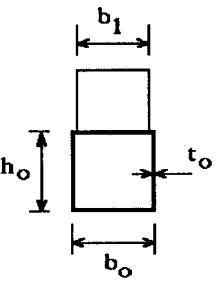
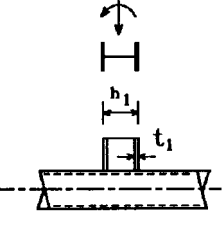
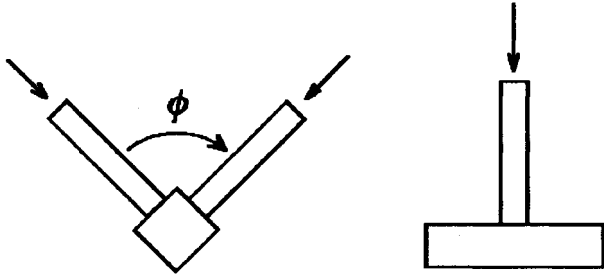
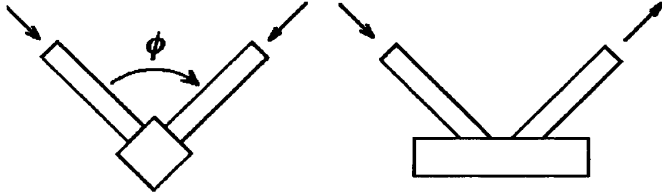
Tableau KK.8.7 Résistances de calcul de diverses configurations de noeuds comportant des goussets		
Type de noeud	Sollicitation axiale $N_{iRd}$	Flexion en plan $M_{ipiRd}$
 	<p>Ecrasement des parois de la membrure seulement pour : <math>b_1 \geq b_0 - 2t_0</math></p>	_____
	$f_{y0} \cdot t_0 \cdot (2t_1 + 10t_0) \cdot \frac{1}{\gamma_{Mj}}$	_____
	<p>Largeur efficace du plat - Vérification dans le cas général</p>	_____
	<p>Poinçonnement de la membrure seulement pour : <math>b_1 \leq b_0 - 2t_0</math></p>	_____
	<p>On se place en sécurité en ne considérant qu'une seule semelle (voir ci-dessus)</p>	<p>Multiplier la résistance de calcul sous sollicitation axiale du gousset plan par la hauteur <math>h_1</math> du profilé</p>
<p>Domaine de validité et fonctions utiles : voir les tableaux KK.8.1 et KK.8.2, avec, en plus, les conditions suivantes :  <math>0,5 \leq \beta \leq 1,0</math>            et <math>b_0 / t_0 \leq 30</math></p>		

Tableau KK.8.8 Facteurs correctifs pour les noeuds multiplans	
Type de noeud	Facteur correctif à appliquer aux noeuds plans
	<p>Pour <math>60^\circ \leq \phi \leq 90^\circ</math> :</p> <p>0,9</p>
	<p>Pour <math>60^\circ \leq \phi \leq 90^\circ</math> :</p> <p>0,9</p>

**KK.9 Noeuds soudés entre barres de treillis tubulaires et une membrure de section en I ou H**

- (1) *Les efforts axiaux de calcul dans les barres de treillis à l'état limite ultime ne doivent pas dépasser les résistances de calcul des noeuds déterminées à l'aide des formules du tableau KK.9.1*
- (2) *Les moments fléchissants dans les barres de treillis à l'état limite ultime ne doivent pas dépasser les résistances de calcul des noeuds déterminées à l'aide des formules du tableau KK.9.3*
- (3) *Les formules données aux tableaux KK.9.1 et KK.9.3 ne sont applicables que pour le domaine de validité défini au tableau KK.9.2.*
- (4) *L'interaction entre efforts axiaux et moments fléchissants doit être considérée en vérifiant la condition suivante (voir KK.11 pour les notations) :*

$$\frac{N_{iSd}}{N_{iRd}} + \frac{M_{ipiSd}}{M_{ipiRd}} \leq 1,0$$

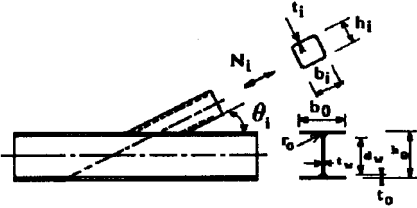
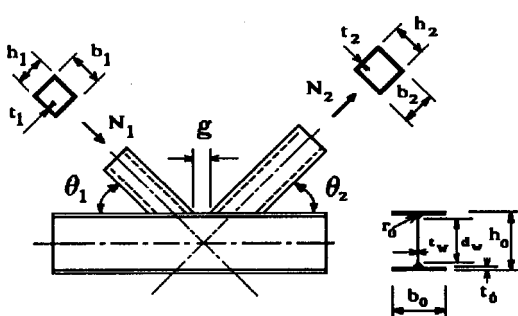
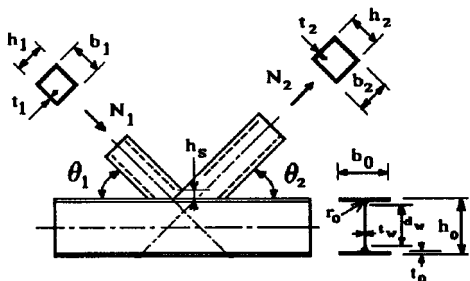
Tableau KK.9.1 Résistances de calcul de noeuds soudés entre barres de treillis de section circulaire ou carrée ou rectangulaire et une membrure de section en I ou en H	
Type de noeud	Résistance de calcul (i = 1 ou 2)
Noeuds en X, Y et T 	Plastification de l'âme de la membrure
	$N_{iRd} = \frac{f_{yo} t_w b_m}{\sin \theta_i} \cdot \frac{1}{\gamma_{Mj}}$
	Largeur efficace $N_{iRd} = 2 f_{yi} t_i b_{ei} \cdot \frac{1}{\gamma_{Mj}}$
Noeuds en K et N avec espacement 	Plastification de l'âme de la membrure
	$N_{iRd} = \frac{f_{yo} t_w b_m}{\sin \theta_i} \cdot \frac{1}{\gamma_{Mj}}$
	Largeur efficace
	$N_{iRd} = 2 f_{yi} t_i b_{ei} \cdot \frac{1}{\gamma_{Mj}}$
	Cisaillement de la membrure
Pas de vérification de largeur efficace si :	
$g' \leq 20 - 28\beta$ $\beta \leq 1,0 - 0,03\gamma$ et $d_1/d_2 \geq 0,75$ ; $b_1/b_2 \leq 1,33$	
$N_{iRd} = \frac{f_{yo} \cdot A_v}{\sqrt{3} \cdot \sin \theta_i} \cdot \frac{1}{\gamma_{Mj}}$ $N_{oRd} = \left[ (A_o - A_v) \cdot f_{yo} + A_v f_{yo} \left[ 1 - \left( \frac{V_{Sd}}{V_{pl.Rd}} \right)^2 \right]^{1/2} \right] \cdot \frac{1}{\gamma_{Mj}}$	
Noeuds en K et N avec recouvrement *)	$0 \leq \lambda_{ov} \leq 100 \%$
	$N_{iRd} = \left[ f_{yi} \cdot t_i \cdot (b_{ei} + b_{ei(ov)}) + \frac{2}{\sqrt{3} \cdot \sin \theta_i} h_s t_s f_{ys} \right] \cdot \frac{1}{\gamma_{Mj}}$
	$b_{ei} =$ largeur efficace définie pour les noeuds en X, Y et T $t_s f_{ys} = \min(t_1 f_{y1}, t_2 f_{y2})$
	Dans le cas de barres de treillis de sections circulaires, le terme $h_s$ doit être remplacé par $\pi h_s/2$
<b>FONCTIONS</b>	
$b_m = \frac{h_i}{\sin \theta_i} + \frac{5(t_o + r_o)}{1 + \frac{0,4h_i}{(t_o + r_o) \sin \theta_i}}$ Profils creux circulaires : remplacer $h_i$ par $d_i$	$A_v - A_o - (2 - \alpha) b_o t_o + (t_w + 2r_o) \cdot t_o$ Pour un tube rond: $\alpha = \left( \frac{1}{1 + \frac{4g^2}{3t_o^2}} \right)^{1/2} \quad \alpha = 0$ $V_{Sd} = (N_{iSd} \cdot \sin \theta_i)_{\max}$ $V_{pl.Rd} = f_{yo} A_v / \sqrt{3}$
$b_{e1} = t_w + 2r_o + 4 \frac{f_{yo}}{f_{y1}} (t_o + 1,7t_1)$ $b_{e2} = \left[ t_w + 2r_o + 9,3 \frac{f_{yo}}{f_{y2}} (t_o - 0,6t_2) \right] / \sin \theta_2$ avec : $b_{ei} \leq b_i + h_i$ ou $\pi d_i/2$	$b_{ei(ov)} = \frac{10}{b_j/t_j} \cdot \frac{f_{y1} \cdot t_j}{f_{y1} t_i} \cdot b_i \quad \text{mais } b_{ei(ov)} \leq b_i$
*) Seule la barre de treillis recouvrante doit être vérifiée. L'efficacité de la barre de treillis recouverte (c'est-à-dire la résistance de calcul du noeud divisée par la résistance plastique de la barre de treillis) n'est pas à considérer supérieure à celle de la barre de treillis recouvrante.	

Tableau KK.9.2      Domaine de validité du tableau KK.9.1									
Type de noeud	Paramètres de noeud (i = 1 ou 2, j = barre de treillis recouverte)								
	$\frac{d_w}{t_w}$	$b_i/t_i, h_i/t_i, d_i/t_i$		$h_i/b_i$	$b_j/b_i$	$b_j/b_o$	Espacement		
		Compression	Traction						
X	$\frac{d_w}{t_w} \leq 1,2 \sqrt{\frac{E}{f_{y0}}}$ $d_w \leq 400 \text{ mm}^*$	$\frac{h_i}{t_i}, \frac{b_i}{t_i} \leq 1,1 \sqrt{\frac{E}{f_{yi}}}$ $\frac{d_i}{t_i} \leq 1,5 \sqrt{\frac{E}{f_{yi}}}$	$\frac{h_i}{t_i}, \frac{b_i}{t_i} \leq 35$ $\frac{d_i}{t_i} \leq 50$	$0,5 \leq \frac{h_i}{b_i} \leq 2,0$	$0,4 \leq \frac{b_j}{b_o} \leq 0,9$				
Y,T	$\frac{d_w}{t_w} \leq 1,5 \sqrt{\frac{E}{f_{y0}}}$								
K, N avec espacement	$d_w \leq 400^*$			$\frac{h_i}{b_i} = 1,0$					$g \geq t_1 + t_2$ $0,5 (1 - \beta) \leq g / b_o \leq 1,5(1 - \beta)$
K, N avec recouvrement				$0,5 \leq \frac{h_i}{b_i} \leq 2,0$				$\frac{b_j}{b_i} \geq 0,75$	
Pour les PRS, $r_o$ est remplacé par $a_o \sqrt{2}$ ( $a_o$ = gorge)									
*) Cette limite peut être portée à 600 mm sous réserve de vérifier la stabilité de l'âme du profilé vis-à-vis du voilement sous changement transversal (voir 5.7).									

Tableau KK.9.3 Résistances de calcul de noeuds soudés entre barres de treillis de section rectangulaire, sollicitées en flexion, et membrure de section en I ou en H	
Type de noeud	Résistance de calcul ( $i = 1$ )
	Plastification de l'âme de la membrure
	$M_{i\text{pi}Rd} = f_{y0} \cdot t_w \cdot h_i \cdot b_m \cdot \frac{1}{\gamma_{Mj}}$ $b_m \leq \min \begin{cases} h_i/2 + 2,5 \cdot (t_o + r_o) \\ t_i + 5 \cdot (t_o + r_o) \end{cases}$
	Largeur efficace
	$M_{i\text{pi}Rd} = f_{yi} \cdot t_i \cdot h_z \cdot b_{ei} \cdot \frac{1}{\gamma_{Mj}}$ <p>avec <math>h_z = h_i - 2t_i</math></p>
Domaine de validité et fonctions utiles : voir les tableaux KK.9.1 et KK.9.2	

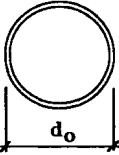
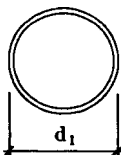
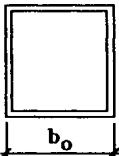
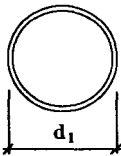
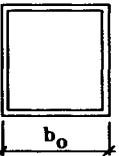

**KK.10 Longueurs de flambement des éléments tubulaires d'une poutre à treillis**

- (1) La longueur de flambement d'une membrure tubulaire dans le plan du treillis ou hors de ce plan peut être prise égale à  $0,9 L$ , à moins qu'une valeur plus petite soit justifiée par l'analyse.
- (2) La longueur de flambement d'une membrure de section en I ou en H peut être prise égale à  $0,9 L$  dans le plan du treillis et égale à la longueur d'épure  $L$  pour un flambement hors de ce plan, à moins qu'une valeur plus petite soit justifiée par l'analyse.
- (3) En général, la longueur de flambement d'éléments de barres de treillis tubulaires soudés à des profils tubulaires peut être prise égale à  $0,75 L$  pour un flambement dans le plan du treillis ainsi que hors de ce plan, à moins d'utiliser des valeurs plus précises telles que celles données au tableau KK.10.1.

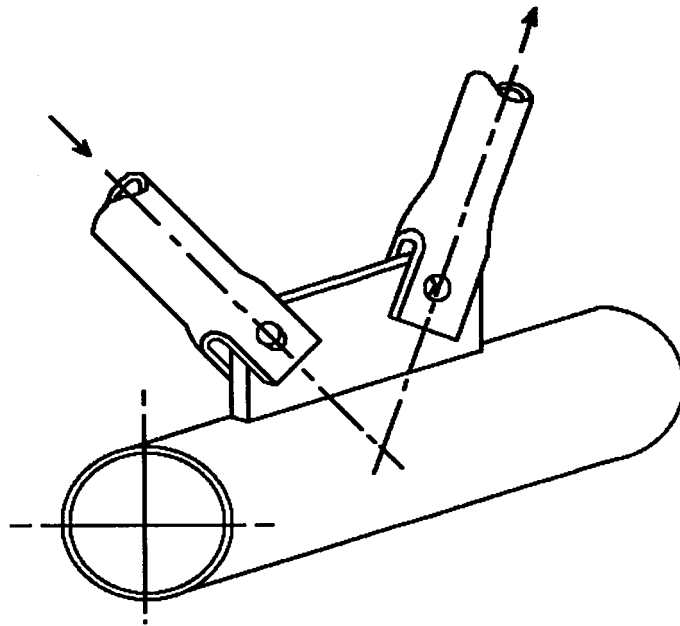
Les formules de longueurs de flambement du tableau KK.10.1 sont applicables dans le cas d'une soudure en pleine section des barres de treillis.

Par ailleurs, si les membrures aux deux extrémités de la barre de treillis ont une section différente, on doit adopter, pour longueur de flambement, la moyenne arithmétique des longueurs calculées avec chacune des sections.

- (4) Lorsque l'on utilise un assemblage comme celui représenté à la figure KK.5 dans une poutre en treillis de profils creux, la longueur de flambement des barres de treillis dans le plan du treillis et hors du plan peut être prise égale à  $1,0 L$ .

Tableau KK.10.1 Formules de calcul des longueurs de flambement des barres de treillis dans le plan et hors du plan du treillis		
$\ell/L$ (limité à 1,0)	Membrure	Barre de treillis
$2,20 \cdot [d_1^2 / (L \cdot d_o)]^{0,25}$		
$2,35 \cdot [d_1^2 / (L \cdot b_o)]^{0,25}$		
$2,30 \cdot [b_1^2 / (L \cdot b_o)]^{0,25}$		
$\ell$ = longueur de flambement $L$ = longueur d'épure $d_1$ = diamètre de la barre de treillis $d_o$ = diamètre de la membrure $b_1$ = largeur de la barre de treillis $b_o$ = largeur de la membrure		





**Figure KK.5**

**Extrémités aplaties des barres de treillis pour assemblage par boulons à un gousset**

**KK.11 Notations utilisées dans les tableaux**

- $N_{oRd}$  : résistance de calcul de la membrure sous une charge axiale, d'une section située dans l'espacement entre deux barres de treillis
- $N_{iRd}$  : résistance de calcul du noeud exprimée en termes d'effort axial dans l'élément  $i$
- $M_{ipiRd}$  : résistance de calcul du noeud, exprimée en termes de moment fléchissant dans le plan du noeud, pour l'élément  $i$
- $M_{opiRd}$  : résistance de calcul du noeud, exprimée en termes de moment fléchissant agissant perpendiculairement au plan du noeud, pour l'élément  $i$
- $N_{iSd}$  : effort axial de calcul dans la barre de treillis  $i$
- $M_{ipiSd}$  : moment fléchissant de calcul agissant dans le plan du treillis sur la barre de treillis  $i$
- $M_{opiSd}$  : moment fléchissant de calcul agissant perpendiculairement au plan du treillis sur la barre de treillis  $i$
- $V_{p\ell,Rd}$  : résistance plastique de calcul à l'effort tranchant d'une section
- $V_{Sd}$  : effort tranchant de calcul
- $f_{yi}$  : valeur caractéristique de la limite d'élasticité de l'élément  $i$
- $f_a, f_b$  : contraintes normales dues respectivement à l'effort normal et au moment fléchissant dans le gousset, dans l'aile d'un profil en I ou dans la paroi d'un profil rectangulaire
- $f_k$  : contrainte limite de voilement de l'âme
- $f_o$  : contrainte de compression maximale dans la membrure due à l'effort axial et au moment fléchissant
- $f_{op}$  : contrainte de compression maximale dans la membrure en laissant de côté la part venant des composantes horizontales des efforts dans les barres de treillis
- $\gamma_{Mj}$  : coefficient partiel de sécurité
- $\lambda_{ov}$  : recouvrement défini comme  $(q/p) \times 100\%$
- $a$  : gorge (ou épaisseur utile) d'une soudure
- $b_i$  : largeur extérieure de la section tubulaire rectangulaire ou carrée de l'élément  $i$

- $b_e$  : largeur efficace de la liaison d'une barre de treillis avec la membrure
- $b_{e(ov)}$  : largeur efficace de la liaison de la barre de treillis recouvrante avec la barre de treillis recouverte
- $b_m$  : largeur efficace de l'âme de la membrure
- $d_i$  : diamètre extérieur de la section tubulaire circulaire de l'élément  $i$
- $d_w$  : hauteur de l'âme d'une section en I ou en H
- $e$  : excentricité du noeud
- $g$  : espacement entre les barres de treillis d'un noeud en K ou en N
- $g'$  : espacement  $g$  divisé par l'épaisseur de la membrure
- $h_i$  : hauteur extérieure d'une section de l'élément  $i$
- $i$  : indice utilisé pour désigner les éléments aboutissant au noeud ;  $i = 0$  est relatif à la membrure et  $i = 1$  et  $2$  aux barres de treillis. En général,  $i = 1$  désigne la barre comprimée et  $i = 2$  la barre tendue.
- (ov) : indice utilisé pour désigner la barre de treillis recouverte
- $n, n'$  :  $n = f_o / f_{yo}$  ;  $n' = f_{op} / f_{yo}$
- $r_o$  : congé âme-semelle d'une section en I ou en H
- $t_i$  : épaisseur de l'élément tubulaire  $i$
- $t_w$  : épaisseur de l'âme d'une section en I ou en H
- $\ell$  : longueur de flambement
- $L$  : longueur d'épure d'un élément
- $\alpha$  : facteur de contribution de l'aile de la membrure vis-à-vis de la résistance à l'effort tranchant
- $\beta$  : rapport égal à  $d_i / d_o$  pour les noeuds en X, Y et T, à  $(d_1 + d_2) / 2d_o$  pour les noeuds en K et N, à  $(d_1 + d_2 + d_3) / 3d_o$  pour les noeuds en KT. (Même définition dans le cas d'éléments de section rectangulaire, en remplaçant  $d_i$  par  $b_i$  et  $d_o$  par  $b_o$ ). Rapport égal à  $b_i / d_o$  dans le tableau KK.7.5 et à  $b_i / b_o$  dans le tableau KK.8.6.
- $\gamma$  : rapport du rayon (ou de la demi-largeur) de la membrure à son épaisseur ( $d_o / 2t_o$  ou  $b_o / 2t_o$ )
- $\eta$  : rapport égal à  $h_i / d_o$  dans le tableau KK.7.5 et à  $h_i / h_o$  dans le tableau KK.8.6.

- $\theta_i$  : angle inclus entre la barre de treillis  $i$  et la membrure, ou entre les deux barres de treillis
- $A_o$  : Aire de la section d'une membrure en  $I$  ou en  $H$
- $A_v$  : Aire effective de cisaillement de la section d'une membrure en  $I$  ou en  $H$
- $p$  : Projection de la hauteur  $h_i$  (ou du diamètre  $d_i$ ) de la barre de treillis recouvrante sur la paroi de la membrure :  $p = h_i / \sin \theta_i$  ou  $p = d_i / \sin \theta_i$
- $q$  : Projection sur la paroi de la membrure de la partie de la hauteur (ou du diamètre) de la barre de treillis recouvrante qui est concernée par le recouvrement

## ANNEXE L (Normative)

### Calcul et conception des pieds de poteaux

#### L.1. Plaques d'assise

(1) Les pieds de poteaux doivent comporter des plaques d'assise en acier appropriées afin de répartir les efforts de compression du poteau sur une surface portante telle que la pression n'y dépasse pas la résistance de calcul  $f_j$  de la liaison (mortier et béton).

(2) Il y a lieu de prendre le moment résistant  $m_{Rd}$  par unité de longueur d'une charnière plastique dans la plaque d'assise, aussi bien dans la zone comprimée que dans la zone tendue, égal à :

$$m_{Rd} = \frac{t^2 f_y}{6\gamma_{M0}} \quad (L.1)$$

(3) Il convient de supposer que les efforts transmis à la fondation par les parties comprimées du poteau sont uniformément répartis par la plaque d'assise, comme le montre la figure L.1(a). La pression sur la surface portante qui en résulte ne doit alors pas dépasser la résistance de contact  $f_j$  de la liaison, avec une largeur supplémentaire d'appui  $c$  ne devant pas dépasser :

$$c = t \left[ \frac{f_y}{3f_j\gamma_{M0}} \right]^{0,5} \quad (L.2)$$

où  $t$  = épaisseur de la plaque d'assise en acier

et  $f_y$  = limite d'élasticité de l'acier de la plaque d'assise

(4) Lorsque le débord de la plaque d'assise est plus petit que  $c$ , il convient d'admettre comme surface portante effective celle indiquée à la figure L.1(b).

(5) Lorsque le débord de la plaque d'assise dépasse  $c$ , le débord additionnel doit être négligé; voir figure L.1(c).

(6) La résistance de contact de la liaison  $f_j$  sera donnée par la formule :

$$f_j = \beta_j k_j f_{cd} \quad (L.3)$$

où :  $\beta_j$  est le coefficient relatif à la liaison, qui peut être pris égal à 2/3 à condition que la résistance caractéristique du mortier ne soit pas inférieure à 0,2 fois la résistance caractéristique du béton et que son épaisseur ne soit pas supérieure à 0,2 fois le plus petit côté de la plaque d'assise en acier

$k_j$  est le facteur de concentration

$f_{cd}$  est la valeur de calcul de la résistance en compression sur cylindre du béton de fondation, donnée par :

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$$

dans laquelle :  $f_{ck}$  est la résistance caractéristique en compression sur cylindre du béton déterminée conformément à l'ENV 1992-1-1 Eurocode 2 : Partie 1.1

et :  $\gamma_c$  est le coefficient partiel de sécurité sur les propriétés du béton donné dans l'ENV 1992-1-1 Eurocode 2 : Partie 1.1

(7) Le facteur de concentration  $k_j$  peut être pris égal à 1,0, ou bien à :

$$k_j = \left[ \frac{a_j b_j}{ab} \right]^{0.5} \quad (L.4)$$

où  $a$  et  $b$  sont les côtés de la plaque d'assise

et où  $a_1$  et  $b_1$  sont les côtés de la surface portante effective, comme le montre la figure L.2.

(8) Pour  $a_1$ , il y a lieu d'adopter la plus petite des valeurs suivantes :

- $a_1 = a + 2 a_r$  (L.5a)

- $a_1 = 5 a$  (L.5b)

- $a_1 = a + h$  (L.5c)

- $a_1 = 5 b_1$  mais  $a_1 \geq a$  (L.5d)

(9) Pour  $b_1$ , il y a lieu d'adopter la plus petite des valeurs suivantes :

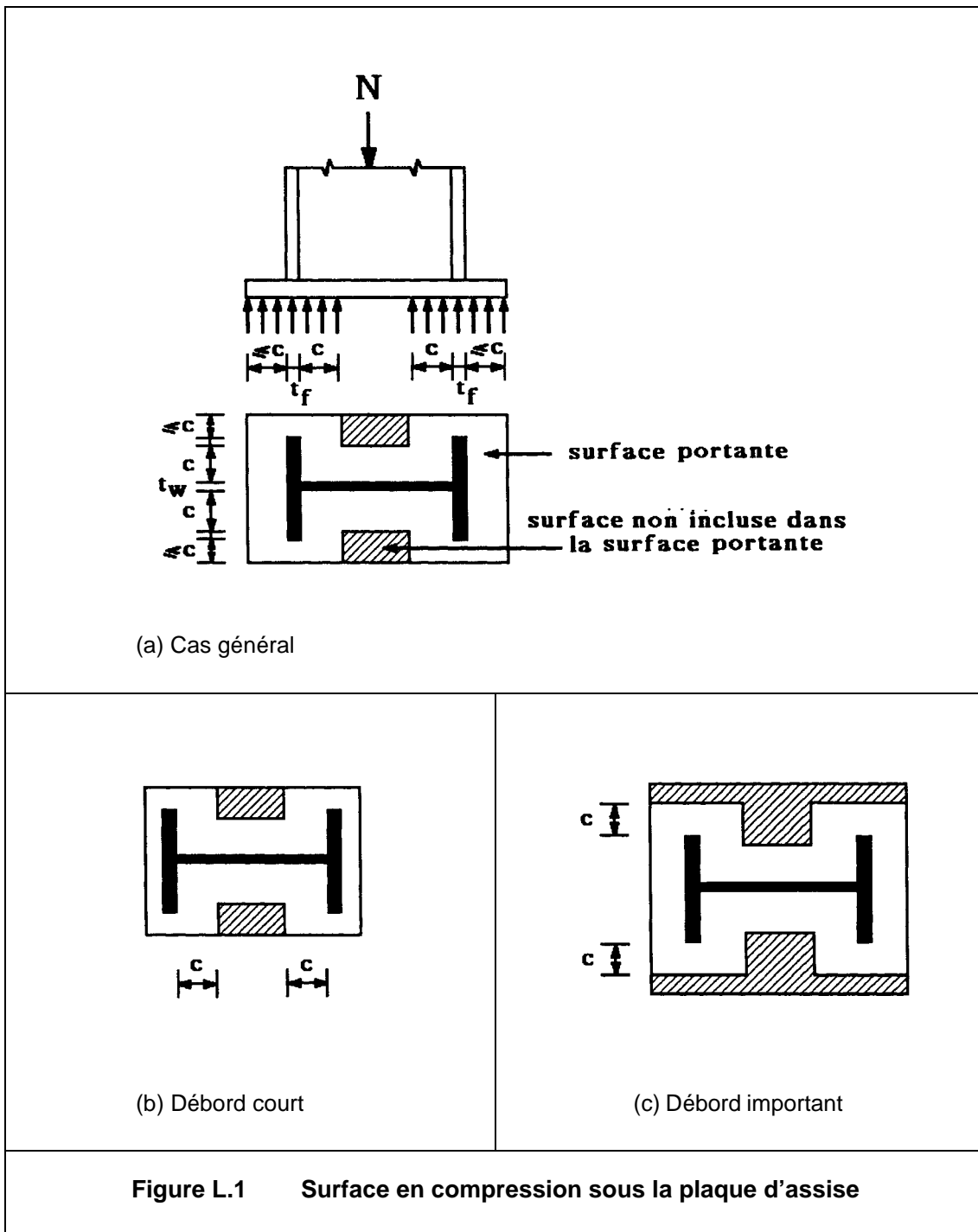
- $b_1 = b + 2 b_r$  (L.6a)

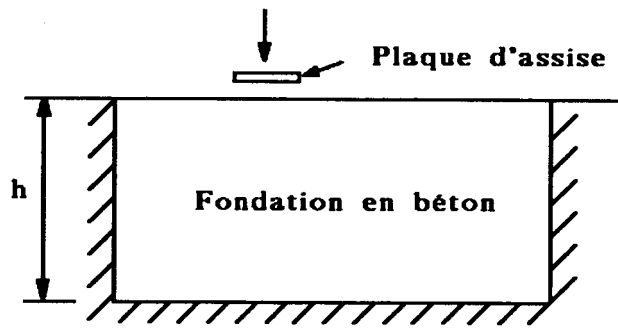
- $b_1 = 5 b$  (L.6b)

- $b_1 = b + h$  (L.6c)

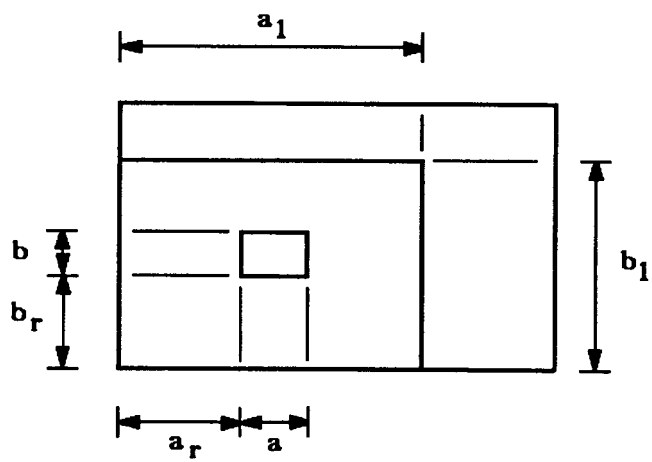
- $b_1 = 5 a_1$  mais  $b_1 \geq b$  (L.6d)

(10) Lorsque le pied de poteau est placé sur une dalle en béton, il y a lieu d'accorder une attention particulière à la résistance de cette dalle à la flexion et à sa résistance au poinçonnement.





Vue en élévation



Vue en plan

Figure L.2 Pied de poteau



## L.2 Tiges d'ancrage

- (1) *Il convient de dimensionner les tiges d'ancrage pour résister aux effets des charges de calcul. Elles doivent assurer la résistance en traction nécessaire vis-à-vis des efforts de soulèvement et des moments de flexion susceptibles de se produire.*
- (2) *Si des éléments spéciaux pour résister à l'effort tranchant ne sont pas prévus, tels que des connecteurs de type "bêche" ou des "ronds pleins", il y a lieu de démontrer que, soit la résistance au cisaillement des tiges d'ancrage, soit la résistance au frottement de la plaque d'assise est suffisante pour transmettre l'effort tranchant de calcul.*

(2) **C** Voir également 6.11.2(4).

- (3) *Lors du calcul des efforts de traction dans les tiges d'ancrage dus aux moments de flexion, le bras de levier ne doit pas être pris supérieur à la distance entre le centre de gravité de l'aire d'appui du côté comprimé et le centre de gravité du groupe des tiges d'ancrage, en tenant compte des tolérances de position de ces dernières.*

(3) **A** *Cette clause relative au bras de levier ne doit s'appliquer que dans le cadre d'une distribution plastique des efforts des tiges d'ancrage et des contraintes de l'aire de contact de la plaque d'assise avec la fondation .*

- (4) *Il y a lieu de déterminer la résistance de calcul des tiges d'ancrage suivant les indications données en 6.5.5.*
- (5) *Il convient d'ancrer les tiges dans la fondation au moyen :*
- *d'un crochet (figure L.3(a)), ou*
  - *d'une plaque de type "rondelle" (figure L.3(b)), ou*
  - *d'un élément répartiteur d'effort et noyé dans le béton, ou encore*
  - *de tout autre système ayant fait ses preuves et agréé conjointement par le concepteur, le client et l'autorité compétente.*
- (6) *L'ancrage des tiges doit être conforme aux clauses correspondantes de l'ENV 1992-1-1 Eurocode 2 : Partie 1.1.*
- (7) *Lorsque les tiges comportent un crochet, la longueur d'ancrage doit être suffisante pour empêcher la perte d'adhérence avant la plastification d'une tige. La longueur d'ancrage doit être calculée conformément aux clauses de l'ENV 1992 Eurocode 2. Il convient de ne pas utiliser ce type d'ancrage pour des tiges dont la limite d'élasticité spécifiée est supérieure à 300 N/mm<sup>2</sup>.*
- (8) *Si les tiges d'ancrage comportent une plaque de type "rondelle" ou un autre élément répartiteur d'effort , on n'a pas à tenir compte de la contribution de l'adhérence. La totalité de l'effort doit être reprise par l'élément répartiteur d'effort.*

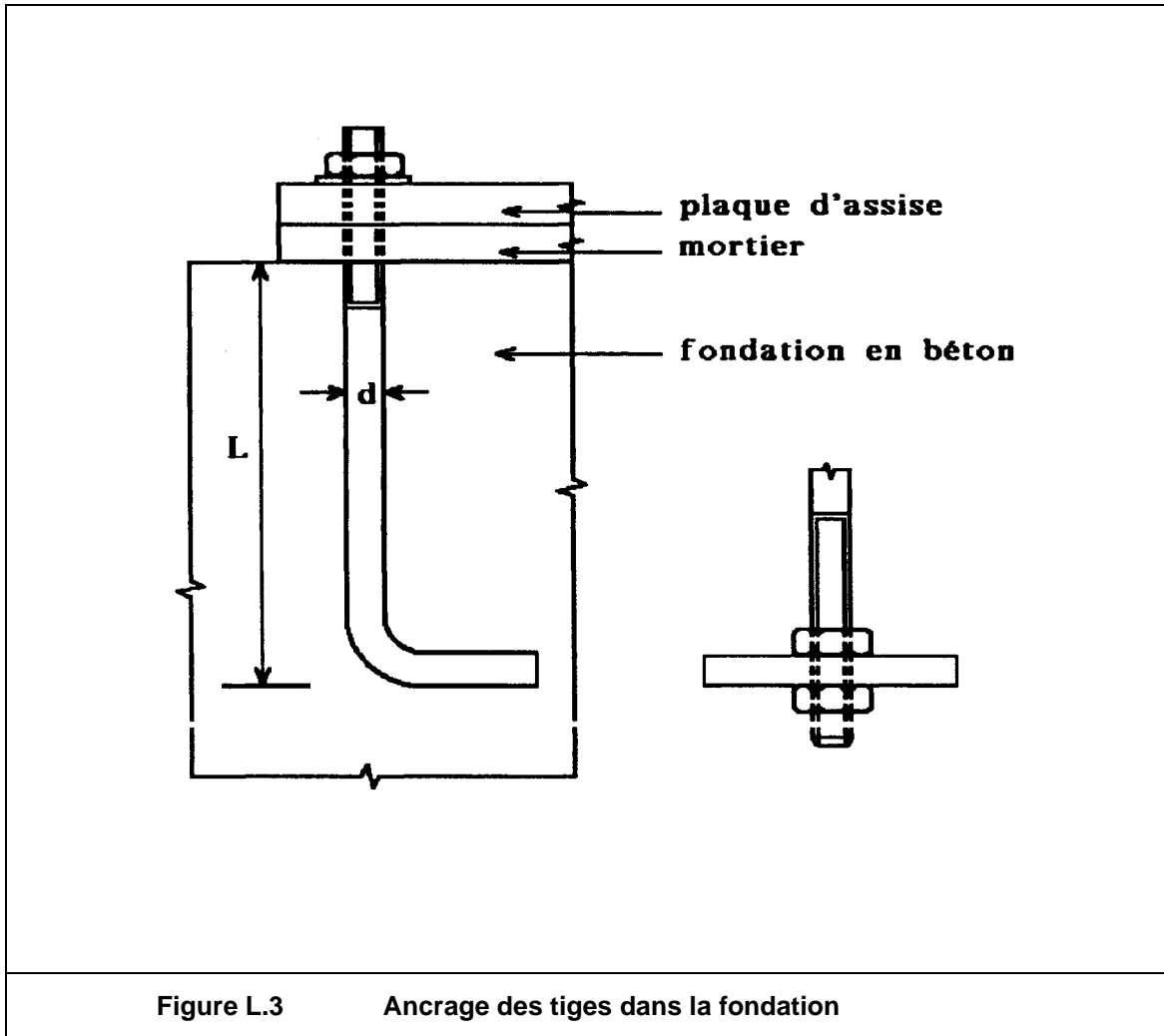


Figure L.3 Ancrage des tiges dans la fondation

## ANNEXE M (Normative)

### Autre méthode possible de calcul des soudures d'angle

- (1) *La résistance d'une soudure d'angle peut être vérifiée par la méthode présentée ci-après, en alternative à la méthode donnée en 6.6.5.3.*
- (2) *Dans cette méthode, les efforts repris par unité de longueur de soudure sont décomposés parallèlement et transversalement à l'axe longitudinal de la soudure, et, pour cette composante transversale, perpendiculairement au plan de la gorge et en projection dans ce plan.*
- (3) *La répartition des contraintes est supposée uniforme sur la section de gorge, ce qui conduit aux contraintes normales et aux contraintes de cisaillement représentées à la figure M.1 avec les notations suivantes :*

$\sigma_{\perp}$  *contrainte normale perpendiculaire à la gorge de la soudure*

$\sigma_{//}$  *contrainte normale parallèle à l'axe de la soudure*

$\tau_{\perp}$  *contrainte de cisaillement (dans le plan de la gorge) perpendiculaire à l'axe de la soudure*

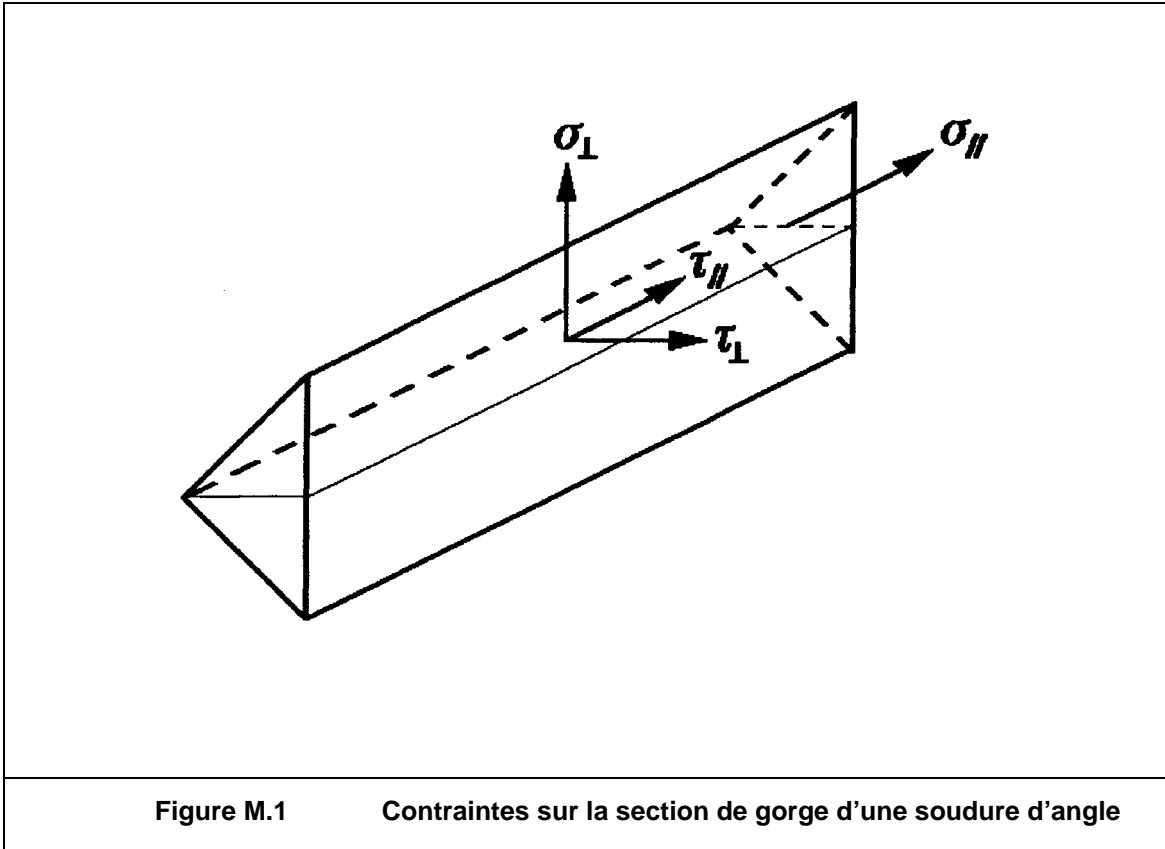
$\tau_{//}$  *contrainte de cisaillement (dans le plan de la gorge) parallèle à l'axe de la soudure*

- (4) *La contrainte normale  $\sigma_{//}$  parallèle à l'axe de la soudure n'est pas prise en compte dans la vérification de résistance.*
- (5) *La résistance de la soudure d'angle est suffisante si les deux conditions ci-après sont satisfaites :*

$$[\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{//}^2)]^{0,5} \leq \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{Mw}} \quad (M.1)$$

et  $\sigma_{\perp} \leq f_u / \gamma_{Mw}$

où  $f_u$  et  $\beta_w$  sont définis en 6.6.5.3.



## ANNEXE Y (Informative)

### Guide pour essais de chargement

#### Y.1 Généralités

- (1) Une expérimentation peut être entreprise lorsque :
- (a) Les modèles de calcul des chapitres 4 à 6 ne sont pas suffisants pour une structure ou un élément particulier ou peuvent conduire à des résultats économiquement défavorables (voir les essais (i) et (ii) ci-dessous).

(1) C	(a)	On peut également avoir recours à l'essai (iii).
-------	-----	--

- (b) La résistance de calcul d'un élément ou d'une structure doit être déterminée à partir de la connaissance de sa résistance ultime (voir l'essai (iii) ci-dessous).
- (c) la conformité des éléments ou structures fabriqués, justifiée à l'origine par des essais, doit être confirmée (voir l'essai (iv) ci-dessous).
- (d) La résistance d'une structure en service est discutée et qu'il faut procéder à une vérification de son comportement réel (voir l'essai (i) ci-dessous).

- (2) Pour répondre à ces situations, on présente quatre types d'essais :

- (i) un essai de réception pour confirmer le comportement général de la structure (voir Y.4.1).
- (ii) un essai de résistance à la charge ultime requise (voir Y.4.2).

(2) C	(ii)	La charge ultime requise est la charge d'essai définie au paragraphe Y.4.2.(7). Cette charge d'essai est fonction de la charge de calcul à l'état limite ultime $F_{Sd,ult}$ .
-------	------	--

- (iii) un essai à la ruine, afin de déterminer la résistance ultime et le mode de ruine (voir Y.4.3).
- (iv) un contrôle de conformité afin de déterminer que les produits fabriqués (voir Y.4.4) sont conformes aux produits ayant fait l'objet des essais initiaux.

(2) C	(iv)	Les essais à la ruine peuvent également être utilisés pour établir des modèles de calcul ou des formules de résistance. Ce cas fait l'objet du paragraphe Y.4.5.
-------	------	--

- (3) Les procédures de ces essais concernent uniquement les structures en acier.

- (4) *Pour les éléments de structure et les plaques nervurées formées à froid, des procédures d'essais ont été développées et sont présentées dans le document ENV 1993-1-3 Eurocode 3 : Part 1.3<sup>\*)</sup>.*

<sup>\*)</sup> En préparation

- (5) *En ce qui concerne les constructions mixtes acier-béton, il convient de se référer au document ENV 1994-1-1 Eurocode 4 : Part 1.1<sup>\*)</sup>.*
- (6) La présente annexe ne couvre pas les essais sur maquettes ou sur échantillon soumis à des charges répétées, pour lesquels la fatigue pourrait constituer un critère de dimensionnement.

## **Y.2 Conditions d'exécution des essais**

- (1) Les appareillages d'essais doivent être conçus de sorte que le système de mise en charge simule bien l'amplitude et la répartition des chargements et permette à l'éprouvette d'avoir un comportement représentatif des conditions réelles de service.
- (2) *Le corps d'épreuve doit être libre de se déformer sous la charge. Il convient que les conditions de maintien latéral et en torsion aient les mêmes effets que celles rencontrées en service.*
- (3) Toute précaution doit être prise pour éviter les excentremments involontaires aux points d'application des charges d'essai et au droit des appuis.
- (4) Les charges et les déplacements doivent être mesurés avec autant de précision que possible. Le système de mise en charge doit être à même de suivre tout au long de l'essai les mouvements du corps d'épreuve sans empêcher sa libre déformation.

(4) <b>C</b> Le niveau de précision des mesures doit correspondre à celui nécessaire à une interprétation correcte des résultats.
---

- (5) *Il convient de mesurer les déplacements en un nombre suffisant de points où ils sont significatifs pour s'assurer que la valeur maximale sera enregistrée. L'ordre de grandeur des déplacements doit être estimé préalablement. Des marges suffisantes doivent être ménagées pour permettre les déformations dans le domaine plastique.*
- (6) *Dans certaines situations, on peut avoir besoin de connaître l'amplitude des contraintes dans le corps d'épreuve. Celles ci peuvent être obtenues soit qualitativement, à l'aide de vernis craquelants, ou quantitativement en mesurant les déformations. Les données de ce type doivent être considérées en supplément au comportement d'ensemble, tel qu'il est déterminé par les déplacements.*

---

<sup>\*)</sup> En préparation

### Y.3 Procédures d'essai - Généralités

(1) Si le poids propre du corps d'épreuve n'est pas égal à la charge permanente réelle en service, la différence doit être prise en compte dans le calcul des charges d'essai à appliquer.

(2) Avant tout essai, un chargement préliminaire (ne dépassant pas les valeurs caractéristiques des charges) peut être appliqué, puis ôté, afin de bien mettre en place le corps d'épreuve dans l'appareillage d'essais.

(2) I La clause (2) est invalidée et remplacée par :

Avant tout essai, un chargement préliminaire, ne dépassant pas 30 % des valeurs caractéristiques des charges, peut être appliqué, puis ôté, afin de bien mettre en place le corps d'épreuve dans l'appareillage d'essais.

(3) Le chargement doit être appliqué par accroissements réguliers (au moins au nombre de 5) à intervalles réguliers dans chaque phase de chargement. Un intervalle de temps suffisant doit être prévu entre deux accroissements afin que le corps d'épreuve puisse retrouver un équilibre stationnaire. Après chaque accroissement, le corps d'épreuve doit être soigneusement examiné afin de détecter tout signe de rupture, de plastification ou d'instabilité.

(3) C On entend par phase de chargement, toute période pendant laquelle le comportement du corps d'épreuve reste du même type.

(4) *Un enregistrement continu de la valeur du déplacement le plus important en fonction du chargement doit être effectué. Lorsque cet enregistrement accuse une non-linéarité significative, les accroissements de charge doivent être réduits.*

(5) Aussi bien pour les essais de réception que pour les essais de résistance, la charge d'essai (voir Y.4.1(3) et Y.4.2(7)), une fois atteinte, doit continuer à être appliquée pendant au moins une heure. Des lectures de charges et de déplacements doivent être effectuées toutes les 15 minutes et la charge d'essai maintenue jusqu'à ce qu'aucune augmentation significative du déplacement ne soit constatée durant une période 15 minutes sous réserve que la durée d'une heure précédemment mentionnée ait été atteinte.

(6) Le déchargement doit être effectué par pas réguliers avec lecture des déplacements à chaque étape ainsi qu'à l'issue du processus de déchargement.

(7) Lorsque les résultats d'essais sont utilisés pour déterminer ou confirmer le comportement de structures ou d'éléments de structures similaires, les propriétés mécaniques de l'acier utilisé dans les corps d'épreuve doivent être établies à partir d'essais sur éprouvettes pour permettre la comparaison de résultats d'essais effectués sur des corps d'épreuve différents ou à des moments différents.

(7) A Pour permettre cette comparaison, il faut également mesurer toutes les dimensions géométriques des différents corps d'épreuve.

(8) *Les éprouvettes doivent être prélevées après essai dans des parties identiques non plastifiées de chaque corps d'épreuve.*

## Y.4 Procédures d'essais spécifiques

### Y.4.1 Essai de réception

- (1) Il s'agit d'un essai non destructif de confirmation de la performance structurale. Pour acceptation, la structure ou l'élément de structure doit être capable de supporter la charge d'essai indiquée en Y.4.1(3)
- (2) Pour certaines structures, ce chargement peut provoquer des déformations locales permanentes. De telles déformations ne signifient pas nécessairement la ruine de la structure dans un essai de réception. Néanmoins, l'éventualité de leur apparition doit faire l'objet d'un accord avant l'exécution des essais.
- (3) *La charge d'essai pour un essai d'acceptation doit être égale à :*
- $1,00$  x (*poids propre réel de la structure ou de l'élément de structure essayé*)
  - $1,15$  x (*charges permanentes autres que le poids propre*), et
  - $1,25$  x (*charges variables*)

**(3) I** *La clause (3) est invalidée et remplacée par :*

*La charge d'essai pour un essai d'acceptation doit être égale à :*

- .  $1,0$  x (*poids propre réel de la structure ou de l'élément de structure essayé*)
- .  $1,0$  x (*charges permanentes autres que le poids propre*), et
- .  $1,0$  x (*charges variables*)

**(3) C** Les valeurs figurant dans la combinaison définissant la charge d'essai sont les valeurs représentatives. L'autorité compétente peut décider de niveaux de charges différents à appliquer. Le cas échéant, plusieurs charges d'essai, correspondant à différentes combinaisons des charges variables, peuvent être définies.

(4) Le corps d'épreuve doit satisfaire aux critères suivants :

(a) il doit avoir un comportement essentiellement linéaire jusqu'à la charge d'essai.

**(4) A** (a) Le comportement global doit être élastique jusqu'à la charge d'essai. En général, il est linéaire mais ce n'est pas toujours le cas.

(b) après suppression de la charge d'essai, le déplacement résiduel ne doit pas dépasser 20% du maximum enregistré durant l'essai.



(4) I (b) La clause (4) (b) est invalidée et remplacée par :

Après suppression de la charge d'essai, le déplacement résiduel ne doit pas dépasser 10 % du maximum enregistré durant l'essai.

(5) Si les conditions énoncées en (4) ne sont pas satisfaites, le chargement peut être appliqué une seconde fois. Le corps d'épreuve doit avoir un comportement essentiellement linéaire sous cette deuxième application de la charge d'essai et le nouveau déplacement résiduel ne doit pas dépasser 10% du maximum enregistré lors de ce deuxième essai.

(5) I La clause (5) est invalidée et remplacée par :

Si les conditions énoncées en (4) ne sont pas satisfaites, le chargement peut être appliqué une seconde fois. Le corps d'épreuve doit conserver son comportement élastique sous cette deuxième application de la charge d'essai et le nouveau déplacement résiduel ne doit pas dépasser 5 % du maximum enregistré lors de ce deuxième essai.

## Y.4.2 Essai de résistance

- (1) L'essai de résistance est effectué pour confirmer la résistance calculée d'une structure ou d'un élément de structure.

**(1) C** Dans l'essai de résistance, on suppose que l'on dispose d'un modèle de calcul qui permet une première évaluation de la résistance de calcul  $R_d$ . L'expression de  $R_d$  comme fonction des dimensions géométriques et des paramètres mécaniques autorise alors la correction effectuée dans la formule (Y.1).

- (2) Lorsque des éléments doivent être construits en série et qu'un ou plusieurs d'entre eux ont satisfait à l'essai de résistance, les autres peuvent être acceptés sans essai supplémentaire sous réserve qu'ils soient similaires aux éléments testés (voir Y.4.4).

- (3) *Avant de procéder à l'essai de résistance, le corps d'épreuve doit d'abord être soumis à l'essai de réception présenté en Y.4.1 et en satisfaire les critères d'acceptation.*

**(3) C** L'essai de résistance peut être conçu de telle sorte qu'il inclue l'essai de réception.

- (4) la charge d'essai doit être fondée sur la charge de calcul à l'état limite ultime issue du Chapitre 2, pour la combinaison la plus défavorable des charges permanentes et variables.

**(4) C** La référence au concept de charge de calcul signifie que l'on se réfère à un emploi déterminé de la structure ou de l'élément de structure.

- (5) La résistance du corps d'épreuve dépend des propriétés des matériaux. Les limites d'élasticité réelles de tous les aciers mis en oeuvre dans le corps d'épreuve doivent donc être déterminées à partir de tests sur éprouvettes.

- (6) La valeur moyenne  $f_{ym}$  des limites d'élasticité obtenue lors de ces tests sur éprouvettes doit être déterminée en prenant en considération l'influence de chaque élément ou partie du corps d'épreuve.

- (7) La charge d'essai  $F_{test.s}$  (y compris le poids propre) doit être prise égale à :

$$F_{test.s} = \gamma_{M1} F_{Sd.ult} (f_{ym}/f_y) \quad (Y.1)$$

où  $F_{Sd.ult}$  est la charge de calcul à l'état limite ultime

- (7) I** La formule (Y.1) est invalidée et remplacée par :

$$F_{test.s} = \gamma_{Mi} F_{Sd.ult} \frac{R(G_m, f_{ymes})}{R(G_n, f_{yn})} \quad i = 0, 1, 2 \quad (Y.1)$$

où  $F_{Sd.ult}$  est la charge de calcul à l'état limite ultime,

$\gamma_{Mi}$  est le coefficient partiel de sécurité relatif à l'état limite étudié ( $\gamma_{M0}$ ,  $\gamma_{M1}$  ou  $\gamma_{M2}$ ),

.../...

.../...

$G_n, f_{yn}$  sont les valeurs nominales des dimensions géométriques et de la limite d'élasticité,

$G_m, f_{ymes}$  sont les valeurs mesurées des dimensions géométriques et des limites d'élasticité des différents éléments ou parties du corps d'épreuve.

(7) **C** Dans la mesure où le facteur de correction  $\frac{R(G_m, f_{ymes})}{R(G_n, f_{yn})}$  utilise l'expression de R en fonction de G et de  $f_y$ , il n'est pas nécessaire d'utiliser la valeur moyenne  $f_{ym}$  évaluée en Y.4.2(6)

La clause (7) suppose que les corps d'épreuve testés sont constitués d'éléments ou de parties de même limite d'élasticité nominale. Dans le cas où le modèle de calcul fait référence à plusieurs limites d'élasticité nominales différentes,  $R(G_n, f_{yn})$  devient  $R(G_n, \{f_{yni}\})$ . Ce sera par exemple le cas de la résistance de calcul à l'écrasement de l'âme d'une section hybride en I, H ou U (voir formule (5.72) du chapitre 5 dans laquelle figurent explicitement les limites d'élasticité  $f_{yf}$  et  $f_{yw}$  de la semelle et de l'âme).

(8) Sous la charge d'essai, il ne doit y avoir ni ruine par instabilité ni rupture d'une partie quelconque du corps d'épreuve.

(9) Le déplacement résiduel après déchargement ne doit pas dépasser 80 % du déplacement maximal obtenu au cours de l'essai.

(9) **C** Le corps d'épreuve ayant subi le test de résistance est impropre à l'usage. Si le déplacement résiduel après déchargement dépasse le seuil de 80% précédemment énoncé, on est alors très près de la ruine du corps d'épreuve (voir Y.4.3).

### Y.4.3 Essais à la ruine

- (1) Le but d'un essai à la ruine consiste à déterminer la résistance de calcul à partir de la résistance ultime réelle.

(1) **C** Comme dans l'essai de résistance, on suppose que le cas général est celui où l'on dispose d'un modèle de calcul. Néanmoins, l'essai à la ruine peut être effectué en l'absence d'un tel modèle. On se reportera dans ce cas, à la clause (11) de l'invalidation du paragraphe Y.4.3.

- (2) C'est seulement à partir d'un essai à la ruine que le mode de ruine et la résistance réels d'un corps d'épreuve peuvent être déterminés. Il est donc souvent judicieux de pousser un essai de résistance jusqu'à la ruine.

- (3) *Dans cette situation, il est toujours souhaitable d'exécuter le cycle de mise en charge des essais de réception et de résistance. Une estimation de la résistance ultime attendue doit être faite pour servir de base à ces essais.*

- (4) *Avant un essai à la ruine, le corps d'épreuve doit d'abord subir avec succès l'essai de résistance décrit au paragraphe Y.4.2. Lorsque l'on a déjà procédé à une estimation de la résistance ultime, sa valeur doit être revue à la lumière du comportement du corps d'épreuve dans l'essai de résistance.*

- (5) Au cours d'un essai à la ruine, le chargement doit d'abord être appliqué par incréments jusqu'à la charge d'essai de l'essai de résistance, comme décrit au paragraphe Y.4.2. Les accroissements de charge ultérieurs doivent ensuite être déterminés en fonction de la courbe charge-déplacement relative au déplacement le plus important.

- (6) La résistance ultime  $F_{\text{test.R}}$  est déterminée comme étant celle sous laquelle le corps d'épreuve ne peut plus supporter aucun accroissement supplémentaire de charge.

- (7) *Il est vraisemblable qu'une forte déformation permanente se produise sous cette charge. Dans certains cas, cette forte déformation constitue la fin de l'essai.*

(7) **C** L'atteinte d'une déformation limite préalablement définie peut être utilisée pour déterminer conventionnellement la résistance ultime.

- (8) Au moins trois essais doivent être effectués sur des corps d'épreuve ayant des valeurs nominales identiques des paramètres géométriques et mécaniques.

- (9) Si l'un quelconque des résultats d'essais s'écarte de plus de 10% de la valeur moyenne de l'ensemble des résultats d'essais, au moins 6 essais doivent être effectués. La détermination de la résistance de calcul  $F_{Rd}$  doit alors être effectuée conformément à la méthode statistique de l'Annexe Z<sup>\*)</sup>.

---

<sup>\*)</sup> En préparation

(10) Lorsque l'écart à la moyenne ne dépasse pas 10%, la résistance de calcul doit être déterminée selon les considérations développées dans les paragraphes (11) à (14) ci-dessous.

(11) A condition qu'il y ait ruine de type ductile, la résistance de calcul  $F_{Rd}$  peut être déterminée par :

$$F_{Rd} = 0,9 F_{\text{test.R.min}} (f_y / f_{ym}) / \gamma_{M1} \quad (\text{Y.2})$$

où  $F_{\text{test.R.min}}$  est le résultat d'essai le plus faible.

et  $f_{ym}$  est la limite d'élasticité moyenne calculée comme indiqué au paragraphe Y.4.2(6)

(12) En cas de ruine de type rupture brutale ("fragile"), la résistance de calcul peut être déterminée par :

$$F_{Rd} = 0,9 F_{\text{test.R.min}} (f_y / f_{um}) / \gamma_{M1} \quad (\text{Y.3})$$

où  $f_{um}$  est la résistance ultime moyenne en traction déterminée selon la même procédure que  $f_{ym}$  (voir Y.4.2.(6)).

(13) Dans le cas de ruine par instabilité soudaine ("fragile"), la résistance de calcul doit être déterminée par :

$$F_{Rd} = 0,75 F_{\text{test.R.min}} (f_y / f_{ym}) / \gamma_{M1} \quad (\text{Y.4})$$

(14) Dans le cas de ruine par instabilité ductile dans laquelle l'élanement à considérer peut être évalué de manière sûre, la résistance de calcul peut, alternativement à (11), être déterminée par :

$$F_{Rd} = 0,9 F_{\text{test.R.min}} [(\chi f_y) / (\chi_m f_{ym})] / \gamma_{M1} \quad (\text{Y.5})$$

où  $\chi$  est le facteur de réduction relatif à la courbe de flambement à considérer (voir 5.5.1).

et  $\chi_m$  est la valeur du facteur de réduction  $\chi$  lorsque la limite d'élasticité est  $f_{ym}$ .

I Les clauses (10) à (14) sont invalidées et remplacées par les clauses (10) et (11) ci-après :

(10) Lorsque l'écart par rapport à la moyenne ne dépasse pas 10 %, la résistance de calcul doit être déterminée selon les considérations développées à la clause (11) ci-après.

.../...

.../...

- (11) La détermination de la résistance de calcul  $F_{Rd}$  doit être faite à partir du comportement du corps d'épreuve au cours de l'essai. Une fois choisi le type de courbe de comportement, liant un effort à un déplacement, caractéristique du corps d'épreuve, on rattachera la courbe de comportement obtenue à l'une des quatre (cas des barres) ou trois (cas des assemblages) formes de courbes de comportement expérimentales préalablement définies.

Chacune de ces formes (numérotées de ① à ④ sur les figures 1 et 2 ci-après) renvoie à une formule appropriée d'évaluation de la résistance de calcul.

- Dans le cas des barres (figure 1), l'évolution qui va de la forme ① vers la forme ④ se fait dans le sens des ruptures de type ductile vers les ruptures de type brutale.
- Dans le cas des assemblages (figure 2), l'évolution qui va de la forme ① vers la forme ③ se fait dans le sens des éléments à forte capacité de rotation vers les éléments à faible capacité de rotation.

#### Formules d'évaluation de la résistance de calcul

$$\text{Forme ①} \quad F_{Rd} = 0,9 F_{\text{test.R.min}} \frac{R(G_n, f_{yn})}{R(G_m, f_{ymes})} / \gamma_{Mi} \quad i = 0, 1, 2 \quad (\text{Y.2})$$

$$\text{Forme ②} \quad F_{Rd} = 0,75 F_{\text{test.R.min}} \frac{R(G_n, f_{yn})}{R(G_m, f_{ymes})} / \gamma_{Mi} \quad i = 1, 2 \quad (\text{Y.3})$$

$$\text{Formes ③ et ④} \quad F_{Rd} = 0,6 F_{\text{test.R.min}} \frac{R(G_n, f_{yn})}{R(G_m, f_{ymes})} / \gamma_{Mi} \quad i = 1, 2 \quad (\text{Y.4})$$

Dans les formules (Y.2) à (Y.4) :

$F_{\text{test.R.min}}$  est le résultat d'essai le plus faible,

$\gamma_{Mi}$  est le coefficient partiel de sécurité relatif à l'état limite étudié ( $\gamma_{M0}, \gamma_{M1}, \gamma_{M2}$ ),

$G_n, f_{yn}$  sont les valeurs nominales des dimensions géométriques et de la limite d'élasticité,

$G_m, f_{ymes}$  sont les valeurs mesurées des dimensions géométriques et des limites d'élasticité des différents éléments ou parties du corps d'épreuve.

.../...

.../...

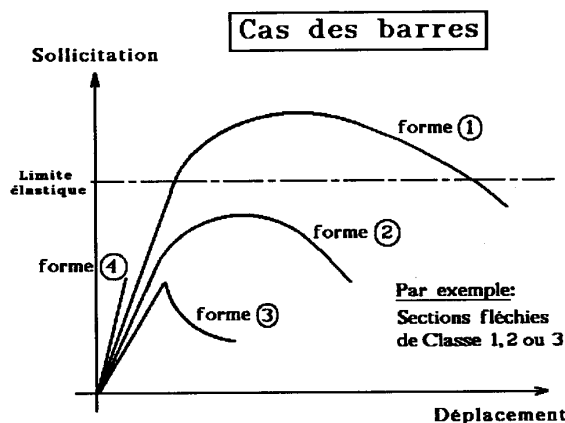


Figure 1 Courbes de comportement types pour l'évaluation de la résistance de calcul dans le cas de l'essai à la ruine : cas des barres

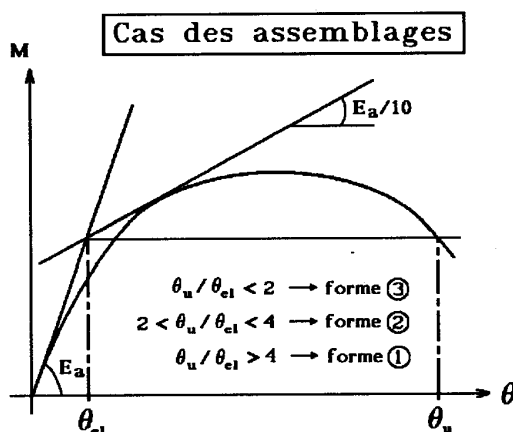


Figure 2 Courbes de comportement et rapports  $\theta_u/\theta_{el}$  pour l'évaluation de la résistance de calcul dans le cas de l'essai à la ruine : cas des assemblages

Les coefficients 0,9 0,75 et 0,6 des formules (Y.2), (Y.3) et (Y.4) ont été établis en prenant en compte diverses considérations. Y figure la volonté d'une différenciation de la fiabilité dans certains cas : on attache un niveau de sécurité plus important aux états limites correspondant à des ruptures brutales ou soudaines.

Dans le cas où il y a plusieurs limites d'élasticité nominales, on se référera aux commentaires du paragraphe Y.4.2(7) pour l'essai de résistance.

On peut avoir recours à l'essai à la ruine même lorsque l'on ne dispose pas d'un modèle théorique. Dans ce cas, le facteur de correction des formules (Y.2) à (Y.4) devient :

$$\frac{f_{yn}}{f_{ym}}$$

.../...

.../...

où  $f_{yn}$  est la valeur nominale de la limite d'élasticité et  $f_{ym}$  est la valeur moyenne de la limite d'élasticité comme définie au paragraphe Y.4.2(6).

Dans le cas où la limite d'élasticité nominale n'est pas unique, on calculera le rapport  $\frac{f_{ymi}}{f_{yni}}$

pour chaque limite d'élasticité nominale  $f_{yni}$  et on retiendra pour l'application des formules (Y.2) à (Y.4), le plus grand de ces rapports. Dans ce cas,  $f_{ymi}$  est la valeur moyenne des limites d'élasticité des éléments ou parties du corps d'épreuve de limite d'élasticité nominale  $f_{yni}$ .

#### Y.4.4 Contrôles de conformité

- (1) Lorsqu'un élément ou un ensemble structural est dimensionné sur la base d'essais de résistance ou sur la base d'essais à la ruine comme décrit dans les paragraphes Y.4.2. et Y.4.3 et qu'une production de ces éléments ou de ces ensembles est effectué, un nombre approprié d'échantillons (au moins égal à 2) sera prélevé aléatoirement dans chaque lot de production.
- (2) Les échantillons doivent être soigneusement examinés pour s'assurer qu'ils sont similaires aux prototypes testés. On doit particulièrement faire attention :
  - (a) aux dimensions des éléments et des assemblages,
  - (b) aux tolérances et à la qualité d'exécution,
  - (c) à la nuance et à la qualité de l'acier utilisé, vérifié par le certificat des forges.
- (3) Lorsqu'il n'est pas possible de déterminer soit les écarts, soit les effets des écarts par rapport aux prototypes testés, un essai de réception doit être effectué en tant qu'essai de vérification.
- (4) Dans ce test, les déplacements doivent être mesurés aux mêmes endroits que lors du test de réception du (ou des) prototype(s). Le déplacement maximal mesuré et le déplacement résiduel ne doivent pas dépasser respectivement de plus de 20% et de plus de 5% les déplacements enregistrés lors du test de réception effectué sur le(ou les) prototype(s).



#### Y.4.5 Expérimentation pour l'établissement des formules de résistance et des facteurs de correction de modèles

- (1) Les formules de résistance et les facteurs de correction de modèles peuvent être établis à partir des résultats de séries appropriées d'essais à la ruine.

(1) **C** C'est le cas par exemple des formules de résistance multiplicatives du type  $R = b X_1^{\alpha_1} X_2^{\alpha_2} \dots X_p^{\alpha_p} \delta$  dont les coefficients  $\alpha_1, \dots, \alpha_p$  sont estimés par régression multiple à partir de résultats d'essais. Dans cette approche,  $X_1, X_2, \dots, X_p$  sont généralement des variables sans dimensions : les valeurs obtenues des coefficients  $\alpha_i$  ne sont valables que pour le domaine correspondant aux plages de variation des variables  $X_i$ .

- (2) La valeur de calcul de la résistance doit être déterminée selon la procédure d'évaluation donnée dans l'Annexe Z\*).

#### Y.4.6 Autres procédures d'essais

- (1) Pour certains éléments de structure des procédures d'essais spécifiques sont données dans les annexes appropriées de l'ENV 1993 Eurocode 3 : Partie 1.1 ou dans les normes de produits.

(1) **C** Certaines procédures d'essais sont définies dans d'autres types de normes, notamment les normes d'essais.

- (2) *C'est le cas notamment :*

- *des essais sur tronçons courts de sections formées à froid,*
- *des essais de glissement pour les assemblages boulonnés résistants par frottement,*
- *des essais d'assemblages semi-rigides,*
- *des essais de cisaillement sur connecteurs pour la construction mixte.*

- (3) Des procédures spécifiques semblables peuvent être établies en accord avec le client, le maître d'oeuvre et l'autorité compétente, en conformité avec les principes du chapitre 8 et du présent guide.

---

\*)En préparation