

La présente norme remplace la norme SN ENV 1993-1-1:1992

Eurocode 3 - Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau

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

Eurocode 3 - Calcul des structures en acier - Partie 1-1: Règles générales et règles pour les bâtiments

La norme européenne EN 1993-1-1:2005, complétée par l'avant-propos national, a le statut d'une norme suisse.

En suisse la présente EN est de la compétence du groupe suisse CEN/TC 250 «Eurocodes structuraux».

Numéro de référence:
SN EN 1993-1-1:2005 F

Valable dès: 01.12.2005

Éditeur:
Société suisse des ingénieurs
et des architectes
Case postale, CH-8039 Zurich

Avant-propos national

1. Généralités

La norme EN 1993-1-1:2005 a, en tant que SN EN 1993-1-1:2005, le statut de norme suisse sous la désignation SIA 263.001.

2. Compétences

La présente norme appartient au domaine de compétence du CEN/TC 250 «Eurocodes structuraux».

Les travaux ont été accompagnés au niveau national par la Commission des normes de structure (CNS) de la Société suisse des ingénieurs et des architectes.

3. Historique

Après l'établissement d'une première génération d'Eurocodes dans les années quatre-vingt, le CEN a été chargé en 1989 d'élaborer des prénormes européennes (ENV). La prénorme européenne ENV 1993-1-1:1992 achevée en 1993 a été revue par un groupe de projet CEN et adoptée en date du 16.04.2004 en tant que norme européenne EN 1993-1-1:2005.

Dans le cadre d'un accord entre les pays de l'Union Européenne (UE) et de l'Association Européenne de Libre Échange (AELE), la Suisse s'est engagée à réduire les entraves techniques aux échanges commerciaux par l'adoption de Normes Européennes harmonisées (EN).

4. Corrélations avec d'autres documents

La norme fait partie d'une série de normes traitant des actions et des calculs de dimensionnement, dont l'application n'a de sens que si elle a lieu globalement.

5. Dispositions de mise en vigueur et de remplacement

La norme SN EN 1993-1-1:2005 entre en vigueur le 01.12.2005.

Elle remplace la prénorme SN ENV 1993-1-1:1992.

6. Paramètres déterminés au niveau national (NPD)

Les Eurocodes sont complétés dans chaque pays membre par une annexe nationale mentionnant des paramètres déterminés au niveau national (NPD). De cette manière, il est tenu compte, entre autres, des particularités géographiques et climatiques spécifiques à chaque pays, des degrés de sécurité et des dispositions au niveau national.

La Suisse renonce, jusqu'à nouvel ordre à fixer des paramètres nationaux car les normes sur les structures porteuses SIA 206 à SIA 267 correspondent à une mise en pratique adéquate des Eurocodes pour les conditions suisses.

Lors de l'utilisation des Eurocodes en Suisse, les paramètres nationaux sont à fixer en relation avec le projet entre le maître de l'ouvrage et le mandataire et à documenter dans la convention d'utilisation.

Décembre 2005

Version Française

Eurocode 3: Calcul des structures en acier - Partie 1-1: Règles générales et règles pour les bâtiments

Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten
- Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für
den Hochbau

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

La présente Norme européenne a été adoptée par le CEN le 16 avril 2004.

Les membres du CEN sont tenus de se soumettre au Règlement Intérieur du CEN/CENELEC, qui définit les conditions dans lesquelles doit être attribué, sans modification, le statut de norme nationale à la Norme européenne. Les listes mises à jour et les références bibliographiques relatives à ces normes nationales peuvent être obtenues auprès du Centre de Gestion ou auprès des membres du CEN.

La présente Norme européenne existe en trois versions officielles (allemand, anglais, français). Une version dans une autre langue faite par traduction sous la responsabilité d'un membre du CEN dans sa langue nationale et notifiée au Centre de Gestion, a le même statut que les versions officielles.

Les membres du CEN sont les organismes nationaux de normalisation des pays suivants: Allemagne, Autriche, Belgique, Chypre, Danemark, Espagne, Estonie, Finlande, France, Grèce, Hongrie, Irlande, Islande, Italie, Lettonie, Lituanie, Luxembourg, Malte, Norvège, Pays-Bas, Pologne, Portugal, République Tchèque, Royaume-Uni, Slovaquie, Slovénie, Suède et Suisse.



COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION
EUROPÄISCHES KOMITEE FÜR NORMUNG
EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION

Centre de Gestion: rue de Stassart, 36 B-1050 Bruxelles

Sommaire

Page

Avant-propos	4
1 Généralités	8
1.1 Domaine d'application	8
1.1.1 Domaine d'application de l'Eurocode 3	8
1.1.2 Domaine d'application de la Partie 1.1 de l'Eurocode 3	9
1.2 Références normatives	10
1.2.1 Normes de référence générales	10
1.2.2 Normes de référence pour l'acier de construction soudable	10
1.3 Hypothèses	10
1.4 Distinction entre principes et règles d'application	10
1.5 Termes et définitions	10
1.6 Symboles	12
1.7 Conventions pour les axes des barres	23
2 Bases de calcul	25
2.1 Exigences	25
2.1.1 Exigences fondamentales	25
2.1.2 Gestion de la fiabilité	25
2.1.3 Durée de vie de calcul, durabilité et robustesse	25
2.2 Principes du calcul aux états limites	26
2.3 Variables de base	26
2.3.1 Actions et influences de l'environnement	26
2.3.2 Propriétés des matériaux et des produits	26
2.4 Vérification par la méthode des coefficients partiels	27
2.4.1 Valeurs de calcul des propriétés des matériaux	27
2.4.2 Valeurs de calcul des données géométriques	27
2.4.3 Résistances de calcul	27
2.4.4 Vérification de l'équilibre statique (EQU)	27
2.5 Calcul assisté par des essais	28
3 Matériaux	28
3.1 Généralités	28
3.2 Acier de construction	28
3.2.1 Propriétés des matériaux	28
3.2.2 Exigences de ductilité	29
3.2.3 Ténacité à la rupture	29
3.2.4 Propriétés dans le sens de l'épaisseur	31
3.2.5 Tolérances	32
3.2.6 Valeurs de calcul des propriétés de matériau	32
3.3 Dispositifs d'assemblage	32
3.3.1 Fixations	32
3.3.2 Produits d'apport de soudage	32
3.4 Autres produits préfabriqués utilisés dans les bâtiments	33
4 Durabilité	33
5 Analyse structurale	33
5.1 Modélisation structurale en vue de l'analyse	33
5.1.1 Modélisation structurale et hypothèses fondamentales	33
5.1.2 Modélisation des assemblages	34
5.1.3 Interaction sol-structure	34
5.2 Analyse globale	34
5.2.1 Effets de la déformation géométrique de la structure	34
5.2.2 Stabilité structurale des ossatures	36

5.3	Imperfections	38
5.3.1	Bases	38
5.3.2	Imperfections pour l'analyse globale des ossatures	38
5.3.3	Imperfections pour l'analyse des systèmes de contreventement	43
5.3.4	Imperfections des éléments	45
5.4	Méthodes d'analyse prenant en compte les non linéarités de comportement du matériau	46
5.4.1	Généralités	46
5.4.2	Analyse globale élastique	46
5.4.3	Analyse globale plastique	46
5.5	Classification des sections transversales	47
5.5.1	Bases	47
5.5.2	Classification	48
5.6	Exigences relatives aux sections pour l'analyse globale plastique	49
6	États limites ultimes	53
6.1	Généralités	53
6.2	Résistance des sections transversales	53
6.2.1	Généralités	53
6.2.2	Propriétés des sections	55
6.2.3	Traction	58
6.2.4	Compression	58
6.2.5	Moment fléchissant	59
6.2.6	Cisaillement	60
6.2.7	Torsion	62
6.2.8	Flexion et cisaillement	63
6.2.9	Flexion et effort normal	64
6.2.10	Flexion, cisaillement et effort normal	67
6.3	Résistance des barres aux instabilités	68
6.3.1	Barres uniformes comprimées	68
6.3.2	Barres uniformes fléchies	72
6.3.3	Barres uniformes fléchies et comprimées	77
6.3.4	Méthode générale de vérification du flambement latéral et du déversement de composants structuraux	79
6.3.5	Déversement des barres avec rotules plastiques	80
6.4	Barres composées uniformes en compression	83
6.4.1	Généralités	83
6.4.2	Barres comprimées à treillis	85
6.4.3	Barres comprimées à barrettes de liaison	87
6.4.4	Barres composées à membrures faiblement espacées	89
7	États limites de service	90
7.1	Généralités	90
7.2	États limites de service pour les bâtiments	91
7.2.1	Flèches verticales	91
7.2.2	Flèches horizontales	91
7.2.3	Effets dynamiques	91
Annexe A (informative) Méthode 1 : Facteurs d'interaction k_{ij} pour la formule d'interaction donnée en 6.3.3 (4)		92
Annexe B (informative) Méthode 2 : Facteurs d'interaction k_{ij} pour la formule d'interaction donnée en 6.3.3 (4)		95
Annexe AB (informative) Dispositions supplémentaires concernant le calcul		97
Annexe BB (informative) Flambement de composants de structures de bâtiments		98

Avant-propos

Le présent document (EN 1993-1-1:2005) a été élaboré par le Comité Technique CEN/TC 250 "Eurocodes structuraux", dont le secrétariat est tenu par BSI.

Cette Norme européenne devra recevoir le statut de norme nationale, soit par publication d'un texte identique, soit par entérinement, au plus tard en novembre 2005, et toutes les normes nationales en contradiction devront être retirées au plus tard en mars 2010.

Le présent document remplace l'ENV 1993-1-1.

Selon le Règlement Intérieur du CEN/CENELEC, les instituts de normalisation nationaux des pays suivants sont tenus de mettre cette Norme européenne en application : Allemagne, Autriche, Belgique, Chypre, Danemark, Espagne, Estonie, Finlande, France, Grèce, Hongrie, Irlande, Islande, Italie, Lettonie, Lituanie, Luxembourg, Malte, Norvège, Pays-Bas, Pologne, Portugal, République Tchèque, Royaume-Uni, Slovaquie, Slovénie, Suède et Suisse.

Historique du programme des Eurocodes

En 1975, la Commission des Communautés Européennes arrêta un programme d'actions dans le domaine de la construction, sur la base de l'Article 95 du Traité. L'objectif de ce programme était la levée des obstacles aux échanges commerciaux et l'harmonisation des spécifications techniques.

Dans le cadre de ce programme d'action, la Commission prit l'initiative d'établir un ensemble de règles techniques harmonisées pour le calcul des ouvrages de construction. Ces règles, dans un premier stade, serviraient d'alternative aux règles nationales en vigueur dans les États Membres et, à terme, les remplaceraient.

Pendant quinze ans, la Commission, avec l'aide d'un Comité Directeur comportant des Représentants des États Membres, pilota le développement du programme des Eurocodes, ce qui conduisit au cours des années 80 à la première génération de codes européens.

En 1989, la Commission et les États Membres de l'Union Européenne (UE) et de l'Association Européenne de Libre Échange (AELE) décidèrent, sur la base d'un accord ¹⁾ entre la Commission et le CEN, de transférer au CEN par une série de Mandats l'élaboration et la publication des Eurocodes, afin de leur conférer par la suite un statut de Normes Européennes (EN). Ceci établit *de facto* un lien entre les Eurocodes et les dispositions de toutes les Directives du Conseil et/ou Décisions de la Commission concernant les normes européennes (par exemple la Directive du Conseil 89/106/CEE sur les Produits de Construction – DPC – et les Directives du Conseil 93/37/CEE, 92/50/CEE et 89/440/CEE sur les marchés publics de travaux et services ainsi que les Directives équivalentes de l'AELE destinées à la mise en place du marché intérieur).

Le programme des Eurocodes Structuraux comprend les normes suivantes, chacune étant en général constituée d'un certain nombre de Parties :

- EN 1990, *Eurocode : Bases de calcul des structures*
 - EN 1991, *Eurocode 1 : Actions sur les structures*
 - EN 1992, *Eurocode 2 : Calcul des structures en béton*
-

1) Accord entre la Commission des Communautés Européennes et le Comité Européen de Normalisation (CEN) concernant le travail sur les EUROCODES pour le calcul des ouvrages de bâtiments et de génie civil (BC/CEN/03/89).

- 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 : Calcul des structures pour leur résistance aux séismes*
- EN 1999, *Eurocode 9 : Conception et dimensionnement des structures en aluminium*

Les normes Eurocodes reconnaissent la responsabilité des autorités de réglementaires dans chaque État Membre et ont sauvegardé le droit de celles-ci de déterminer, au niveau national, des valeurs relatives aux questions réglementaires de sécurité, là où ces valeurs continuent à différer d'un État à un autre.

Statut et domaine d'application des Eurocodes

Les États Membres de l'UE et de l'AELE reconnaissent que les Eurocodes servent de documents de référence pour les usages suivants :

- comme moyen de prouver la conformité des bâtiments et des ouvrages de génie civil aux exigences essentielles de la Directive 89/106/CEE du Conseil, en particulier à l'Exigence Essentielle N° 1 - Stabilité et Résistance Mécanique - et à l'Exigence Essentielle N° 2 - Sécurité en cas d'incendie ;
- comme base de spécification des contrats pour les travaux de construction et les services techniques associés ;
- comme cadre d'établissement de spécifications techniques harmonisées pour les produits de construction (EN et ATE).

Les Eurocodes, dans la mesure où les ouvrages eux-mêmes sont concernés par eux, ont un lien direct avec les Documents Interprétatifs ²⁾ auxquels il est fait référence dans l'Article 12 de la DPC, bien qu'ils soient de nature différente de celle des normes de produits harmonisées ³⁾. En conséquence, les aspects techniques des travaux effectués pour les Eurocodes nécessitent d'être pris en considération par les Comités Techniques du CEN et/ou les Groupes de Travail de l'EOTA travaillant sur les normes de produits en vue d'obtenir une complète compatibilité de ces spécifications techniques avec les Eurocodes.

2) Conformément à l'Art. 3.3 de la DPC, les exigences essentielles (EE) doivent recevoir une forme concrète dans les documents interprétatifs (DI) pour assurer les liens nécessaires entre les exigences essentielles et les mandats pour les normes européennes (EN) harmonisées, les ATE et les guides pour ces ATE.

3) Conformément à l'Art. 12 de la DPC les documents interprétatifs doivent :

- a) donner une forme concrète aux exigences essentielles (EE) en harmonisant la terminologie et les bases techniques, et en indiquant des classes ou niveaux pour chaque exigence si nécessaire;
- b) indiquer des méthodes de corrélation de ces classes ou niveaux d'exigence avec les spécifications techniques, par exemple des méthodes de calcul et d'essais, des règles techniques pour le calcul de projets, etc.;
- c) servir de référence pour l'établissement de normes et directives harmonisées pour des agréments techniques européens (ATE).

Les Eurocodes, *de facto*, jouent un rôle similaire pour l'EE 1 et une partie de l'EE 2.

Les normes Eurocodes fournissent des règles de conception structurale communes d'usage quotidien pour le calcul des structures entières et de produits composants, de nature tant traditionnelle ou innovatrice. Les formes de construction ou les conceptions inhabituelles ne sont pas spécifiquement couvertes, et il appartiendra en ces cas au concepteur de se procurer des bases spécialisées supplémentaires.

Normes Nationales transposant les Eurocodes

Les Normes Nationales transposant les Eurocodes comprendront la totalité du texte des Eurocodes (toutes annexes incluses), tel que publié par le CEN ; ce texte peut être précédé d'une page nationale de titres et d'un Avant-Propos National, et peut être suivi d'une Annexe Nationale.

L'Annexe Nationale ne peut seulement contenir que des informations sur les paramètres laissés en attente dans l'Eurocode pour choix national, sous la désignation de Paramètres Déterminés au niveau National, à utiliser pour les projets de bâtiments et ouvrages de génie civil à construits dans le pays concerné ; il s'agit :

- de valeurs de coefficients partiels et/ou classes lorsque des alternatives sont données dans l'Eurocode ;
- de valeurs à utiliser lorsque seul un symbole est donné dans l'Eurocode ;
- de données géographiques et climatiques spécifiques à l'État Membre, par exemple carte d'enneigement ;
- de la procédure à utiliser lorsque des procédures alternatives sont données dans l'Eurocode ;
- de références à des informations complémentaires non contradictoires destinées à assister l'utilisateur pour l'application de l'Eurocode.

Liens entre les Eurocodes et les spécifications techniques harmonisées (EN et ATE) pour les produits

La cohérence est nécessaire entre les spécifications techniques harmonisées pour les produits de construction et les règles techniques pour les ouvrages ⁴⁾. En outre, toute information accompagnant le Marquage CE des produits de construction, se référant aux Eurocodes, doit clairement faire apparaître quels Paramètres Déterminés au niveau National ont été pris en compte.

Informations additionnelles spécifiques à l'EN 1993-1

L'EN 1993 est destiné à être utilisé avec les Eurocodes EN 1990 - *Bases de calcul des structures*, EN 1991 - *Actions sur les structures*, et EN 1992 à EN 1999, lorsqu'il est question de structures en acier ou de composants en acier.

L'EN 1993-1 est la première des six parties de l'EN 1993 – *Calcul des Structures en Acier*. Elle fournit des règles de calcul génériques destinées à être utilisées avec les autres parties EN 1993-2 à EN 1993-6. Elle donne aussi des règles supplémentaires spécifiques aux bâtiments.

L'EN 1993-1 comprend douze sous-parties, EN 1993-1-1 à EN 1993-1-12, chacune concernant des composants en acier, des états limites ou des matériaux spécifiques.

L'EN 1993-1 peut également être utilisé pour le calcul de cas non couverts par les Eurocodes (autres structures, autres actions, autres matériaux) en servant de document de référence pour d'autres Comités Techniques CEN en ce qui concerne des questions de structures.

4) Voir l'Art.3.3 et l'Art.12 de la DPC, ainsi que les articles 4.2, 4.3.1, 4.3.2 et 5.2 de l'DI 1.

L'EN 1993-1 est destiné à être utilisé par :

- les commissions élaborant des normes d'exécution, d'essais, de produits concernées par le calcul ;
- les clients (par exemple pour la formulation de leurs exigences particulières) ;
- les concepteurs et les constructeurs ;
- les autorités concernées.

Les valeurs numériques données pour les coefficients partiels et autres paramètres de fiabilité sont recommandées comme valeurs de base donnant un niveau de fiabilité acceptable. Elles ont été choisies en prenant pour hypothèse l'application d'un niveau approprié d'exécution et de gestion de la qualité.

Annexe nationale pour l'EN 1993-1-1

La présente norme donne des procédures, valeurs et recommandations alternatives pour des classes avec des notes indiquant les cas où des choix nationaux peuvent être opérés. Par conséquent, il convient que la Norme Nationale mettant en œuvre l'EN 1993-1-1 comporte une Annexe Nationale comprenant tous les Paramètres Déterminés au niveau National (PDN) à utiliser pour le calcul des structures en acier devant être construites dans le pays concerné.

Dans l'EN 1993-1-1, le choix national est autorisé dans les articles suivants :

- 2.3.1(1)
- 3.1(2)
- 3.2.1(1)
- 3.2.2(1)
- 3.2.3(1)
- 3.2.3(3)B
- 3.2.4(1)B
- 5.2.1(3)
- 5.2.2(8)
- 5.3.2(3)
- 5.3.2(11)
- 5.3.4(3)
- 6.1(1)
- 6.1(1)B
- 6.3.2.2(2)
- 6.3.2.3(1)
- 6.3.2.3(2)
- 6.3.2.4(1)B
- 6.3.2.4(2)B
- 6.3.3(5)
- 6.3.4(1)
- 7.2.1(1)B
- 7.2.2(1)B
- 7.2.3(1)B
- BB.1.3(3)B

1 Généralités

1.1 Domaine d'application

1.1.1 Domaine d'application de l'Eurocode 3

(1) L'Eurocode 3 s'applique au calcul des bâtiments et des ouvrages de génie civil en acier. Il est conforme aux principes et exigences concernant la sécurité et l'aptitude au service des structures, les bases de leur calcul et leur vérification qui sont donnés dans l'EN 1990 – *Bases de calcul des structures*.

(2) L'Eurocode 3 concerne uniquement les exigences de résistance, d'aptitude au service, de durabilité et de résistance au feu des structures en acier. Les autres exigences, par exemple concernant l'isolation thermique ou phonique, ne sont pas considérées.

(3) L'Eurocode 3 est destiné à être utilisé en conjonction avec les documents suivants :

- EN 1990, *Bases de calcul des structures*
- EN 1991, *Actions sur les structures*
- EN, ATE et Guides ATE pour les produits de construction concernant les structures en acier
- EN 1090, *Exécution des structures en acier et des structures en aluminium*
- EN 1992 à EN 1999 lorsque des structures en acier ou des composants en acier sont concernés

(4) L'Eurocode 3 est subdivisé en différentes parties :

EN 1993-1, *Calcul des structures en acier – Partie 1 : Règles générales et règles pour les bâtiments*

EN 1993-2, *Calcul des structures en acier – Partie 2 : Ponts métalliques*

EN 1993-3, *Calcul des structures en acier – Partie 3 : Tours, mâts et cheminées*

EN 1993-4, *Calcul des structures en acier – Partie 4 : Silos, réservoirs et canalisations*

EN 1993-5, *Calcul des structures en acier – Partie 5 : Pieux et palplanches*

EN 1993-6, *Calcul des structures en acier – Partie 6 : Chemins de roulement*

(5) Les EN 1993-2 à EN 1993-6 font référence aux règles génériques de l'EN 1993-1 et leurs propres règles complètent ces règles génériques.

(6) L'EN 1993-1, *Calcul des structures en acier – Règles générales et règles pour les bâtiments* comprend :

EN 1993-1-1, *Calcul des structures en acier – Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments*

EN 1993-1-2, *Calcul des structures en acier – Partie 1-2 : Règles générales - Calcul du comportement au feu*

EN 1993-1-3, *Calcul des structures en acier – Partie 1-3 : Profilés et plaques formés à froid*

EN 1993-1-4, *Calcul des structures en acier – Partie 1-4 : Aciers inoxydables*

EN 1993-1-5, *Calcul des structures en acier – Partie 1-5 : Plaques planes chargées dans leur plan*

EN 1993-1-6, *Calcul des structures en acier – Partie 1-6 : Coques*

EN 1993-1-7, *Calcul des structures en acier – Partie 1-7 : Plaques planes chargées transversalement à leur plan*

EN 1993-1-8, *Calcul des structures en acier – Partie 1-8 : Calcul des assemblages*

EN 1993-1-9, *Calcul des structures en acier – Partie 1-9 : Fatigue*

EN 1993-1-10, *Calcul des structures en acier – Partie 1-10 : Choix des qualités d'acier*

EN 1993-1-11, *Calcul des structures en acier – Partie 1-11 : Calcul des structures à câbles, tirants ou autres éléments tendus*

EN 1993-1-12, *Calcul des structures en acier – Partie 1-12 : Règles additionnelles pour l'utilisation de l'EN 1993 jusqu'aux nuances d'acier S700*

1.1.2 Domaine d'application de la Partie 1.1 de l'Eurocode 3

(1) L'EN 1993-1-1 donne des règles de calcul fondamentales pour les structures en acier avec des épaisseurs de matériau $t \geq 3$ mm. Elle énonce également des spécifications supplémentaires pour le calcul structural des bâtiments en acier. Ces spécifications supplémentaires sont repérées par la lettre "B" ajoutée à la suite du numéro d'article, comme ceci ()B.

NOTE Pour les éléments minces formés à froid et les épaisseurs de plaque $t < 3$ mm, voir l'EN 1993-1-3.

(2) Les sujets suivants sont traités dans l'EN 1993-1-1 :

Chapitre 1 : Généralités

Chapitre 2 : Bases de calcul

Chapitre 3 : Matériaux

Chapitre 4 : Durabilité

Chapitre 5 : Analyse structurale

Chapitre 6 : États limites ultimes

Chapitre 7 : États limites de service

(3) Les Chapitres 1 et 2 donnent des règles complémentaires à celles données dans l'EN 1990 - *Bases de calcul des structures*.

(4) Le Chapitre 3 traite des propriétés de matériau des produits en aciers de construction faiblement alliés.

(5) Le Chapitre 4 énonce des règles générales pour la durabilité.

(6) Le Chapitre 5 concerne l'analyse structurale des structures pour lesquelles, dans l'analyse globale, les barres peuvent être modélisées avec une précision suffisante comme éléments filaires.

(7) Le Chapitre 6 donne des règles détaillées pour le calcul des sections transversales et des barres.

(8) Le Chapitre 7 donne des règles pour l'aptitude au service.

1.2 Références normatives

Les documents de référence suivants sont indispensables pour l'application du présent document. Pour les références datées, seule l'édition citée s'applique. Pour les références non datées, la dernière édition du document de référence s'applique (y compris les éventuels amendements).

1.2.1 Normes de référence générales

EN 1090, *Exécution des structures en acier*.

EN ISO 12944, *Peintures et vernis – Anticorrosion des structures en acier par systèmes de peinture*.

EN 1461, *Revêtements par galvanisation à chaud sur produits finis ferreux*.

1.2.2 Normes de référence pour l'acier de construction soudable

EN 10025-1:2004, *Produits laminés à chaud en aciers de construction – Partie 1 : Conditions générales techniques de livraison*.

EN 10025-2:2004, *Produits laminés à chaud en aciers de construction – Partie 2 : Conditions techniques de livraison pour les aciers de construction non alliés*.

EN 10025-3:2004, *Produits laminés à chaud en aciers de construction – Partie 3 : Conditions techniques de livraison pour les aciers de construction soudables à grains fins à l'état normalisé/laminage normalisé*.

EN 10025-4:2004, *Produits laminés à chaud en aciers de construction – Partie 4 : Conditions techniques de livraison pour les aciers de construction soudables à grains fins obtenus par laminage thermomécanique*.

EN 10025-5:2004, *Produits laminés à chaud en aciers de construction – Partie 5 : Conditions techniques de livraison pour les aciers de construction à résistance améliorée à la corrosion atmosphérique*.

EN 10025-6:2004, *Produits laminés à chaud en aciers de construction – Partie 6 : Conditions techniques de livraison pour produits plats en acier à haute limite d'élasticité à l'état trempé et revenu*.

EN 10164:1993, *Aciers de construction à caractéristiques de déformation améliorées dans le sens perpendiculaire à la surface du produit – Conditions techniques de livraison*.

EN 10210-1:1994, *Profilés creux pour la construction finis à chaud en aciers de construction non alliés et à grains fins – Partie 1 : Conditions techniques de livraison*.

EN 10219-1:1997, *Profilés creux pour la construction formés à froid en aciers de construction non alliés et à grains fins - Partie 1 : Conditions techniques de livraison*.

1.3 Hypothèses

(1) Outre les hypothèses générales de l'EN 1990 les hypothèses suivantes s'appliquent :

— la fabrication et le montage sont conformes à l'EN 1090

1.4 Distinction entre principes et règles d'application

(1) Les règles données dans l'Article 1.4 de l'EN 1990 s'appliquent.

1.5 Termes et définitions

(1) Les règles données dans l'Article 1.5 de l'EN 1990 s'appliquent.

(2) Les termes et définitions suivants sont utilisés dans l'EN 1993-1-1 avec les significations définies ci-après.

1.5.1

ossature

tout ou partie d'une structure, comprenant un ensemble d'éléments structuraux directement assemblés, conçus de façon à agir ensemble pour résister aux charges; ce terme se réfère aussi bien aux ossatures avec assemblages résistant aux moments qu'aux ossatures triangulées et couvre aussi bien les ossatures planes que les ossatures spatiales

1.5.2

sous-ossature

ossature faisant partie d'une ossature plus grande, mais qui est traitée comme une ossature distincte dans une analyse de structure

1.5.3

type de modélisation structurale

termes utilisés pour opérer une distinction entre les ossatures :

- **semi-continues**, pour lesquelles les propriétés structurales des barres et des assemblages nécessitent d'être prises explicitement en compte dans l'analyse globale ;
- **continues**, pour lesquelles seules les propriétés structurales des barres nécessitent d'être prises en compte dans l'analyse globale ;
- **réticulées**, pour lesquelles il n'est pas exigé des assemblages qu'ils résistent aux moments

1.5.4

analyse globale

détermination d'une distribution cohérente de sollicitations dans une structure, en équilibre avec un ensemble particulier d'actions agissant sur la structure

1.5.5

longueur d'épure

dans un plan donné, distance entre deux points adjacents au niveau desquels une barre est tenue vis-à-vis du déplacement latéral dans ce plan, ou entre un tel point et l'extrémité de l'élément

1.5.6

longueur de flambement

longueur d'épure d'une barre bi-articulée par ailleurs similaire à la barre ou au tronçon de barre considéré et possédant la même résistance au flambement

1.5.7

effet de traînage de cisaillement

distribution non uniforme des contraintes dans les semelles larges résultant des déformations de cisaillement; cette distribution est prise en compte en utilisant une largeur "participante" réduite de semelle dans l'évaluation de la sécurité

1.5.8

dimensionnement en capacité

méthode de dimensionnement permettant à une barre d'atteindre sa capacité de déformation plastique, en procurant un surplus de résistance à ses attaches et autres éléments qui lui sont assemblés

1.5.9

barre uniforme

barre possédant une section transversale constante sur toute sa longueur

1.6 Symboles

- (1) Pour les besoins de la présente norme, les symboles suivants s'appliquent.
- (2) D'autres symboles sont définis où ils apparaissent la première fois.

NOTE Les symboles sont ordonnés par ordre d'apparition dans l'EN 1993-1-1. Des symboles peuvent avoir plusieurs significations.

Section 1

$x-x$	axe longitudinal d'une barre
$y-y$	axe de section transversale
$z-z$	axe de section transversale
$u-u$	axe principal de forte inertie (lorsqu'il ne coïncide pas avec l'axe $y-y$)
$v-v$	axe principal de faible inertie (lorsqu'il ne coïncide pas avec l'axe $z-z$)
b	largeur d'une section
h	hauteur d'une section
d	hauteur de la partie droite d'une âme
t_w	épaisseur d'âme
t_f	épaisseur de semelle
r	rayon de congé
r_1	rayon de congé
r_2	rayon d'arrondi
t	épaisseur

Section 2

P_k	valeur nominale de l'effet de précontrainte imposé pendant la construction
G_k	valeur nominale de l'effet des actions permanentes
X_K	valeurs caractéristiques de propriétés de matériau
X_n	valeurs nominales de propriétés de matériau
R_d	valeur de calcul de la résistance
R_k	valeur caractéristique de la résistance
γ_M	coefficient partiel général
γ_{Mi}	coefficient partiel particulier

γ_{Mf}	coefficient partiel pour la fatigue
η	coefficient de conversion
a_d	valeur de calcul d'une donnée géométrique

Section 3

f_y	limite d'élasticité
f_u	résistance à la traction
R_{eh}	limite d'élasticité tirée des normes de produits
R_m	résistance à la traction tirée des normes de produits
A_0	aire initiale de section transversale
ε_y	déformation élastique limite
ε_u	déformation limite à la traction
Z_{Ed}	valeur Z requise résultant de la grandeur des déformations provoquées par le retrait du métal bridé sous les cordons de soudure
Z_{Rd}	valeur de calcul de la capacité du matériau à éviter l'arrachement lamellaire
E	module d'élasticité longitudinale
G	module de cisaillement
ν	coefficient de Poisson en phase élastique
α	coefficient de dilatation thermique linéaire

Section 5

α_{cr}	coefficient par lequel les charges de calcul devraient être multipliées pour provoquer l'instabilité élastique dans un mode global
F_{Ed}	chargement de calcul sur la structure
F_{cr}	charge de flambement critique élastique pour l'instabilité dans un mode global, calculée avec les rigidités élastiques initiales
H_{Ed}	valeur de calcul de la résultante horizontale, au niveau de la partie inférieure de l'étage, des charges horizontales réelles et fictives
V_{Ed}	valeur de calcul de la charge verticale totale, au niveau de la partie inférieure de l'étage
$\delta_{H,Ed}$	déplacement horizontal relatif de la partie supérieure de l'étage par rapport à sa partie inférieure
h	hauteur d'étage

$\bar{\lambda}$	élancement réduit
N_{Ed}	valeur de calcul de l'effort normal
ϕ	défaut initial global d'aplomb
ϕ_0	valeur de base du défaut initial global d'aplomb
α_h	coefficient de réduction applicable pour la hauteur h des poteaux
h	hauteur de la structure
α_m	coefficient de réduction pour le nombre de poteaux dans une file
m	nombre de poteaux dans une file
e_0	amplitude maximale d'une imperfection de barre
L	longueur d'une barre
η_{init}	amplitude de la déformée du mode de flambement critique élastique
η_{cr}	allure de la déformée du mode de flambement critique élastique
$e_{0,d}$	valeur de calcul de l'amplitude maximale d'une imperfection
M_{Rk}	valeur caractéristique du moment résistant de la section transversale critique
N_{Rk}	valeur caractéristique de l'effort normal résistant de la section transversale critique
α	facteur d'imperfection
$EI \eta_{cr}''$	moment fléchissant dû à la déformée η_{cr} , au droit de la section transversale critique
χ	coefficient de réduction pour la courbe de flambement appropriée
$\alpha_{ult,k}$	coefficient minimal d'amplification des efforts pour atteindre la résistance, sans prendre en compte le flambement
α_{crit}	coefficient minimal d'amplification des efforts pour atteindre le flambement critique élastique
q	force équivalente de stabilisation, par unité de longueur
δ_q	flèche du système de contreventement dans le plan de stabilisation
q_d	force équivalente de calcul, par unité de longueur
M_{Ed}	valeur de calcul du moment fléchissant
k	coefficient pour $e_{0,d}$
ε	déformation

σ	contrainte
$\sigma_{com,Ed}$	contrainte maximale de compression de calcul exercée dans une paroi de section
ℓ	longueur
ε	coefficient dépendant de f_y
c	largeur ou hauteur d'une paroi de section transversale
α	portion comprimée d'une paroi de section transversale
ψ	rapport de contraintes ou de déformations
k_σ	coefficient de voilement de paroi de section
d	diamètre extérieur de sections tubulaires circulaires

Section 6

γ_{M0}	coefficient partiel pour résistance des sections transversales, quelle que soit la classe de section
γ_{M1}	coefficient partiel pour résistance des barres aux instabilités, évaluée par vérifications de barres
γ_{M2}	coefficient partiel pour résistance à la rupture des sections transversales en traction
$\sigma_{x,Ed}$	valeur de calcul de la contrainte longitudinale locale
$\sigma_{z,Ed}$	valeur de calcul de la contrainte transversale locale
τ_{Ed}	valeur de calcul de la contrainte de cisaillement locale
N_{Ed}	valeur de calcul de l'effort normal
$M_{y,Ed}$	valeur de calcul du moment fléchissant par rapport à l'axe y - y
$M_{z,Ed}$	valeur de calcul du moment fléchissant par rapport à l'axe z - z
N_{Rd}	valeurs de calcul de résistances à l'effort normal
$M_{y,Rd}$	valeurs de calcul de résistances à la flexion par rapport à l'axe y - y
$M_{z,Rd}$	valeurs de calcul de résistances à la flexion par rapport à l'axe z - z
s	pas en quinconce, l'entraxe de deux trous consécutifs dans la ligne, mesuré parallèlement à l'axe de la barre
p	entraxe des deux mêmes trous mesurés perpendiculairement à l'axe de la barre
n	nombre de trous situés sur toute ligne diagonale ou en zigzag s'étendant sur la largeur de la barre ou partie de la barre
d_0	diamètre de trou

e_N	décalage de l'axe neutre de l'aire efficace A_{eff} par rapport au centre de gravité de la section brute
ΔM_{Ed}	moment additionnel dû au décalage de l'axe neutre de l'aire efficace A_{eff} par rapport au centre de gravité de la section brute
A_{eff}	aire efficace de section transversale
$N_{t,Rd}$	valeurs de calcul de résistances à la traction
$N_{pl,Rd}$	valeur de calcul de la résistance plastique de la section transversale brute
$N_{u,Rd}$	valeur de calcul de la résistance ultime de la section transversale nette au droit des trous de fixation
A_{net}	aire nette de section transversale
$N_{net,Rd}$	valeur de calcul de la résistance plastique de la section nette en traction au droit des trous de fixation
$N_{c,Rd}$	valeur de calcul de la résistance de la section transversale à la compression uniforme
$M_{c,Rd}$	valeur de calcul de la résistance à la flexion par rapport à un axe principal de la section
W_{pl}	module plastique de section
$W_{el,min}$	module élastique minimal de section
$W_{eff,min}$	module minimal de section efficace
A_f	aire de la semelle en traction
$A_{f,net}$	aire nette de la semelle tendue
V_{Ed}	valeur de calcul de l'effort tranchant
$V_{c,Rd}$	valeur de calcul de la résistance au cisaillement
$V_{pl,Rd}$	valeur de calcul de la résistance plastique au cisaillement
A_v	aire de cisaillement
η	coefficient pour l'aire de cisaillement
S	moment statique d'aire
I	moment d'inertie de flexion de section transversale
A_w	est l'aire de l'âme
A_f	aire d'une semelle
T_{Ed}	valeur de calcul de moments de torsion
T_{Rd}	valeurs de calcul de résistances à la torsion

$T_{t,Ed}$	valeur de calcul du moment de torsion de Saint-Venant
$T_{w,Ed}$	valeur de calcul du moment de torsion non uniforme (gauchissement)
$\tau_{t,Ed}$	contraintes de cisaillement provoquées par la torsion de Saint-Venant
$\tau_{w,Ed}$	contraintes de cisaillement provoquées par la torsion non uniforme
$\sigma_{w,Ed}$	contraintes normales longitudinales provoquées par le bi-moment B_{Ed}
B_{Ed}	bi-moment
$V_{pl,T,Rd}$	valeur de calcul de la résistance au cisaillement réduite par la présence d'un moment de torsion
ρ	coefficient de réduction pour déterminer les valeurs de calcul des résistances à la flexion réduites par la présence d'efforts tranchants
$M_{V,Rd}$	valeurs de calcul de résistances à la flexion réduites par la présence d'efforts tranchants
$M_{N,Rd}$	valeurs de calcul des résistances à la flexion réduites par la présence d'effort normal
n	rapport de la valeur de calcul de l'effort normal à la valeur de calcul de la résistance plastique de la section brute à l'effort normal
a	rapport de l'aire de l'âme à l'aire de section brute
α	paramètre introduisant l'effet de flexion bi-axiale
β	paramètre introduisant l'effet de flexion bi-axiale
$e_{N,y}$	décalage du centre de gravité de l'aire efficace A_{eff} par rapport à celui de la section brute (axe y - y)
$e_{N,z}$	décalage du centre de gravité de l'aire efficace A_{eff} par rapport à celui de la section brute (axe z - z)
$W_{eff,min}$	module minimal de section efficace
$N_{b,Rd}$	valeur de calcul de la résistance de la barre comprimée au flambement
χ	coefficient de réduction pour le mode de flambement approprié
Φ	valeur pour déterminer le coefficient de réduction χ
a_0, a, b, c, d	dénominations de courbes de flambement
N_{cr}	effort normal critique de flambement élastique pour le mode de flambement approprié, basé sur les propriétés de section transversale brute
i	rayon de giration par rapport à l'axe approprié, déterminé en utilisant les propriétés de section transversale brute
λ_1	valeur d'élancement pour déterminer l'élancement réduit
$\bar{\lambda}_T$	élancement réduit pour le flambement par torsion ou par flexion-torsion

$N_{cr,TF}$	effort critique de flambement élastique par flexion-torsion
$N_{cr,T}$	effort critique de flambement élastique par torsion
$M_{b,Rd}$	valeur de calcul de la résistance au déversement
χ_{LT}	coefficient de réduction pour le déversement
Φ_{LT}	valeur pour déterminer le coefficient de réduction χ_{LT}
α_{LT}	facteur d'imperfection
$\bar{\lambda}_{LT}$	élancement réduit pour le déversement
M_{cr}	moment critique pour le déversement élastique
$\bar{\lambda}_{LT,0}$	longueur du plateau des courbes de déversement pour profils laminés
β	facteur de correction de courbes de déversement pour profils laminés
$\chi_{LT,mod}$	coefficient de réduction modifié pour le déversement
f	facteur de modification de χ_{LT}
k_c	facteur de correction d'élancement prenant en compte la distribution des moments
ψ	rapport de moments d'extrémité
L_c	distance entre maintiens latéraux
$\bar{\lambda}_f$	élancement de semelle comprimée équivalente
i_{fz}	rayon de giration de semelle comprimée, par rapport à l'axe faible de la section
$I_{eff,f}$	moment d'inertie de flexion efficace de semelle comprimée, par rapport à l'axe faible de la section
$A_{eff,f}$	aire efficace de la semelle comprimée
$A_{eff,w,c}$	aire efficace de la partie comprimée de l'âme
$\bar{\lambda}_{c0}$	paramètre d'élancement
$k_{f\ell}$	facteur de modification
ΔM_y	moments provoqués par le décalage de l'axe neutre y - y
ΔM_z	moments provoqués par le décalage de l'axe neutre z - z
χ_y	coefficient de réduction dû au flambement par flexion (axe y - y)
χ_z	coefficient de réduction dû au flambement par flexion (axe z - z)

k_{yy}	facteur d'interaction
k_{yz}	facteur d'interaction
k_{zy}	facteur d'interaction
k_{zz}	facteur d'interaction
$\bar{\lambda}_{op}$	élancement réduit global d'un composant structural pour l'instabilité hors-plan
χ_{op}	coefficient de réduction calculé pour l'élancement réduit $\bar{\lambda}_{op}$
$\alpha_{ult,k}$	facteur minimal d'amplification à appliquer aux charges de calcul pour atteindre la résistance caractéristique de la section transversale la plus critique
$\alpha_{cr,op}$	facteur minimal d'amplification à appliquer aux charges de calcul agissant dans le plan pour atteindre la résistance critique élastique au flambement latéral ou au déversement
N_{Rk}	valeur caractéristique de la résistance à la compression
$M_{y,Rk}$	valeur caractéristique de la résistance à la flexion par rapport à l'axe y - y
$M_{z,Rk}$	valeur caractéristique de la résistance à la flexion par rapport à l'axe z - z
Q_m	force locale appliquée à chaque barre stabilisée au droit des rotules plastiques
L_{stable}	longueur stable d'un tronçon de barre
L_{ch}	longueur de flambement de membrure
h_0	distance entre centres de gravité des membrures d'un poteau composé
a	distance entre points de maintiens des membrures
α	angle entre axes des membrures et treillis
i_{min}	rayon de giration minimal de cornières simples
A_{ch}	aire d'une membrure de poteau composé
$N_{ch,Ed}$	valeur de calcul de l'effort de compression dans la membrure agissant à mi-longueur de la barre composée
M_{Ed}^I	valeur de calcul du moment maximal de flexion agissant à mi-longueur de la barre composée
I_{eff}	moment d'inertie de flexion efficace de la barre composée
S_v	rigidité de cisaillement des modules de treillis ou de barrettes
n	nombre de plans de treillis
A_d	aire de diagonale d'un poteau composé

d	longueur de diagonale d'un poteau composé
A_V	aire de montant (ou d'élément transversal) d'un poteau composé
I_{ch}	moment d'inertie de flexion dans le plan pour une membrure
I_b	moment d'inertie de flexion dans le plan pour une barrette
μ	facteur d'efficacité
i_y	rayon de giration (axe y - y)

Annexe A

C_{my}	facteur de moment uniforme équivalent
C_{mz}	facteur de moment uniforme équivalent
C_{mLT}	facteur de moment uniforme équivalent
μ_y	facteur
μ_z	facteur
$N_{cr,y}$	effort normal critique de flambement élastique par flexion selon l'axe y - y
$N_{cr,z}$	effort normal critique de flambement élastique par flexion selon l'axe z - z
C_{yy}	facteur
C_{yz}	facteur
C_{zy}	facteur
C_{zz}	facteur
w_y	facteur
w_z	facteur
n_{pl}	facteur
$\bar{\lambda}_{\max}$	minimum de $\bar{\lambda}_y$ et $\bar{\lambda}_z$
b_{LT}	facteur
c_{LT}	facteur
d_{LT}	facteur
e_{LT}	facteur
ψ_y	rapport des moments d'extrémité (axe y - y)

$C_{my,0}$	facteur
$C_{mz,0}$	facteur
a_{LT}	facteur
I_T	inertie de torsion de St. Venant
I_y	moment d'inertie de flexion autour de l'axe y - y
$M_{i,Ed}(x)$	moment de flexion maximal au premier ordre
$ \delta_x $	flèche maximale locale le long de la barre

Annexe B

α_s	facteur
α_h	facteur
C_m	facteur de moment uniforme équivalent

Annexe AB

γ_G	coefficient partiel pour les charges permanentes
G_k	valeur caractéristique des charges permanentes
γ_Q	coefficient partiel pour les charges variables
Q_k	valeur caractéristique des charges variables

Annexe BB

$\bar{\lambda}_{eff,v}$	élancement réduit pour le flambement par rapport à l'axe v - v
$\bar{\lambda}_{eff,y}$	élancement réduit pour le flambement par rapport à l'axe y - y
$\bar{\lambda}_{eff,z}$	élancement réduit pour le flambement par rapport à l'axe z - z
L	longueur de la poutre
L_{cr}	longueur de flambement
S	rigidité de cisaillement procurée par la tôle à la poutre
I_w	inertie de gauchissement
$C_{\varnothing,k}$	rigidité en rotation procurée au niveau de la poutre par l'élément continu stabilisant et les fixations
K_v	facteur pour considérer le type d'analyse

K_{ϑ}	facteur de prise en compte de la distribution des moments et du type de maintien
$C_{\vartheta R,k}$	rigidité en rotation procurée à la poutre par l'élément continu stabilisant, en supposant une fixation rigide sur la poutre
$C_{\vartheta C,k}$	rigidité en rotation de la fixation entre la poutre et l'élément continu stabilisant
$C_{\vartheta D,k}$	rigidité en rotation résultant d'une analyse des déformations de distorsion des sections transversales de la poutre
L_m	longueur stable entre maintiens latéraux adjacents
L_k	longueur stable entre maintiens en torsion
L_s	longueur stable entre une rotule plastique et un maintien en torsion adjacent
C_1	coefficient pour prise en compte de la distribution du moment
C_m	coefficient correcteur pour prise en compte de la variation linéaire du moment
C_n	coefficient correcteur pour prise en compte de la variation non linéaire du moment
a	distance entre le centre de gravité de la barre contenant la rotule plastique et celui des barres qui assurent le maintien
B_0	facteur
B_1	facteur
B_2	facteur
η	rapport d'efforts normaux critiques
i_s	rayon de giration relative au centre de gravité de la barre assurant le maintien
β_t	rapport du moment d'extrémité le plus petit en valeur algébrique au moment d'extrémité le plus grand
R_1	valeur de moment à un endroit spécifique dans la barre
R_2	valeur de moment à un endroit spécifique dans la barre
R_3	valeur de moment à un endroit spécifique dans la barre
R_4	valeur de moment à un endroit spécifique dans la barre
R_5	valeur de moment à un endroit spécifique dans la barre
R_E	la plus grande des deux valeurs R_1 ou R_5
R_s	valeur maximale du moment dans la longueur L_y
c	coefficient de variation de hauteur

h_h	hauteur additionnelle du renfort ou due à la variation de hauteur
$h_{\max}$	hauteur maximale de section transversale sur la longueur L_y
$h_{\min}$	hauteur minimale de section transversale sur la longueur L_y
h_s	hauteur verticale de la section en dehors du renfort
L_h	longueur du renfort sur la longueur L_y
L_y	distance entre les points où la semelle comprimée est maintenue latéralement

1.7 Conventions pour les axes des barres

(1) La convention pour les axes des barres est la suivante :

- $x-x$ - sur la longueur de la barre
- $y-y$ - axe de la section transversale
- $z-z$ - axe de la section transversale

(2) Pour les barres en acier, les conventions utilisées pour les axes de section transversale sont :

— d'une manière générale :

- $y-y$ - axe de section transversale parallèle aux semelles ;
- $z-z$ - axe de section transversale perpendiculaire aux semelles ;

— pour les cornières :

- $y-y$ - axe parallèle à l'aile la plus petite ;
- $z-z$ - axe perpendiculaire à l'aile la plus petite ;

— quand nécessaire :

- $u-u$ - axe principal de forte inertie (lorsqu'il ne coïncide pas avec l'axe yy) ;
- $v-v$ - axe principal de faible inertie (lorsqu'il ne coïncide pas avec l'axe zz).

(3) Les symboles utilisés pour les dimensions et les axes de section transversale des profilés laminés en acier sont indiqués à la Figure 1.1.

(4) La convention utilisée pour les indices indiquant les axes pour les moments est la suivante : "Utiliser l'axe autour duquel le moment agit."

NOTE Toutes les règles données dans le présent Eurocode se rapportent aux propriétés des axes principaux, définis en général par les axes $y-y$ et $z-z$ ou, pour des sections telles que des cornières, par les axes $u-u$ et $v-v$.

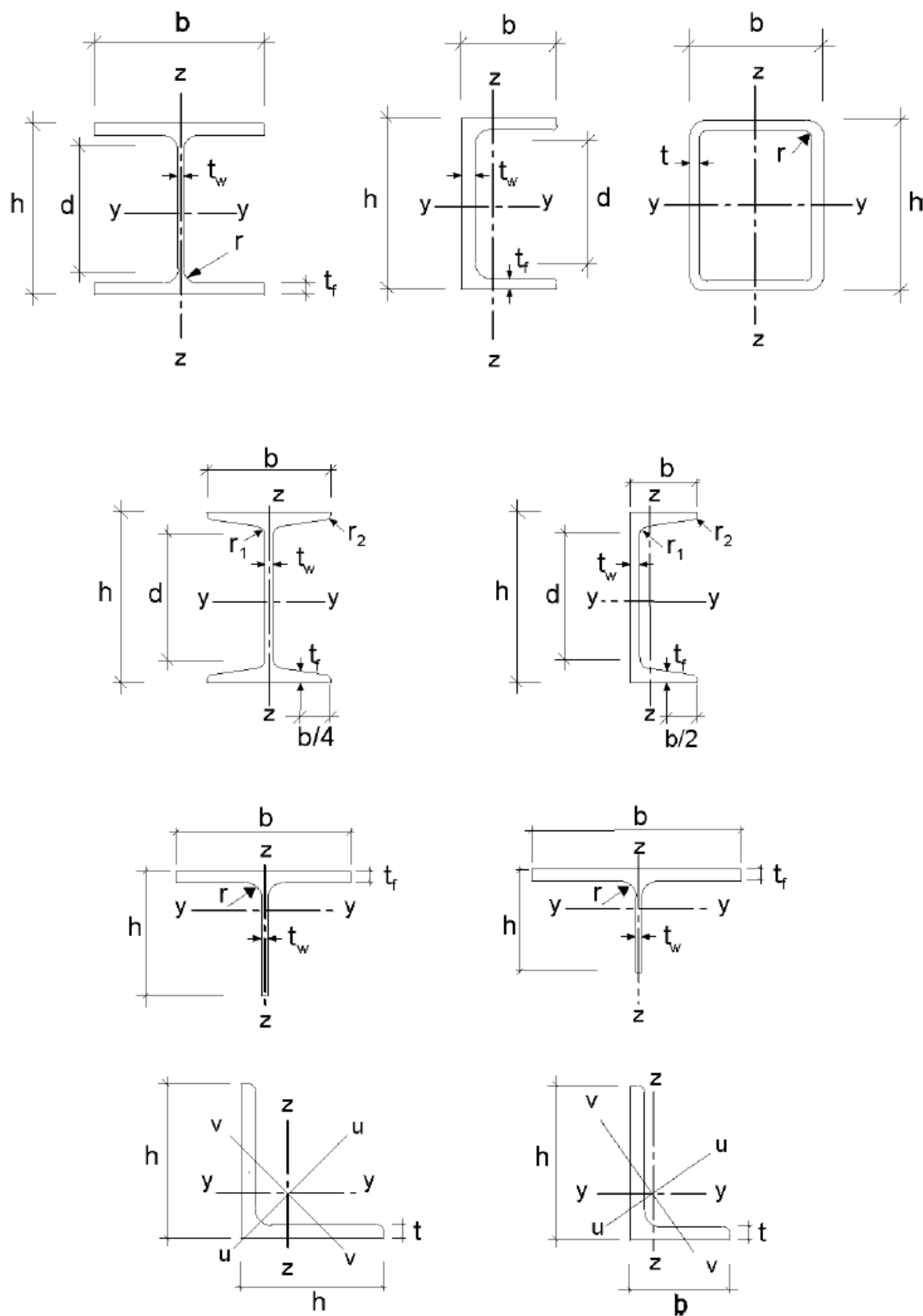


Figure 1.1 — Dimensions et axes des sections

2 Bases de calcul

2.1 Exigences

2.1.1 Exigences fondamentales

- (1)P Le calcul des structures en acier doit être conforme aux règles générales données dans l'EN 1990.
- (2) Il convient d'appliquer également les dispositions supplémentaires données dans ce chapitre pour les structures en acier.
- (3) Il convient de considérer les exigences fondamentales de l'EN 1990 Chapitre 2 satisfaites lorsque le calcul aux états limites est utilisé conjointement avec la méthode des coefficients partiels et les combinaisons de charges définies dans l'EN 1990, et les actions données dans l'EN 1991.
- (4) Il convient d'appliquer les règles pour les résistances, l'aptitude au service et la durabilité énoncées dans les différentes parties de l'EN 1993.

2.1.2 Gestion de la fiabilité

- (1) Lorsque différents niveaux de fiabilité sont exigés, il est recommandé de les atteindre par un choix approprié de gestion de la qualité lors du calcul et de l'exécution, conformément à l'EN 1990 Annexe C et à l'EN 1090.

2.1.3 Durée de vie de calcul, durabilité et robustesse

2.1.3.1 Généralités

- (1) Selon le type d'action affectant la durabilité et la durée de vie de calcul (voir l'EN 1990), il convient que les structures en acier soient :

- conçues pour résister à la corrosion grâce à :
 - une protection de surface appropriée (voir l'EN ISO 12944) ;
 - l'utilisation d'acier patinable ;
 - l'utilisation d'acier inoxydable (voir l'EN 1993-1-4) ;
- dotées de détails constructifs assurant une durée de vie à la fatigue suffisante (voir l'EN 1993-1-9) ;
- conçues pour résister à l'usure ;
- conçues pour résister aux actions accidentelles (voir l'EN 1991-1-7) ;
- inspectées et entretenues.

2.1.3.2 Durée de vie de calcul pour les bâtiments

- (1)B Il convient de considérer la durée de vie de calcul comme étant la période pendant laquelle une structure de bâtiment est prévue pour être utilisée conformément à sa destination.
- (2)B Pour la spécification de la durée de vie de calcul prévue d'un bâtiment permanent, voir le Tableau 2.1 de l'EN 1990.
- (3)B Pour les éléments structuraux ne pouvant être conçus pour la totalité de la durée de vie de calcul du bâtiment, voir 2.1.3.3 (3)B.

2.1.3.3 Durabilité pour les bâtiments

(1)B Afin d'assurer leur durabilité, il convient que les bâtiments et leurs composants soient calculés pour les actions résultant de l'environnement et la fatigue le cas échéant, ou sinon protégés de leurs effets.

(2)B Il convient de prendre en compte les effets de la détérioration des matériaux, de la corrosion ou de la fatigue le cas échéant, par un choix approprié des matériaux, voir l'EN 1993-1-4 et l'EN 1993-1-10, et des détails constructifs, voir l'EN 1993-1-9, ou par une redondance structurale et le choix d'un système de protection anticorrosion approprié.

(3)B Lorsqu'un bâtiment comprend des composants qui nécessitent de pouvoir être remplacés (par exemple les appuis dans des zones de tassement du sol), il convient de vérifier en tant que situation de calcul temporaire la possibilité de procéder à ce remplacement en toute sécurité.

2.2 Principes du calcul aux états limites

(1) Les résistances des sections transversales et des barres spécifiées dans le présent Eurocode 3 pour les états limites tels qu'ils sont définis dans l'EN 1990, 3.3 sont basées sur des essais au cours desquels le matériau a montré une ductilité suffisante pour l'application de modèles de calcul simplifiés.

(2) Les résistances spécifiées dans la présente Partie d'Eurocode peuvent donc être utilisées lorsque les conditions sur les matériaux données dans le Chapitre 3 sont satisfaites.

2.3 Variables de base

2.3.1 Actions et influences de l'environnement

(1) Pour le calcul des structures en acier, il convient de prendre les actions dans l'EN 1991. Pour les combinaisons d'actions et les coefficients partiels pour les actions, voir l'Annexe A de l'EN 1990.

NOTE 1 L'Annexe Nationale peut définir des actions pour des situations régionales ou climatiques ou accidentelles particulières.

NOTE 2B Pour l'utilisation du chargement proportionnel dans le cadre d'une approche incrémentale, voir l'Annexe AB.1.

NOTE 3B Pour une disposition simplifiée des charges, voir l'Annexe AB.2.

(2) En phase de montage, il convient de prendre les actions dans l'EN 1991-1-6.

(3) Lorsqu'il est nécessaire de considérer les effets de tassements absolus ou différentiels prévus, il convient d'utiliser les estimations au mieux des déformations imposées.

(4) Il convient de considérer les effets de tassements différentiels, de déformations imposées ou autres formes de précontraintes imposées au cours du montage en tant qu'actions permanentes définies par leur valeur nominale P_k et de les grouper avec d'autres actions permanentes G_k en une action unique $(G_k + P_k)$.

(5) Les actions de fatigue non définies dans l'EN 1991 sont généralement à déterminer conformément à l'Annexe A de l'EN 1993-1-9.

2.3.2 Propriétés des matériaux et des produits

(1) En règle générale, les propriétés matérielles des aciers et autres produits de construction, ainsi que les données géométriques à utiliser pour le calcul, sont celles spécifiées dans les EN, ATE et Guides ATE appropriés, sauf indication contraire donnée dans la présente norme.

2.4 Vérification par la méthode des coefficients partiels

2.4.1 Valeurs de calcul des propriétés des matériaux

(1) Pour le calcul des structures en acier, il convient d'utiliser la valeur caractéristique X_K ou les valeurs nominales X_n des propriétés des matériaux comme indiqué dans le présent Eurocode.

2.4.2 Valeurs de calcul des données géométriques

(1) Les données géométriques des sections transversales et des systèmes peuvent être tirées des normes de produits hEN ou des plans d'exécution selon l'EN 1090 et peuvent être traitées comme valeurs nominales.

(2) Les valeurs de calcul des imperfections géométriques spécifiées dans la présente norme sont des imperfections géométriques équivalentes qui prennent en compte les effets :

- des imperfections géométriques des barres, dans la fourchette des tolérances géométriques définies dans les normes de produits ou dans la norme d'exécution ;
- des imperfections structurales résultant de la fabrication et du montage ;
- des contraintes résiduelles ;
- de la variation de la limite d'élasticité.

2.4.3 Résistances de calcul

(1) Pour les structures en acier, l'expression (6.6c) ou l'expression (6.6d) de l'EN 1990 s'applique :

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_M} = \frac{1}{\gamma_M} R_k (\eta_1 X_{k1}; \eta_i X_{ki}; a_d) \quad (2.1)$$

où

R_k est la valeur caractéristique de la résistance considérée, déterminée au moyen des valeurs caractéristiques ou nominales des propriétés des matériaux et des dimensions

γ_M est le coefficient partiel global pour la résistance considérée ;

NOTE Pour les définitions de η_1 , η_i , X_{k1} , X_{ki} and a_d , voir l'EN 1990.

2.4.4 Vérification de l'équilibre statique (EQU)

(1) Le format de fiabilité pour la vérification de l'équilibre statique du Tableau 1.2 (A) de l'Annexe A de l'EN 1990 s'applique également aux situations de calcul équivalentes à (EQU), par exemple pour le calcul d'ancrages ou la vérification du soulèvement d'appuis de poutres continues.

2.5 Calcul assisté par des essais

- (1) Les résistances R_k de la présente norme ont été déterminées au moyen de l'Annexe D de l'EN 1990.
- (2) Lors de la détermination de classes recommandées de coefficients partiels γ_{Mi} constants, les valeurs caractéristiques R_k ont été obtenues par

$$R_k = R_d \gamma_{Mi} \quad (2.2)$$

où

R_d sont des valeurs de calcul prises conformément à l'Annexe D de l'EN 1990 ;

γ_{Mi} sont les coefficients partiels recommandés.

NOTE 1 Les valeurs numériques recommandées des coefficients partiels γ_{Mi} ont été déterminées de telle sorte que R_k représente approximativement le fractile 5 % pour un nombre d'essais infini.

NOTE 2 Pour les valeurs caractéristiques de résistance à la fatigue et les coefficients partiels γ_{Mf} pour la fatigue, voir l'EN 1993-1-9.

NOTE 3 Pour les valeurs caractéristiques de ténacité et les éléments de sécurité pour la vérification de la ténacité, voir l'EN 1993-1-10.

- (3) Lorsque les résistances R_k pour les produits préfabriqués sont déterminées par des essais, il convient de suivre la procédure donnée en (2).

3 Matériaux

3.1 Généralités

- (1) Il convient que les valeurs nominales de propriétés de matériau données dans ce chapitre soient adoptées comme valeurs caractéristiques dans les calculs.
- (2) La présente Partie de l'EN 1993 couvre le calcul des structures en acier, fabriquées au moyen d'aciers conformes aux nuances données dans le Tableau 3.1.

NOTE Pour d'autres aciers et produits, voir l'Annexe Nationale.

3.2 Acier de construction

3.2.1 Propriétés des matériaux

- (1) Il convient d'obtenir les valeurs nominales de la limite d'élasticité f_y et de la résistance à la traction f_u pour l'acier de construction par l'une des méthodes suivantes :
- a) soit en adoptant les valeurs $f_y = R_{eh}$ et $f_u = R_m$ tirées directement de la norme de produit,
- b) soit en utilisant l'étagement simplifié de valeurs du Tableau 3.1.

NOTE L'Annexe Nationale peut fixer ce choix.

3.2.2 Exigences de ductilité

(1) Pour les aciers, il est exigé une ductilité minimale qu'il convient d'exprimer en termes de limites pour :

- le rapport f_u / f_y de la résistance à la traction minimale spécifiée f_u à la limite d'élasticité minimale spécifiée f_y ;
- l'allongement à la rupture sur une longueur calibrée de $5,65\sqrt{A_0}$ (où A_0 est l'aire de section transversale originale) ;
- la déformation ultime ε_u , où ε_u correspond à la résistance à la traction f_u .

NOTE Les valeurs limites du rapport f_u / f_y , de l'allongement à la rupture et de la déformation ultime ε_u peuvent être données dans l'Annexe Nationale. Les valeurs suivantes sont recommandées :

- $f_u / f_y \geq 1,10$;
- allongement à la rupture supérieur ou égal à 15 % ;
- $\varepsilon_u \geq 15\varepsilon_y$, où ε_y est la déformation élastique ($\varepsilon_y = f_y / E$)

(2) Il convient d'accepter les aciers conformes à l'une des nuances d'acier données dans le Tableau 3.1 comme satisfaisant ces exigences.

3.2.3 Ténacité à la rupture

(1) Il convient que le matériau possède une ténacité à la rupture suffisante pour éviter la rupture fragile des éléments en traction à la température de service la plus basse attendue au cours de la durée de vie prévue de la structure.

NOTE La température de service la plus basse à adopter dans le calcul peut être donnée dans l'Annexe Nationale.

(2) Aucune vérification supplémentaire de la rupture fragile n'est nécessaire si les conditions données dans l'EN 1993-1-10 sont satisfaites pour la température la plus basse.

(3)B Pour les composants de bâtiments en compression, il est recommandé de choisir une ténacité minimale.

NOTE B L'Annexe Nationale peut donner des informations sur le choix des valeurs de ténacité pour les éléments en compression. L'utilisation du Tableau 2.1 de l'EN 1993-1-10 pour $\sigma_{Ed} = 0,25 f_y(t)$ est recommandée.

(4) Pour le choix d'aciers dans le cas de barres galvanisées à chaud, voir l'EN 1461.

Tableau 3.1 — Valeurs nominales de limite d'élasticité f_y et de résistance à la traction f_u pour les aciers de construction laminés à chaud

Norme et nuance d'acier	Épaisseur nominale t de l'élément [mm]			
	$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} < t \leq 80$ mm	
	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]
EN 10025-2				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470
S 450	440	550	410	550
EN 10025-3				
S 275 N/NL	275	390	255	370
S 355 N/NL	355	490	335	470
S 420 N/NL	420	520	390	520
S 460 N/NL	460	540	430	540
EN 10025-4				
S 275 M/ML	275	370	255	360
S 355 M/ML	355	470	335	450
S 420 M/ML	420	520	390	500
S 460 M/ML	460	540	430	530
EN 10025-5				
S 235 W	235	360	215	340
S 355 W	355	510	335	490
EN 10025-6				
S 460 Q/QL/QL1	460	570	440	550

Tableau 3.1 (suite) — Valeurs nominales de limite d'élasticité f_y et de résistance à la traction f_u pour les profils creux de construction

Norme et nuance d'acier	Épaisseur nominale t de l'élément [mm]			
	$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} < t \leq 80$ mm	
	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]
EN 10210-1				
S 235 H	235	360	215	340
S 275 H	275	430	255	410
S 355 H	355	510	335	490
S 275 NH/NLH	275	390	255	370
S 355 NH/NLH	355	490	335	470
S 420 NH/NHL	420	540	390	520
S 460 NH/NLH	460	560	430	550
EN 10219-1				
S 235 H	235	360		
S 275 H	275	430		
S 355 H	355	510		
S 275 NH/NLH	275	370		
S 355 NH/NLH	355	470		
S 460 NH/NLH	460	550		
S 275 MH/MLH	275	360		
S 355 MH/MLH	355	470		
S 420 MH/MLH	420	500		
S 460 MH/MLH	460	530		

3.2.4 Propriétés dans le sens de l'épaisseur

(1) Lorsqu'un acier à propriétés améliorées dans le sens de l'épaisseur est nécessaire selon l'EN 1993-1-10, il est recommandé d'utiliser un acier conforme à la classe de qualité requise dans l'EN 10164.

NOTE 1 Des directives sur le choix des propriétés dans le sens de l'épaisseur sont données dans l'EN 1993-1-10.

NOTE 2B Il convient d'apporter un soin particulier aux assemblages poutre-poteau soudés et aux platines d'extrémité soudées avec traction dans le sens de l'épaisseur.

NOTE 3B L'Annexe Nationale peut spécifier une correspondance appropriée entre les valeurs cibles Z_{Ed} selon 3.2(2) de l'EN 1993-1-10 et la classe de qualité selon l'EN 10164. La correspondance définie dans le Tableau 3.2 est recommandée pour les bâtiments :

Tableau 3.2 — Choix de la classe de qualité selon l'EN 10164

Valeur cible de Z_{Ed} selon l'EN 1993-1-10	Valeur exigée de Z_{Rd} exprimée en termes de valeurs de calcul de Z selon l'EN 10164
$Z_{Ed} \leq 10$	—
$10 < Z_{Ed} \leq 20$	Z 15
$20 < Z_{Ed} \leq 30$	Z 25
$Z_{Ed} > 30$	Z 35

3.2.5 Tolérances

(1) En règle générale, les tolérances de dimensions et de masse des profilés en acier laminés, des profils creux de construction et des plaques sont conformes à la norme de produit appropriée, ATE ou Guide ATE, à moins que des tolérances plus sévères ne soient spécifiées.

(2) Pour les composants soudés, il est recommandé d'appliquer les tolérances données dans l'EN 1090.

(3) Pour l'analyse structurale et dans les calculs, il convient d'utiliser les valeurs nominales des dimensions.

3.2.6 Valeurs de calcul des propriétés de matériau

(1) Pour les aciers de construction couverts par la présente partie d'Eurocode, il convient de prendre les propriétés de matériau à adopter dans les calculs égales aux valeurs suivantes :

— module d'élasticité longitudinale $E = 210\,000 \text{ N/mm}^2$

— module de cisaillement $G = \frac{E}{2(1+\nu)} \approx 81\,000 \text{ N/mm}^2$

— coefficient de Poisson en phase élastique $\nu = 0,3$

— coefficient de dilatation thermique linéaire $\alpha = 12 \times 10^{-6}$ par K (pour $T \leq 100 \text{ °C}$)

NOTE Pour le calcul des effets structuraux dus aux différences de température dans les structures mixtes acier-béton relevant de l'EN 1994, le coefficient de dilatation thermique linéaire est pris égal à $\alpha = 10 \times 10^{-6}$ par K .

3.3 Dispositifs d'assemblage

3.3.1 Fixations

(1) Les exigences concernant les fixations sont données dans l'EN 1993-1-8.

3.3.2 Produits d'apport de soudage

(1) Les exigences concernant les produits d'apport de soudage sont données dans l'EN 1993-1-8.

3.4 Autres produits préfabriqués utilisés dans les bâtiments

(1)B Il convient que tout produit de construction fini ou semi-fini utilisé dans le calcul des structures de bâtiments soit conforme à la Norme de Produit EN ou ATE ou Guide ATE approprié.

4 Durabilité

(1) Les exigences fondamentales concernant la durabilité sont exposées dans l'EN 1990.

(2) Il convient que les moyens d'exécution du traitement de protection effectué hors chantier et sur chantier soient conformes à l'EN 1090.

NOTE L'EN 1090 donne la liste des facteurs affectant l'exécution qui nécessitent d'être spécifiés lors de la conception.

(3) Il convient de concevoir les parties susceptibles de subir la corrosion, l'usure mécanique ou la fatigue de telle sorte que l'inspection, la maintenance et la reconstruction puissent être effectuées de manière satisfaisante et que l'accès pour l'inspection et la maintenance en service soit maintenu.

(4)B Pour les structures de bâtiments, aucune vérification de la fatigue n'est normalement exigée, sauf pour les éléments suivants :

- a) éléments supportant des dispositifs de levage ou des charges roulantes ;
- b) éléments soumis à des cycles de contraintes répétés provoqués par des machines vibrantes ;
- c) éléments soumis à des vibrations induites par le vent ;
- d) éléments soumis à des oscillations induites par la foule.

(5) Pour les éléments ne pouvant être inspectés, il convient de prendre en compte les effets éventuels de la corrosion de manière appropriée.

(6)B L'application d'une protection anticorrosion n'est pas nécessaire pour les structures internes de bâtiments, si le taux d'humidité relative interne n'excède pas 80 %.

5 Analyse structurale

5.1 Modélisation structurale en vue de l'analyse

5.1.1 Modélisation structurale et hypothèses fondamentales

(1) Il convient de baser l'analyse sur des modèles de calcul de la structure appropriés à l'état limite considéré.

(2) Il convient que le modèle et les hypothèses fondamentales du calcul reflètent le comportement structural à l'état limite concerné avec une précision appropriée, et refléter le type de comportement attendu des sections transversales, barres, assemblages et appuis.

(3) Il convient d'utiliser pour l'analyse une méthode cohérente avec les hypothèses de calcul.

(4)B Pour la modélisation structurale et les hypothèses fondamentales relatives aux composants de bâtiments, voir également l'EN 1993-1-5 et l'EN 1993-1-11.

5.1.2 Modélisation des assemblages

(1) Les effets du comportement des assemblages sur la distribution des sollicitations dans une structure et sur les déformations globales de la structure peuvent en général être négligés, mais lorsque ces effets sont significatifs (comme dans le cas d'assemblages semi-continus), il convient de les prendre en compte, voir l'EN 1993-1-8.

(2) Pour déterminer si les effets du comportement des assemblages sur l'analyse nécessitent d'être pris en compte, une distinction peut être faite entre trois modèles d'assemblages de la façon suivante, voir l'EN 1993-1-8 en 5.1.1 :

- articulé, pour lequel on peut supposer que l'assemblage ne transmet pas de moment fléchissant ;
- continu, pour lequel le comportement de l'assemblage peut être supposé n'avoir aucun effet sur l'analyse ;
- semi-continu, si le comportement de l'assemblage nécessite une prise en compte dans l'analyse.

(3) Les exigences relatives aux différents types d'assemblages sont données dans l'EN 1993-1-8.

5.1.3 Interaction sol-structure

(1) Il convient de prendre en compte les propriétés de déformation des appuis lorsque leurs effets sont significatifs.

NOTE L'EN 1997 donne des directives pour le calcul de l'interaction sol-structure.

5.2 Analyse globale

5.2.1 Effets de la déformation géométrique de la structure

(1) Les sollicitations peuvent en général être déterminées par l'une des méthodes suivantes :

- analyse au premier ordre, en utilisant la géométrie initiale de la structure ; ou
- analyse au second ordre, en prenant en compte l'influence de la déformation de la structure.

(2) Il convient de prendre en compte les effets de la déformation de la géométrie (effets du second ordre) s'ils augmentent les effets des actions ou modifient le comportement structural de façon significative.

(3) L'analyse de structure au premier ordre peut être utilisée si les déformations ont une incidence négligeable sur l'augmentation des sollicitations concernées ou sur le comportement structural en général. Cette condition peut être supposée remplie si le critère suivant est satisfait :

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 10 \quad \text{pour l'analyse élastique}$$
$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 15 \quad \text{pour l'analyse plastique}$$
(5.1)

où

α_{cr} est le coefficient par lequel la charge de calcul devrait être multipliée pour provoquer l'instabilité élastique dans un mode global ;

F_{Ed} est la charge de calcul exercée sur la structure ;

F_{cr} est la charge de flambement critique élastique pour l'instabilité dans un mode global, calculée avec les rigidités élastiques initiales.

NOTE Une limite plus grande de α_{cr} est donnée en (5.1) pour l'analyse plastique car le comportement structural peut être influencé de manière significative par les propriétés non linéaires de matériau à l'état limite ultime (par exemple lorsque des rotules plastiques se forment dans une ossature avec redistribution des moments, ou lorsque des déformations non linéaires significatives sont générées par des assemblages semi-rigides). L'Annexe Nationale peut donner, pour certains types d'ossatures, une limite plus faible de α_{cr} lorsqu'elle est étayée par des approches plus précises.

(4)B Les portiques à pentes de toiture faibles et les ossatures planes de bâtiments de type poutre-poteau peuvent être vérifiés vis-à-vis de la ruine selon un mode à nœuds déplaçables en utilisant une analyse au premier ordre si le critère (5.1) est satisfait pour chaque étage. Pour ces structures, α_{cr} peut être calculé à partir de la formule approchée suivante, à condition que la compression axiale dans les poutres ou les arbalétriers ne soit pas significative :

$$\alpha_{cr} = \left(\frac{H_{Ed}}{V_{Ed}} \right) \left(\frac{h}{\delta_{H,Ed}} \right) \quad (5.2)$$

où

H_{Ed} est la valeur de calcul de la résultante horizontale, au niveau de la partie inférieure de l'étage, des charges horizontales réelles et fictives (voir 5.3.2 (7)) exercées sur la structure au-dessus de ce niveau ;

V_{Ed} est la valeur de calcul de la charge verticale totale, au niveau de la partie inférieure de l'étage, exercée sur la structure au-dessus de ce niveau ;

$\delta_{H,Ed}$ est le déplacement horizontal relatif de la partie supérieure de l'étage par rapport à sa partie inférieure, lorsque l'ossature est soumise aux charges horizontales de calcul (par exemple le vent) et aux charges horizontales fictives appliquées à chaque niveau de plancher.

h est la hauteur d'étage.

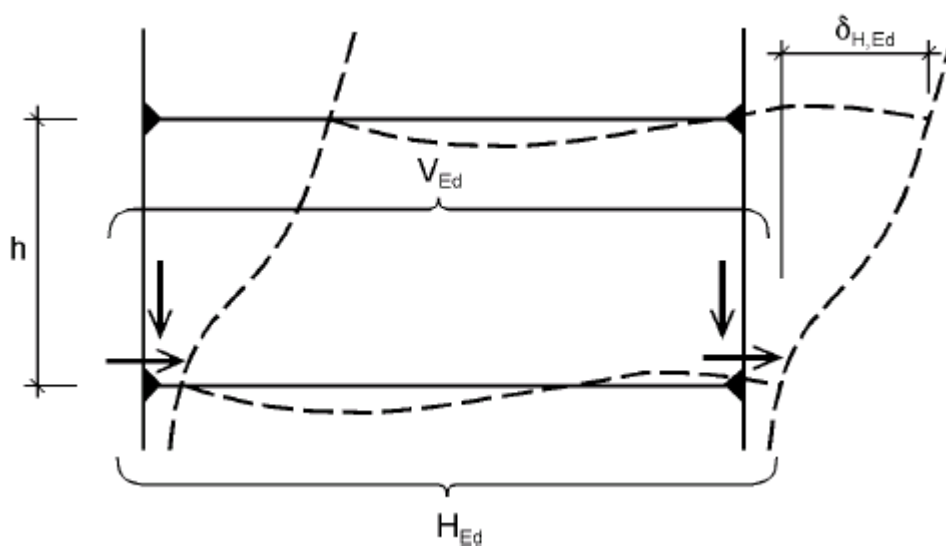


Figure 5.1 — Notations pour 5.2.1(2)

NOTE 1B En l'absence d'informations plus détaillées, et pour l'application de (4)B, une pente de toiture peut être considérée faible lorsqu'elle n'est pas supérieure à 1:2 (26°).

NOTE 2B En l'absence d'informations plus détaillées, et pour l'application de (4)B, la compression axiale dans les poutres ou les arbalétriers peut être supposée significative si

$$\bar{\lambda} \geq 0,3 \sqrt{\frac{A f_y}{N_{Ed}}} \quad (5.3)$$

où

N_{Ed} est la valeur de calcul de l'effort normal de compression;

$\bar{\lambda}$ est l'élanement réduit dans le plan calculé pour la poutre ou l'arbalétrier, basé sur la longueur développée de cet élément et en le considérant articulé à ses extrémités.

(5) Il convient de prendre en compte les effets du traînage de cisaillement et du voilement local sur la rigidité si ceci influe de façon significative sur l'analyse globale, voir l'EN 1993-1-5.

NOTE Pour les profilés laminés et les profilés reconstitués soudés de dimensions similaires, les effets du traînage de cisaillement peuvent être négligés.

(6) Les effets du glissement dans les trous de boulons et déformations similaires des dispositifs d'assemblage comme les goujons et les tiges d'ancrage doivent être pris en compte où cela apparaît approprié et lorsqu'ils influent de manière significative sur l'analyse globale.

5.2.2 Stabilité structurale des ossatures

(1) Si, selon 5.2.1, l'influence de la déformation de la structure doit être prise en compte, il convient, pour cela et pour vérifier la stabilité structurale, d'appliquer 5.2.2(2) à (6).

(2) Il convient d'effectuer la vérification de la stabilité des ossatures ou de leurs parties en considérant les imperfections et les effets du second ordre.

(3) En fonction du type d'ossature et de l'analyse globale, les effets du second ordre et des imperfections peuvent être pris en compte par l'une des méthodes suivantes :

- a) les deux types d'effets en totalité par l'analyse globale ;
- b) en partie par l'analyse globale et en partie par des vérifications de stabilité individuelles des barres conformément à 6.3 ;
- c) pour des cas de base, par des vérifications individuelles de stabilité de barres équivalentes selon 6.3, en utilisant des longueurs de flambement appropriées au mode global d'instabilité de la structure.

(4) La prise en compte des effets du second ordre peut être réalisée au moyen d'une analyse appropriée à la structure (comprenant des procédures pas-à-pas ou autres procédures itératives). Pour les ossatures où le premier mode d'instabilité à nœuds déplaçables est prédominant, il est possible d'effectuer une analyse élastique au premier ordre suivie d'une amplification des effets d'actions concernés (par exemple moments fléchissants) au moyen de coefficients appropriés.

(5)B Pour les ossatures à un seul niveau calculées à partir d'une analyse globale élastique, les effets du second ordre de déformation latérale dus aux charges verticales peuvent être pris en compte en multipliant les charges horizontales H_{Ed} (par exemple le vent), ainsi que les charges équivalentes $V_{Ed} \phi$ dues aux imperfections (voir 5.3.2(7)) et les autres effets de déformation latérale éventuels déterminés selon la théorie du premier ordre, par le coefficient :

$$\frac{1}{1 - \frac{1}{\alpha_{cr}}} \quad (5.4)$$

à condition que $\alpha_{cr} \geq 3,0$

où

α_{cr} peut être calculé selon la formule (5.2) de 5.2.1(4)B, sous réserve que la pente de toiture soit faible et que la compression axiale dans les poutres ou les arbalétriers ne soit pas significative comme défini en 5.2.1(4)B.

NOTE B Pour $\alpha_{cr} < 3,0$, une analyse au second ordre plus précise doit être réalisée.

(6)B Pour les ossatures à plusieurs étages, les effets du second ordre de déformation latérale peuvent être calculés par la méthode donnée en (5)B, à condition que tous les étages présentent une similarité

- de répartition des charges verticales d'étages ; et
- de répartition des charges horizontales d'étages ; et
- de rigidité de cadre vis-à-vis des charges horizontales.

NOTE B Pour les limitations de cette méthode, voir également 5.2.1(4)B.

(7) En cohérence avec (3), il convient généralement de vérifier la stabilité des barres individuelles par l'une des méthodes suivantes :

- a) si les effets du second ordre dans les barres et les imperfections locales adéquates des barres (voir 5.3.4) sont totalement pris en compte dans l'analyse globale de la structure, il n'est pas nécessaire d'effectuer une vérification de stabilité individuelle des barres selon 6.3 ;
- b) si les effets du second ordre dans les barres ou certaines imperfections locales de barres (par exemple imperfections de barre pour le flambement par flexion et/ou le déversement, voir 5.3.4) ne sont pas totalement pris en compte dans l'analyse globale, il convient de vérifier la stabilité individuelle des barres selon les critères appropriés donnés en 6.3 pour les effets non inclus dans l'analyse globale. Il convient que cette vérification prenne en compte les sollicitations de liaison aux extrémités tirées de l'analyse globale de la structure effectuée en incluant le cas échéant les effets de second ordre globaux et les imperfections globales (voir 5.3.2), et elle peut être basée sur une longueur de flambement égale à la longueur d'épure.

(8) Lorsque la stabilité d'une ossature est évaluée par des vérifications selon 6.3 de barres équivalentes (méthode des longueurs de flambement), il convient d'adopter des longueurs de flambement basées sur le mode global d'instabilité de l'ossature, en prenant en compte la rigidité des barres et des assemblages, la présence de rotules plastiques et la distribution des efforts de compression sous les charges de calcul. Dans ce cas, les sollicitations à utiliser dans les vérifications de résistance sont calculées selon la théorie du premier ordre sans prise en compte des imperfections.

NOTE L'Annexe Nationale peut donner des informations sur le domaine d'application.

5.3 Imperfections

5.3.1 Bases

(1) Il convient de prendre en compte dans l'analyse structurale, de façon appropriée, les effets des imperfections, y compris les contraintes résiduelles et les imperfections géométriques telles les défauts de verticalité, les défauts de rectitude, les défauts de planéité, les défauts d'ajustage et toutes excentricités mineures présentes dans les assemblages de la structure non chargée.

(2) En règle générale, des imperfections géométriques équivalentes sont à utiliser, voir 5.3.2 et 5.3.3, avec des valeurs reflétant les effets éventuels de tout type d'imperfections sauf si ces effets sont inclus dans les formules de résistance utilisées pour la vérification des barres, voir 5.3.4.

(3) Il convient de prendre en compte les imperfections suivantes :

- a) imperfections globales pour les ossatures et les systèmes de contreventement ;
- b) imperfections locales pour les barres.

5.3.2 Imperfections pour l'analyse globale des ossatures

(1) La forme supposée des imperfections globales et des imperfections locales peut être dérivée du mode de flambement élastique de la structure dans le plan de flambement considéré.

(2) Il convient de considérer dans la forme et le sens les plus défavorables à la fois le flambement dans le plan et le flambement hors-plan, en y incluant le flambement par torsion avec des modes symétriques et asymétriques.

(3) Pour les ossatures sensibles au flambement dans un mode à nœuds déplaçables, il convient de prendre en compte l'effet des imperfections dans l'analyse de l'ossature au moyen d'une imperfection équivalente sous forme d'un défaut global d'aplomb initial et d'imperfections locales en arc des barres. Les imperfections peuvent être déterminées ainsi :

- a) défaut initial global d'aplomb, voir Figure 5.2 :

$$\phi = \phi_0 \alpha_h \alpha_m \quad (5.5)$$

où

ϕ_0 est la valeur de base : $\phi_0 = 1/200$

α_h est le coefficient de réduction pour la hauteur h applicable aux poteaux :

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}} \quad \text{mais} \quad \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1,0$$

h est la hauteur de la structure [en mètres] ;

α_m est le coefficient de réduction pour le nombre de poteaux dans une file : $\alpha_m = \sqrt{0,5 \left(1 + \frac{1}{m} \right)}$;

m est le nombre de poteaux dans une file, en n'y intégrant que les poteaux supportant une charge verticale N_{Ed} supérieure ou égale à 50 % de la valeur moyenne par poteau dans le plan vertical considéré.

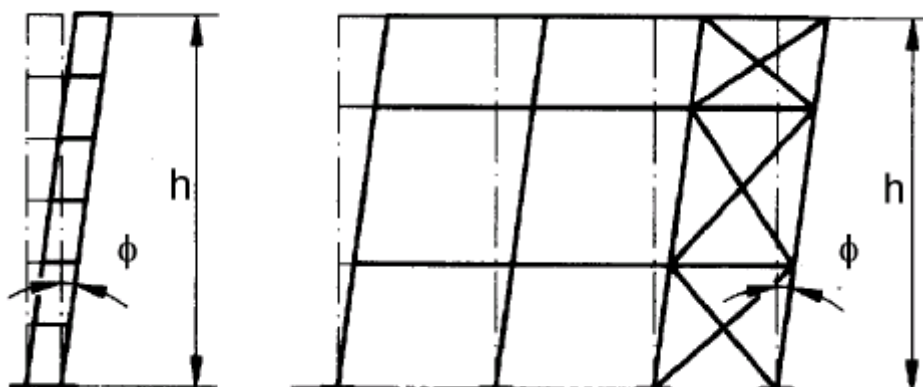


Figure 5.2 — Imperfections équivalentes d'aplomb

b) imperfections initiales locales en arc e_0 des barres pour le flambement par flexion, définies par

$$e_0 / L \quad (5.6)$$

où L est la longueur de la barre

NOTE Les valeurs e_0 / L peuvent être choisies dans l'Annexe Nationale. Des valeurs recommandées sont données dans le Tableau 5.1.

Tableau 5.1 — Valeurs de calcul de l'imperfection locale initiale en arc e_0 / L

Courbe de flambement selon Tableau 6.1	Analyse élastique	Analyse plastique
	e_0 / L	e_0 / L
a_0	1 / 350	1 / 300
a	1 / 300	1 / 250
b	1 / 250	1 / 200
c	1 / 200	1 / 150
d	1 / 150	1 / 100

(4)B Pour les ossatures de bâtiments, les défauts d'aplomb peuvent être négligés lorsque

$$H_{Ed} \geq 0,15 V_{Ed} \quad (5.7)$$

(5)B Pour la détermination des forces horizontales exercées sur les diaphragmes de planchers il convient d'appliquer la configuration d'imperfections donnée à la Figure 5.3, où ϕ est une imperfection d'aplomb obtenue à partir de (5.5) en supposant un étage unique de hauteur h , voir (3) a).

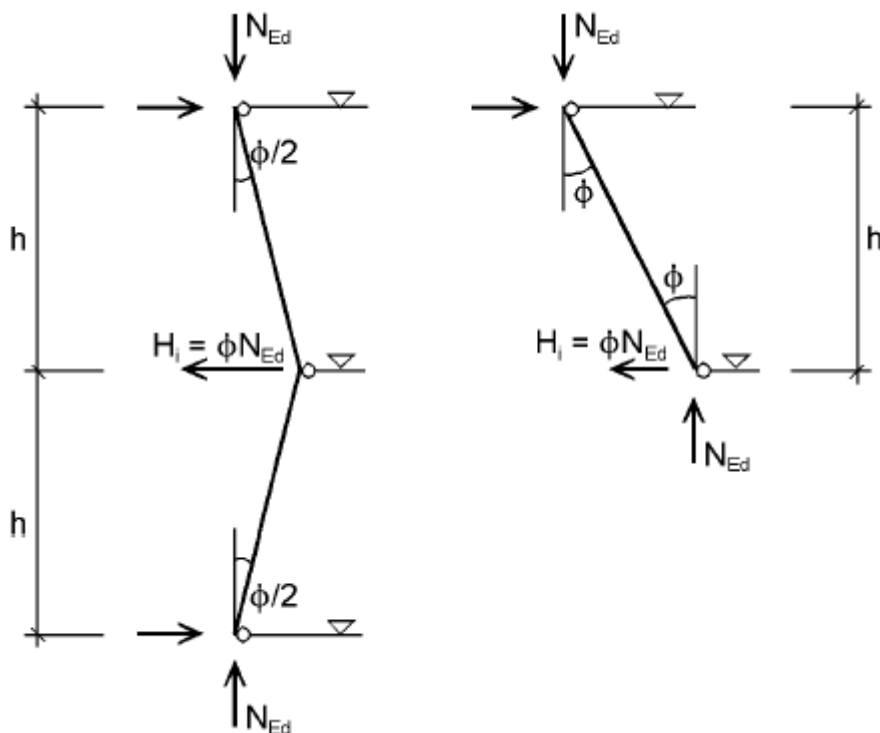


Figure 5.3 — Configuration des imperfections d'aplomb ϕ pour déterminer les forces horizontales au niveau des diaphragmes de planchers

(6) Les imperfections locales en arc des barres peuvent être négligées lors de l'analyse globale de l'ossature pour la détermination des sollicitations d'extrémité à utiliser dans les vérifications de barres selon 6.3. Cependant, dans le cas d'ossatures sensibles aux effets du second ordre, il convient d'introduire dans l'analyse structurale de l'ossature et en plus des imperfections globales d'aplomb (voir 5.2.1(3)), ces imperfections locales en arc pour chaque barre comprimée pour laquelle les deux conditions suivantes sont satisfaites :

— au moins un assemblage d'extrémité de la barre transmet un moment ;

$$\bar{\lambda} > 0,5 \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{Ed}}} \quad (5.8)$$

où

N_{Ed} est la valeur de calcul de l'effort normal de compression ;

et

$\bar{\lambda}$ est l'élançement réduit dans le plan, calculé pour la barre considérée comme articulée à ses extrémités.

NOTE Les imperfections locales en arc sont prises en compte dans les vérifications des barres, voir 5.2.2 (3) et 5.3.4.

(7) Les effets de l'imperfection initiale d'aplomb et des imperfections locales en arc peuvent être remplacés par des systèmes de forces horizontales équivalentes, introduits pour chaque poteau, voir Figure 5.3 et Figure 5.4.

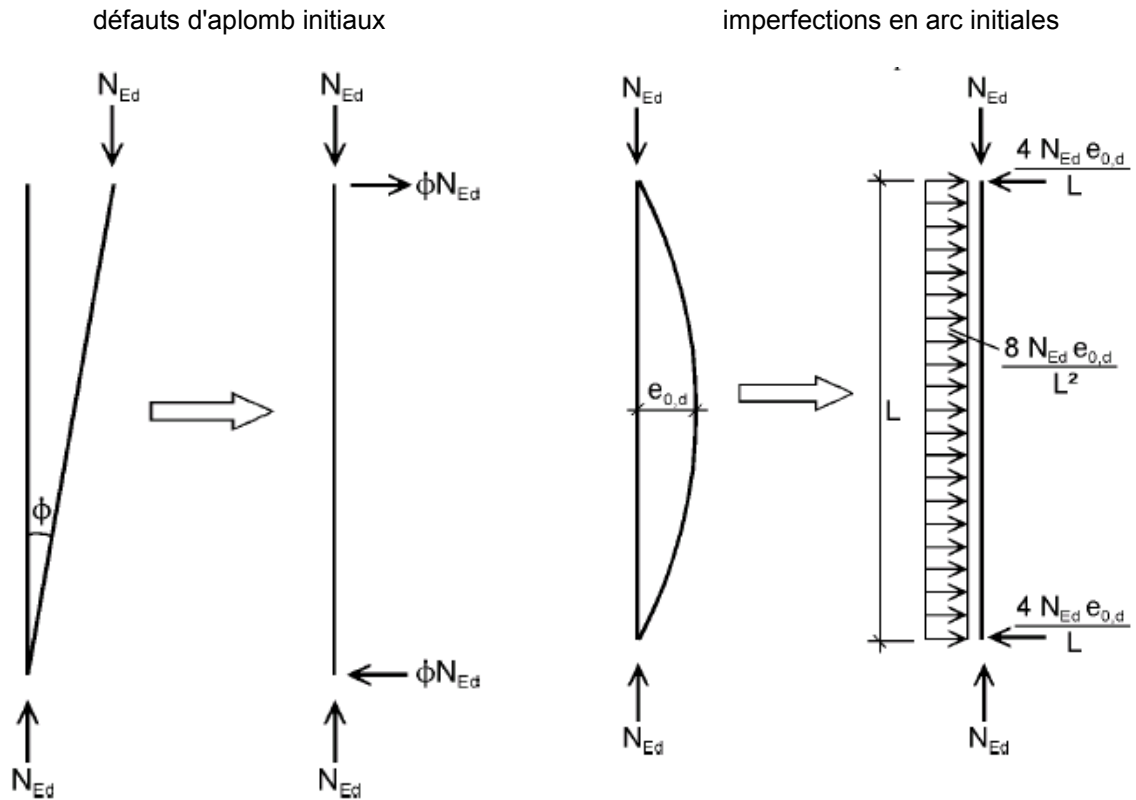
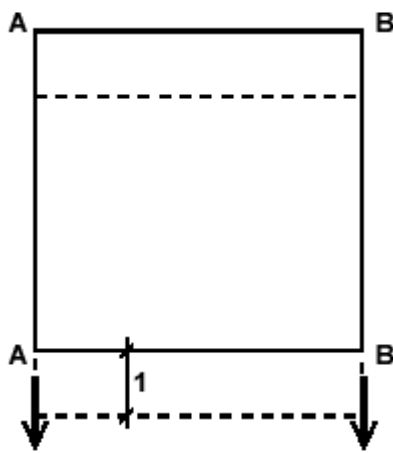


Figure 5.4 — Remplacement des imperfections initiales par des forces horizontales équivalentes

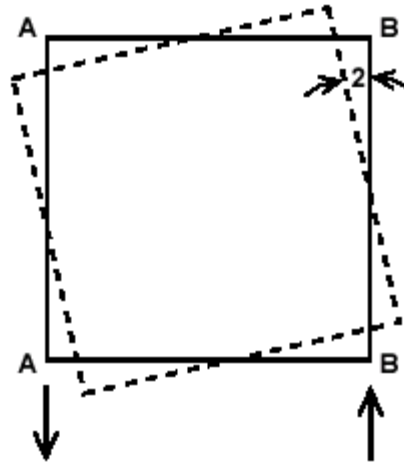
(8) Il convient de considérer ces défauts d'aplomb initiaux dans toutes les directions horizontales appropriées, mais dans une seule direction à la fois.

(9)B Lorsque les forces équivalentes sont utilisées pour les ossatures de bâtiments multi-étagés de type poutre-poteau, il convient de les appliquer à chaque niveau de plancher et de toit.

(10) Il convient également de considérer les éventuels effets de torsion pouvant résulter de l'application d'imperfections d'aplomb en sens contraires sur deux faces opposées d'une structure, voir Figure 5.5.



(a) Imperfections d'aplomb des faces -AA et B-B dans la même direction



(b) Imperfections d'aplomb des faces A-A et B-B dans des directions opposées

Légende

- 1 Déformation de translation
- 2 Déformations de torsion

Figure 5.5 — Effets de translation et de torsion (vue en plan)

(11) Comme alternative à (3) et (6), une imperfection unique, globale et locale, ayant l'allure de la déformée η_{cr} du mode de flambement critique élastique de la structure peut être appliquée, avec une amplitude qui peut être déterminée par :

$$\eta_{init} = e_0 \frac{N_{cr}}{EI \eta_{cr,max}} \eta_{cr} = \frac{e_0}{\lambda^2} \frac{N_{Rk}}{EI \eta_{cr,max}} \eta_{cr} \quad (5.9)$$

où

$$e_0 = \alpha \left(\bar{\lambda} - 0,2 \right) \frac{M_{Rk}}{N_{Rk}} \frac{1 - \chi \bar{\lambda}^2}{1 - \chi \bar{\lambda}^2} \quad \text{pour } \bar{\lambda} > 0,2 \quad (5.10)$$

$$\text{et } \bar{\lambda} = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{cr}}} \text{ est l'élancement réduit de la structure} \quad (5.11)$$

α est le facteur d'imperfection pour la courbe de flambement appropriée, voir Tableaux 6.1 et 6.2 ;

χ est le coefficient de réduction pour la courbe de flambement associée à la section transversale à considérer, voir 6.3.1 ;

$\alpha_{ult,k}$ est le coefficient minimal par lequel il faut amplifier la configuration des efforts axiaux N_{Ed} dans les barres pour atteindre, sans prendre en compte le flambement, la résistance caractéristique N_{Rk} de la section transversale la plus contrainte axialement ;

α_{cr} est le coefficient minimal par lequel il faut amplifier la configuration des efforts axiaux N_{Ed} dans les barres pour atteindre le flambement critique élastique ;

M_{Rk} est le moment résistant caractéristique de la section transversale critique, par exemple $M_{el,Rk}$ ou $M_{pl,Rk}$ selon le cas ;

N_{Rk} est la résistance caractéristique de la section transversale critique à l'effort normal, par exemple $N_{pl,Rk}$;

$EI \eta_{cr}''$ est le moment fléchissant dû à la déformée η_{cr} , au droit de la section transversale critique

η_{cr} est l'allure de la déformée du mode de flambement critique élastique.

NOTE 1 Pour le calcul des coefficients d'amplification $\alpha_{ult,k}$ et α_{cr} , les barres de la structure peuvent être considérées comme chargées uniquement par les efforts axiaux N_{Ed} résultant de l'analyse élastique au premier ordre de la structure sous les charges de calcul.

NOTE 2 L'Annexe Nationale peut donner des informations concernant le domaine d'application de (11).

5.3.3 Imperfections pour l'analyse des systèmes de contreventement

(1) Dans l'analyse des systèmes de contreventement utilisés pour assurer la stabilité latérale sur la longueur des poutres ou des barres comprimées, il convient de prendre en compte les effets des imperfections au moyen d'une imperfection géométrique équivalente des éléments à stabiliser, sous la forme d'une imperfection initiale en arc :

$$e_0 = \alpha_m L / 500 \quad (5.12)$$

où L est la portée du système de contreventement

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \left(1 + \frac{1}{m} \right)}$$

m est le nombre d'éléments à stabiliser.

(2) Pour des raisons de commodité, les effets des imperfections initiales en arc des éléments à stabiliser par un système de contreventement peuvent être remplacés par la force équivalente de stabilisation comme indiqué dans la Figure 5.6 :

$$q_d = \sum N_{Ed} \, 8 \, \frac{e_0 + \delta_q}{L^2} \quad (5.13)$$

où

δ_q est la flèche du système de contreventement dans le plan de stabilisation, calculée par une analyse au premier ordre et provoquée par q plus toutes charges extérieures éventuelles.

NOTE δ_q peut être prise égale à 0 si l'on utilise une analyse au second ordre.

(3) Lorsque le système de contreventement doit stabiliser la semelle comprimée d'une poutre fléchie de hauteur constante, la force N_{Ed} de la Figure 5.6 peut être obtenue par l'expression suivante :

$$N_{Ed} = M_{Ed} / h \quad (5.14)$$

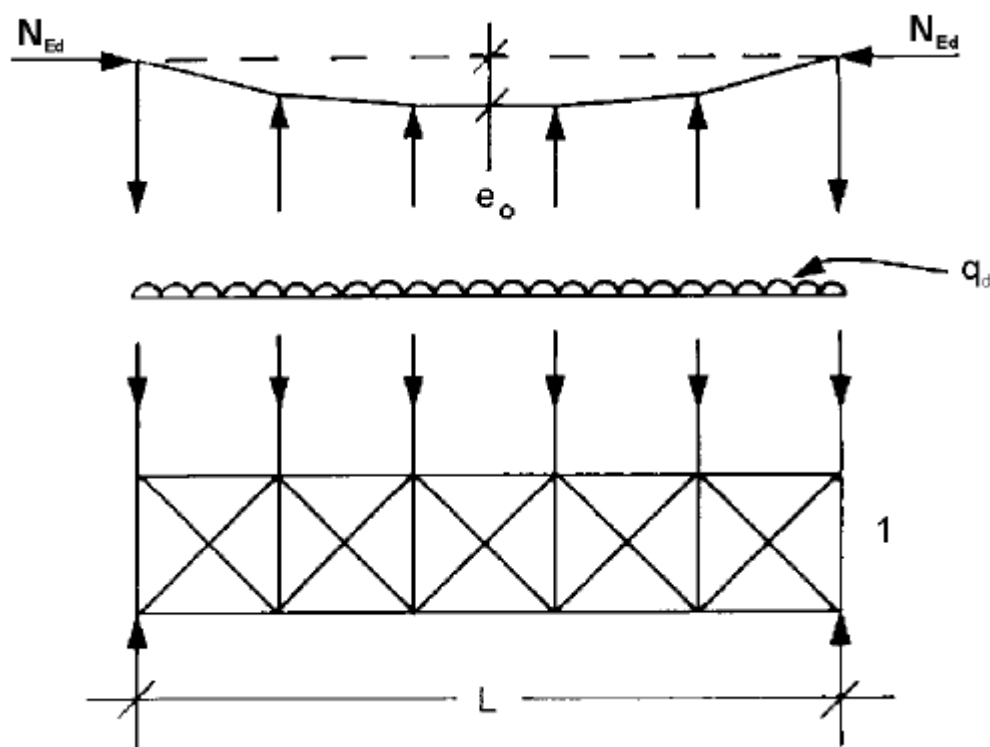
où M_{Ed} est le moment maximal exercé dans la poutre ;

et h est la hauteur hors-tout de la poutre.

NOTE Dans le cas d'une poutre également comprimée, il convient que N_{Ed} intègre une partie de l'effort normal de compression de la poutre.

(4) Lorsque un système de contreventement stabilise des semelles comprimées de poutres ou des barres comprimées qui ont un joint de continuité, il convient également de vérifier que ce système de contreventement est capable de résister à une force locale égale à $\alpha_m N_{Ed} / 100$ qui lui est appliquée par chaque élément comprimé au droit du joint, et de transmettre cette force aux points de maintien adjacents de cet élément comprimé, voir Figure 5.7.

(5) Dans la vérification décrite en (4), il convient d'inclure également toutes charges extérieures agissant sur le système de contreventement, mais les forces provoquées par l'imperfection définie en (1) peuvent être omises.



Légende

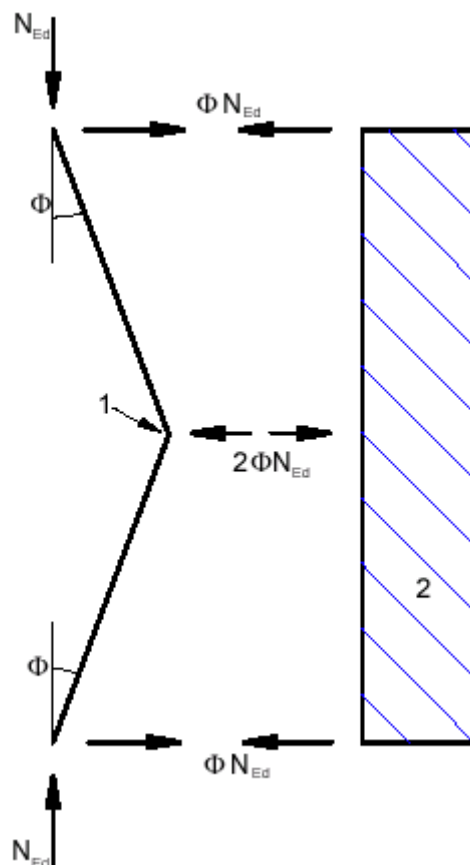
e_0 Imperfection

q_d Force équivalente par unité de longueur

1 Système de contreventement

L'effort normal N_{Ed} est supposé uniforme sur la longueur de portée L du système de contreventement. Pour les efforts non uniformes, cette hypothèse place légèrement en sécurité.

Figure 5.6 — Force équivalente de stabilisation



$$\Phi = \alpha_m \Phi_0 : \Phi_0 = 1 / 200$$

$$2 \Phi N_{Ed} = \alpha_m N_{Ed} / 100$$

Légende

- 1 Joint de continuité
- 2 Système de contreventement

Figure 5.7 — Forces de contreventement au niveau des joints de continuité dans les barres comprimées

5.3.4 Imperfections des éléments

(1) Les effets des imperfections locales en arc des barres sont incorporés dans les formules de vérification de résistance des barres aux instabilités données en 6.3.

(2) Lorsque la stabilité des barres est justifiée au moyen d'une analyse du second ordre selon 5.2.2(7)a), il convient d'adopter des imperfections e_0 de barres comprimées selon 5.3.2(3)b), 5.3.2(5) ou 5.3.2(6).

(3) Dans le cas d'une analyse au second ordre prenant en compte le déversement d'une barre fléchie, une imperfection égale à $ke_{0,d}$ peut être adoptée, où $e_{0,d}$ est l'imperfection initiale équivalente en arc pour l'axe faible du profil considéré. En général, il n'est pas nécessaire d'inclure en plus une imperfection de torsion.

NOTE L'Annexe Nationale peut définir la valeur de k . La valeur $k = 0,5$ est recommandée.

5.4 Méthodes d'analyse prenant en compte les non linéarités de comportement du matériau

5.4.1 Généralités

(1) Les sollicitations peuvent être déterminées au moyen de l'une des méthodes suivantes :

- a) analyse globale élastique ;
- b) analyse globale plastique.

NOTE Pour une analyse par la Méthode des Éléments Finis, voir l'EN 1993-1-5.

(2) L'analyse globale élastique peut être utilisée dans tous les cas.

(3) L'analyse globale plastique ne peut être utilisée que lorsque la structure possède une capacité de rotation suffisante aux emplacements réels de rotules plastiques, que ce soit dans les barres ou dans les assemblages. Lorsqu'une rotule plastique apparaît dans une barre, il est recommandé que les sections transversales de cette barre soient bi-symétriques, ou mono-symétriques avec un plan de symétrie correspondant au plan de rotation de la rotule, et qu'elles satisfassent les exigences spécifiées en 5.6. Lorsqu'une rotule plastique apparaît au droit d'un assemblage, il convient soit que celui-ci ait une résistance suffisante pour s'assurer que la rotule se développe dans la barre, soit qu'il soit capable de maintenir la résistance plastique avec une rotation suffisante, voir l'EN 1993-1-8.

(4)B Lorsqu'à la suite d'une analyse élastique, des poutres continues présentent des pics de moments excédant la résistance plastique à la flexion d'au maximum 15 %, il est possible, dans les conditions énoncées ci-dessous, de redistribuer dans toute poutre les parts en excès de ces pics de moments, procédant ainsi, par cette méthode simplifiée, à une redistribution plastique limitée. Les conditions à satisfaire pour cela sont les suivantes :

- a) les sollicitations dans l'ossature restent en équilibre avec les forces appliquées ; et
- b) toutes les barres dans lesquelles les moments sont ainsi réduits ont des sections transversales de Classe 1 ou de Classe 2 (voir 5.5) ; et
- c) le déversement des poutres est empêché.

5.4.2 Analyse globale élastique

(1) Il convient de baser l'analyse globale élastique sur l'hypothèse d'un comportement contrainte-déformation du matériau linéaire, quel que soit le niveau de la contrainte.

NOTE Pour le choix d'un modèle d'assemblage semi-continu, voir 5.1.2(2) à (4).

(2) Les sollicitations peuvent être calculées à l'aide d'une analyse globale élastique même lorsque la résistance des sections transversales est basée sur leur résistance plastique, voir 6.2.

(3) L'analyse globale élastique peut aussi être utilisée dans le cas de sections transversales dont la résistance est limitée par le voilement local, voir 6.2.

5.4.3 Analyse globale plastique

(1) L'analyse globale plastique permet de prendre en compte les effets de la non linéarité de comportement des matériaux dans le calcul des effets des actions sur un système structural. Il convient de modéliser ce comportement par l'une des méthodes suivantes :

- par analyse élastique-plastique, où les sections plastifiées et/ou les assemblages plastifiés sont modélisés comme rotules plastiques ;

- par analyse plastique non linéaire, prenant en compte la plastification partielle des barres le long de zones plastiques ;
 - par analyse rigide-plastique, dans laquelle le comportement élastique des barres entre les rotules est négligé.
- (2) L'analyse globale plastique peut être utilisée lorsque les barres ont une capacité de rotation suffisante pour permettre que se développent les redistributions requises de moments fléchissants, voir 5.5 et 5.6.
- (3) Il convient de n'utiliser l'analyse globale plastique que lorsque la stabilité des barres au droit des rotules plastiques peut être assurée, voir 6.3.5.
- (4) La relation contrainte-déformation bilinéaire donnée dans la Figure 5.8 peut être utilisée pour les nuances d'acier de construction spécifiées au Chapitre 3. Alternativement, une relation plus précise peut être adoptée, voir l'EN 1993-1-5.

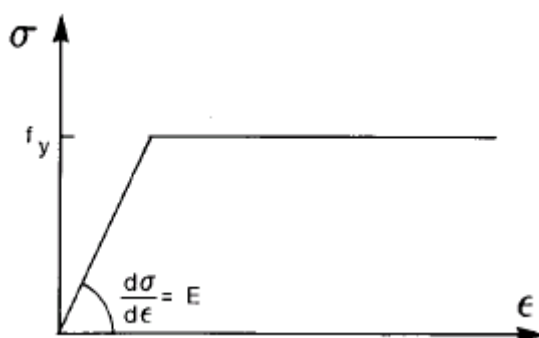


Figure 5.8 — Relation contrainte-déformation bilinéaire

- (5) L'analyse rigide-plastique peut être appliquée s'il n'est pas nécessaire de considérer les effets de la géométrie déformée (par exemple effets du second ordre). Dans ce cas, les assemblages sont classés uniquement par leur résistance, voir l'EN 1993-1-8.
- (6) Il convient de vérifier les effets dus à la déformation géométrique de la structure et la stabilité structurale de l'ossature selon les principes énoncés en 5.2.

NOTE La résistance maximale d'une ossature dont la géométrie est significativement déformée peut être atteinte avant que toutes les rotules plastiques du mécanisme de ruine plastique au premier ordre se soient formées.

5.5 Classification des sections transversales

5.5.1 Bases

- (1) Le rôle de la classification des sections transversales est d'identifier dans quelle mesure leur résistance et leur capacité de rotation sont limitées par l'apparition du voilement local.

5.5.2 Classification

(1) Quatre classes de sections transversales sont définies de la façon suivante :

- les sections transversales de Classe 1 sont celles dans lesquelles peut se former une rotule plastique pouvant atteindre sans réduction de résistance la capacité de rotation requise pour une analyse plastique ;
- les sections transversales de Classe 2 sont celles dans lesquelles peut se développer leur moment résistant plastique, mais qui possèdent une capacité de rotation limitée à cause du voilement local ;
- les sections transversales de Classe 3 sont celles pour lesquelles la contrainte calculée dans la fibre comprimée extrême de la barre en acier en supposant une distribution élastique des contraintes peut atteindre la limite d'élasticité, mais pour lesquelles le voilement local est susceptible d'empêcher le développement du moment résistant plastique ;
- les sections transversales de Classe 4 sont celles pour lesquelles le voilement local se produit avant l'atteinte de la limite d'élasticité dans une ou plusieurs parois de la section transversale.

(2) Dans les sections de Classe 4, des largeurs efficaces peuvent être utilisées pour prendre dûment en compte les réductions de résistance résultant des effets du voilement local, voir l'EN 1993-1-5, 5.2.2.

(3) Le classement d'une section transversale dépend du rapport largeur sur épaisseur de ses parois soumises à la compression.

(4) Les parois soumises à la compression comprennent chaque paroi de section transversale se trouvant partiellement ou totalement comprimée sous l'effet de la combinaison de charges considérée.

(5) Les diverses parois comprimées d'une section transversale (comme une âme ou une semelle) peuvent, en général, être de classes différentes.

(6) La classe d'une section transversale est définie par la classe la plus élevée (la moins favorable) de ses parois comprimées. Des exceptions sont spécifiées en 6.2.1(10) et 6.2.2.4(1).

(7) Alternativement, le classement d'une section transversale peut être défini en mentionnant à la fois la classe de la semelle et la classe de l'âme.

(8) Il convient de prendre dans le Tableau 5.2 les proportions limites pour le classement des parois comprimées en Classe 1, 2, ou 3. Il convient de considérer comme étant de Classe 4 toute paroi ne satisfaisant pas les limites données pour la Classe 3.

(9) Excepté comme indiqué en (10), les sections de Classe 4 peuvent être traitées comme des sections de Classe 3 si les rapports largeur-épaisseur sont inférieurs aux proportions limites pour la Classe 3 prises

dans le Tableau 5.2 en ayant multiplié ε par $\sqrt{\frac{f_y I_{y0}}{\sigma_{com,Ed}}}$, où $\sigma_{com,Ed}$ est la contrainte maximale de

compression de calcul exercée dans la paroi et tirée d'une analyse au premier ordre ou, si nécessaire, au second ordre.

(10) Cependant, lorsque la résistance d'une barre aux instabilités est vérifiée selon 6.3, il convient de toujours prendre pour la Classe 3 les proportions limites dans le Tableau 5.2.

(11) Les sections transversales possédant une âme de Classe 3 et des semelles de Classe 1 ou 2 peuvent être considérées de Classe 2 moyennant l'adoption d'une âme efficace en conformité avec 6.2.2.4.

(12) Lorsque l'âme est considérée comme ne résistant qu'à l'effort tranchant, sans aucune contribution aux résistances à la flexion et à l'effort normal de la section, la section transversale peut être classée en Classe 2, 3 ou 4, en fonction de la seule classe des semelles.

NOTE Pour le flambement de l'âme induit par la semelle, voir l'EN 1993-1-5.

5.6 Exigences relatives aux sections pour l'analyse globale plastique

(1) A chaque emplacement de rotule plastique, il convient que la section transversale de la barre dans laquelle se forme la rotule plastique possède une capacité de rotation qui ne soit pas inférieure à celle requise à cet emplacement.

(2) Dans une barre uniforme, la capacité de rotation au droit d'une rotule plastique peut être supposée suffisante si les deux exigences suivantes sont satisfaites :

- a) la barre possède des sections transversales de Classe 1 au niveau de la rotule ;
- b) dans le cas où une force transversale excédant 10 % de la résistance en cisaillement de la section transversale, voir 6.2.6, est appliquée à l'âme au droit de la rotule plastique, il convient de prévoir des raidisseurs d'âme à une distance de l'emplacement de la rotule n'excédant pas $h/2$, où h est la hauteur de la section transversale à cet endroit.

(3) Lorsque la section transversale varie sur la longueur de la barre, il convient que les critères supplémentaires suivants soient satisfaits :

- a) à proximité immédiate des rotules plastiques, il est recommandé de ne pas réduire l'épaisseur de l'âme sur une distance d'au moins $2d$ mesurée sur la longueur de la barre à partir de l'emplacement de la rotule plastique, où d est la hauteur libre de l'âme au niveau de la rotule plastique ;
- b) à proximité immédiate des rotules plastiques, il convient que la semelle comprimée soit de Classe 1 sur une distance le long de la barre, de part et d'autre de la rotule plastique, qui ne soit pas inférieure à la plus grande des valeurs suivantes :

— $2d$, où d est telle que définie en (3)a) ;

— distance mesurée jusqu'au point où le moment agissant dans la poutre est réduit à 0,8 fois le moment résistant plastique existant au point concerné.

- c) partout ailleurs dans la barre, il est recommandé que la semelle comprimée soit de Classe 1 ou 2, et l'âme de Classe 1, 2 ou 3.

(4) A proximité immédiate des rotules plastiques, il convient que tout trou de fixation en zone tendue satisfasse 6.2.5(4) sur une distance le long de la barre, de part et d'autre de la rotule plastique, telle que définie en (3)b).

(5) Pour le calcul plastique d'une ossature, et concernant les exigences relatives aux sections transversales, la capacité de redistribution plastique des moments peut être supposée suffisante si les exigences énoncées en (2) à (4) sont satisfaites pour toutes les barres dans lesquelles des rotules plastiques existent, sont susceptibles d'apparaître ou se sont produites sous les charges de calcul.

(6) Dans les cas où l'on utilise une méthode d'analyse globale plastique prenant en compte le comportement contrainte-déformation réel sur la longueur de la barre en incluant les effets combinés du voilement local, du flambement de la barre et du flambement global de l'ossature, il n'est pas nécessaire de considérer les exigences énoncées en (2) à (5).

Table 5.2 (Feuille 1 sur 3) : Rapports largeur-épaisseur maximaux pour les parois comprimées

Parois comprimées internes						
				Axe de flexion		
				Axe de flexion		
Classe	Paroi fléchie	Paroi comprimée	Paroi fléchie et comprimée			
Distribution des contraintes dans les parois (compression positive)						
1	$c/t \leq 72\varepsilon$	$c/t \leq 33\varepsilon$	lorsque $\alpha > 0,5$: $clt \leq \frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1}$ lorsque $\alpha \leq 0,5$: $clt \leq \frac{36\varepsilon}{\alpha}$			
2	$c/t \leq 83\varepsilon$	$c/t \leq 38\varepsilon$	lorsque $\alpha > 0,5$: $clt \leq \frac{456\varepsilon}{13\alpha - 1}$ lorsque $\alpha \leq 0,5$: $clt \leq \frac{41,5\varepsilon}{\alpha}$			
Distribution des contraintes dans les parois (compression positive)						
3	$c/t \leq 124\varepsilon$	$c/t \leq 42\varepsilon$	lorsque $\psi > -1$: $clt \leq \frac{42\varepsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ lorsque $\psi \leq -1^*)$: $clt \leq 62\varepsilon(1 - \psi)\sqrt{-\psi}$			
$\varepsilon = \sqrt{235 / f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

*) $\psi \leq -1$ s'applique soit lorsque la contrainte de compression $\sigma \leq f_y$, soit lorsque la déformation de traction $\varepsilon_y > f_y/E$.

Tableau 5.2 (Feuille 2 sur 3) : Rapports largeur-épaisseur maximaux pour les parois comprimées

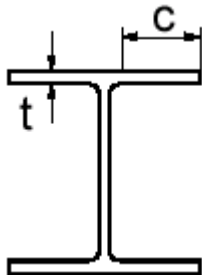
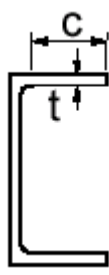
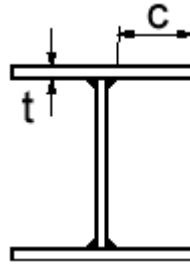
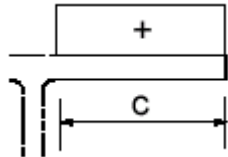
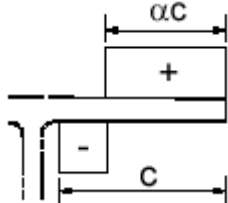
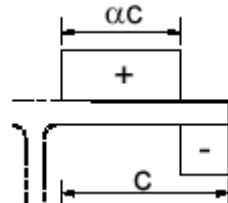
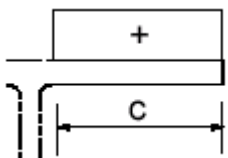
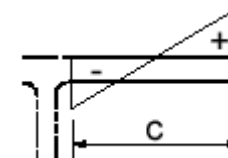
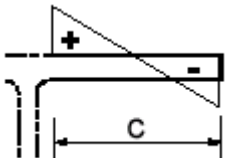
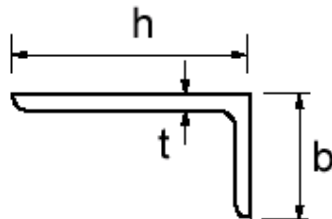
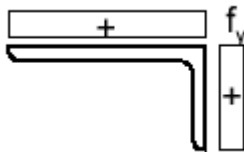
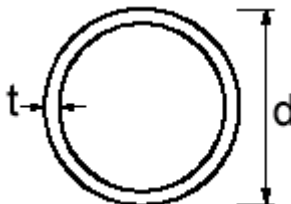
Semelles en console						
						
Sections laminées			Sections soudées			
Classe	Paroi comprimée	Paroi fléchie et comprimée				
		Extrémité comprimée		Extrémité tendue		
Distribution des contraintes dans les parois (compression positive)						
1	$c/t \leq 9\varepsilon$	$c/t \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
2	$c/t \leq 10\varepsilon$	$c/t \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
Distribution des contraintes dans les parois (compression positive)						
3	$c/t \leq 14\varepsilon$	$c/t \leq 21\varepsilon\sqrt{k_\sigma}$ Pour k_σ , voir l'EN 1993-1-5				
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Tableau 5.2 (Feuille 3 sur 3) : Rapports largeur-épaisseur maximaux pour les parois comprimées

Cornières Consulter également "Semelles en console" (voir feuille 2 sur 3)  Ne s'applique pas aux cornières en contact continu avec d'autres composants						
Classe	Section comprimée					
Distribution des contraintes dans les parois (compression positive)						
3	$h / t \leq 15\varepsilon : \quad \frac{b + h}{2t} \leq 11,5\varepsilon$					
Sections tubulaires 						
Classe	Section fléchie et/ou comprimée					
1	$d / t \leq 50\varepsilon^2$					
2	$d / t \leq 70\varepsilon^2$					
3	$d / t \leq 90\varepsilon^2$ NOTE : Pour $d / t > 90\varepsilon^2$, voir l'EN 1993-1-6.					
$\varepsilon = \sqrt{235 / f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
	ε^2	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51

6 États limites ultimes

6.1 Généralités

(1) Dans ce chapitre, il convient d'appliquer les coefficients partiels γ_M tels que définis en 2.4.3 aux diverses valeurs caractéristiques de résistance de la façon suivante :

- résistance des sections transversales, quelle que soit la classe de section : γ_{M0}
- résistance des barres aux instabilités, évaluée par vérifications de barres : γ_{M1}
- résistance à la rupture des sections transversales en traction : γ_{M2}
- résistance des assemblages : voir EN 1993-1-8

NOTE 1 Voir les EN 1993 Parties 2 à 6 pour d'autres valeurs numériques recommandées. Pour les structures non couvertes par l'EN 1993 Parties 2 à 6, l'Annexe Nationale peut définir les coefficients γ_{Mi} ; il est recommandé de prendre les coefficients partiels γ_{Mi} dans l'EN 1993-2.

NOTE 2B Les coefficients partiels γ_{Mi} pour les bâtiments peuvent être définis dans l'Annexe Nationale. Les valeurs numériques suivantes sont recommandées pour les bâtiments :

$$\gamma_{M0} = 1,00$$

$$\gamma_{M1} = 1,00$$

$$\gamma_{M2} = 1,25$$

6.2 Résistance des sections transversales

6.2.1 Généralités

(1) Dans chaque section transversale, il convient que la valeur de calcul d'une sollicitation n'excède pas la résistance de calcul correspondante, et si plusieurs sollicitations agissent simultanément, il convient que leurs effets combinés n'excèdent pas la résistance pour cette combinaison.

(2) En règle générale, les effets du traînage de cisaillement et du voilement local sont introduits au moyen de largeurs efficaces conformément à l'EN 1993-1-5. De même, il convient de considérer les effets du voilement par cisaillement conformément à l'EN 1993-1-5.

(3) En général, les valeurs de calcul des résistances dépendent de la classe de la section transversale.

(4) Toutes les classes de sections peuvent être vérifiées vis-à-vis de leur résistance élastique, à condition d'utiliser pour la Classe 4 les propriétés de la section transversale efficace.

(5) Pour une vérification en élasticité, le critère limite suivant peut être utilisé au point critique de la section transversale, sauf si d'autres formules d'interaction s'appliquent, voir 6.2.8 à 6.2.10.

$$\left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}} \right)^2 + \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}} \right)^2 - \left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}} \right) \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}} \right) + 3 \left(\frac{\tau_{Ed}}{f_y/\gamma_{M0}} \right)^2 \leq 1 \quad (6.1)$$

où

$\sigma_{x,Ed}$ est la valeur de calcul de la contrainte longitudinale locale au point considéré ;

$\sigma_{z,Ed}$ est la valeur de calcul de la contrainte transversale locale au point considéré ;

τ_{Ed} est la valeur de calcul de la contrainte de cisaillement locale au point considéré.

NOTE La vérification selon (5) peut placer en sécurité étant donné qu'elle exclut toute distribution plastique partielle des contraintes, ce qui est autorisé dans le calcul élastique. Par conséquent, il convient de ne l'utiliser que lorsque l'interaction sur la base des résistances N_{Rd} , M_{Rd} , V_{Rd} ne peut être effectuée.

(6) Il convient de vérifier la résistance plastique des sections transversales en trouvant une distribution des contraintes, n'excédant pas la limite d'élasticité, qui soit en équilibre avec les sollicitations et compatible avec les déformations plastiques associées.

(7) Comme approximation plaçant en sécurité pour toutes les classes de section transversale, on peut utiliser une sommation linéaire des rapports sollicitation/résistance propres à chaque sollicitation agissante. Ainsi, pour les sections de Classe 1, 2 ou 3 soumises à une combinaison de N_{Ed} , $M_{y,Ed}$ et $M_{z,Ed}$, on peut utiliser le critère suivant :

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1 \quad (6.2)$$

où N_{Rd} , $M_{y,Rd}$ et $M_{z,Rd}$ sont les valeurs de calcul de la résistance dépendant de la classe de section transversale et comprenant toute réduction éventuelle pouvant résulter des effets du cisaillement, voir 6.2.8.

NOTE Pour les sections transversales de Classe 4, voir 6.2.9.3(2).

(8) Lorsque toutes les parois comprimées d'une section transversale sont de Classe 1 ou 2, la section peut être considérée comme capable de développer sa résistance plastique complète en flexion.

(9) En règle générale, lorsque toutes les parois comprimées d'une section transversale sont de Classe 3, sa résistance est basée sur une distribution élastique des déformations dans la section. Il convient que les contraintes de compression soient plafonnées à la limite d'élasticité au niveau des fibres extrêmes.

NOTE Pour les vérifications à l'état limite ultime, les fibres extrêmes peuvent être supposées situées au niveau du plan médian des semelles. Pour la fatigue, voir l'EN 1993-1-9.

(10) Lors de la détermination de la résistance d'une section transversale de Classe 3, lorsque la plastification se produit d'abord du côté tendu de la section, les réserves plastiques de la zone tendue peuvent être exploitées en prenant en compte une plastification partielle dans cette zone.

6.2.2 Propriétés des sections

6.2.2.1 Section transversale brute

(1) Il convient de déterminer les propriétés de la section transversale brute en utilisant les dimensions nominales. Il n'est pas nécessaire de déduire les trous de fixations, mais il convient de prendre en compte les ouvertures plus larges. Il convient de ne pas inclure les éléments des couvre-joints.

6.2.2.2 Aire nette

(1) Il convient de prendre l'aire nette d'une section transversale égale à son aire brute diminuée des déductions appropriées pour tous les trous et autres ouvertures.

(2) En règle générale, pour le calcul des propriétés de section nette, la déduction opérée pour un seul trou de fixation est l'aire de section transversale brute du trou dans le plan de son axe. Pour les trous fraisés, il convient de prendre dûment en compte la portion fraisée.

(3) Sous réserve que les trous de fixation ne soient pas disposés en quinconce, il convient que l'aire totale à déduire pour les trous de fixation soit la somme maximale des aires de section des trous dans toute section transversale perpendiculaire à l'axe de la barre (voir ligne de ruine ② dans la Figure 6.1).

NOTE Cette somme maximale traduit la position de la ligne critique de rupture.

(4) Si les trous de fixation sont disposés en quinconce, il convient que l'aire totale à déduire pour les fixations soit la plus grande des valeurs suivantes :

a) l'aire déduite pour les trous non disposés en quinconce donnée en (3)

$$b) \quad t \left(n d_0 - \sum \frac{s^2}{4p} \right) \quad (6.3)$$

s est le pas en quinconce, l'entraxe de deux trous consécutifs dans la ligne, mesuré parallèlement à l'axe de la barre ;

p est l'entraxe des deux mêmes trous mesuré perpendiculairement à l'axe de la barre ;

t est l'épaisseur ;

n est le nombre de trous situés sur toute ligne diagonale ou en zigzag s'étendant sur la largeur de la barre ou partie de la barre, voir Figure 6.1 ;

d_0 est le diamètre de trou

(5) Dans une cornière ou autre barre comportant des trous dans plus d'un plan, il convient de mesurer l'espacement p suivant le développé du feuillet moyen (voir Figure 6.2).

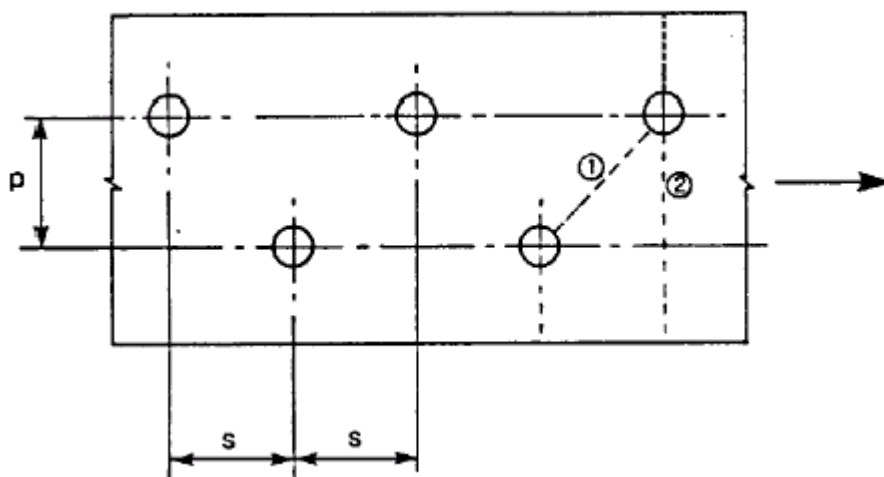


Figure 6.1 — Trous en quinconce et lignes de rupture critiques 1 et 2

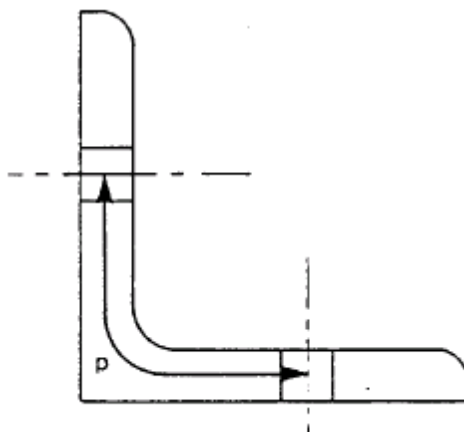


Figure 6.2 — Cornières comportant des trous dans les deux ailes

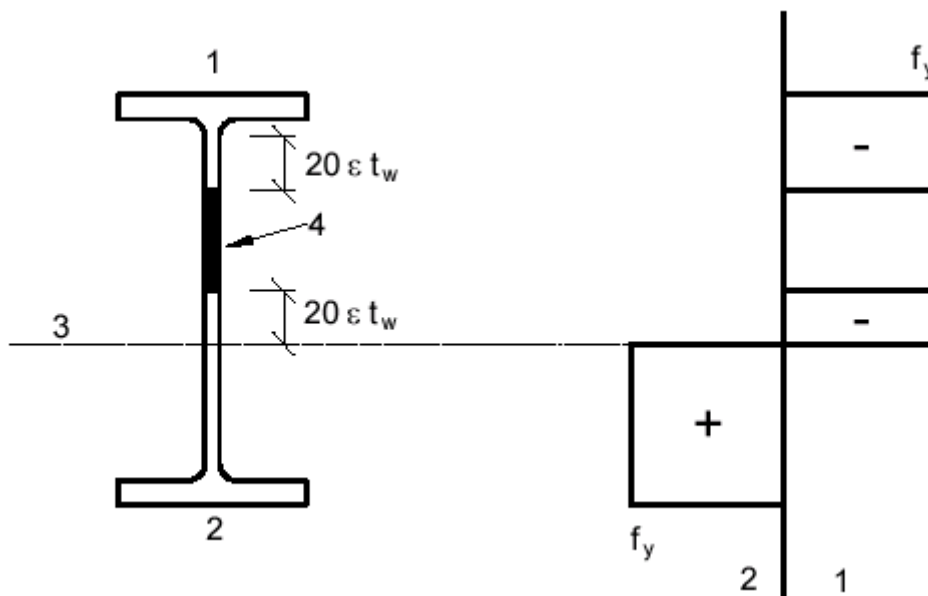
6.2.2.3 Effets du traînage de cisaillement

- (1) Le calcul des largeurs efficaces est traité dans l'EN 1993-1-5.
- (2) Pour les sections de Classe 4, il convient de prendre en compte l'interaction entre le traînage de cisaillement et le voilement local conformément à l'EN 1993-1-5.

NOTE Pour les éléments minces formés à froid, voir l'EN 1993-1-3.

6.2.2.4 Propriétés efficaces de sections transversales à âme de Classe 3 et semelles de Classe 1 ou de Classe 2

- (1) Lorsque des sections transversales possédant une âme de Classe 3 et des semelles de Classe 1 ou 2 sont classées comme sections transversales efficaces de Classe 2, voir 5.5.2(11), il convient de remplacer la portion comprimée de l'âme par un élément de paroi de hauteur $20 \varepsilon_w$ adjacent à la semelle comprimée et un autre élément de hauteur $20 \varepsilon_w$ adjacent à l'axe neutre plastique de la section transversale efficace, comme indiqué à la Figure 6.3.



Légende

- 1 Compression
- 2 Traction
- 3 Axe neutre plastique
- 4 Négligé

Figure 6.3 — Âme de classe 2 efficace

6.2.2.5 Propriétés de section efficace des sections transversales de Classe 4

- (1) En règle générale, les propriétés de section efficace des sections transversales de Classe 4 sont à déterminer en utilisant des largeurs efficaces pour les portions comprimées de parois.
- (2) Pour les profils à parois minces formés à froid, voir 1.1.2(1) et l'EN 1993-1-3.
- (3) Il convient de déterminer les largeurs efficaces des portions comprimées de parois planes selon l'EN 1993-1-5.
- (4) Lorsqu'une section transversale de Classe 4 est soumise à un effort normal de compression, il convient d'utiliser la méthode donnée dans l'EN 1993-1-5 pour déterminer le décalage éventuel e_N de l'axe neutre de l'aire efficace A_{eff} par rapport au centre de gravité de la section brute et le moment additionnel qui en résulte :

$$\Delta M_{Ed} = N_{Ed} e_N \quad (6.4)$$

NOTE Le signe du moment additionnel dépend de son effet dans la combinaison des sollicitations, voir 6.2.9.3(2).

- (5) Pour les profils creux circulaires à sections transversales de Classe 4, voir l'EN 1993-1-6.

6.2.3 Traction

(1) Il convient que la valeur de calcul de l'effort de traction N_{Ed} dans chaque section transversale satisfasse la condition suivante :

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1,0 \quad (6.5)$$

(2) Pour les sections comportant des trous, il convient de prendre la valeur de calcul $N_{t,Rd}$ de la résistance à la traction égale à la plus petite des valeurs suivantes :

a) la valeur de calcul de la résistance plastique de la section transversale brute :

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} \quad (6.6)$$

b) la valeur de calcul de la résistance ultime de la section transversale nette au droit des trous de fixation :

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 A_{net} f_u}{\gamma_{M2}} \quad (6.7)$$

(3) Lorsqu'un dimensionnement en capacité est exigé, voir l'EN 1998, il est recommandé que la valeur de calcul $N_{pl,Rd}$ de la résistance plastique (telle que donnée en 6.2.3(2) a)) soit inférieure à la valeur de calcul $N_{u,Rd}$ de la résistance ultime de la section nette au droit des trous de fixation (telle que donnée en 6.2.3(2)b)).

(4) Dans les assemblages de catégorie C (voir l'EN 1993-1-8, 3.4.2(1)), il convient que la valeur de calcul $N_{t,Rd}$ de la résistance à la traction de la section nette au droit des trous de fixation telle que définie en 6.2.3(1) soit prise égale à $N_{net,Rd}$ où :

$$N_{net,Rd} = \frac{A_{net} f_y}{\gamma_{M0}} \quad (6.8)$$

(5) Pour les cornières assemblées par une seule aile, voir également l'EN 1993-1-8, 3.6.3. Il convient de traiter de façon similaire les autres types de sections assemblées par des parois en console.

6.2.4 Compression

(1) Il convient que la valeur de calcul de l'effort de compression N_{Ed} dans chaque section transversale satisfasse la condition suivante :

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (6.9)$$

(2) Il convient de déterminer la valeur de calcul $N_{c,Rd}$ de la résistance de la section transversale à la compression uniforme de la façon suivante :

$$N_{c,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{pour les sections transversales de Classe 1, 2 ou 3} \quad (6.10)$$

$$N_{c,Rd} = \frac{A_{eff} f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{pour les sections transversales de Classe 4} \quad (6.11)$$

(3) Excepté dans le cas de trous oblongs et surdimensionnés tels que définis dans l'EN 1090, il n'est pas nécessaire de prendre en compte les trous de fixation dans les barres comprimées, sous réserve qu'ils soient remplis par les fixations.

(4) Dans le cas de sections de Classe 4 asymétriques, il convient d'utiliser la méthode donnée en 6.2.9.3 pour prendre en compte le moment additionnel ΔM_{Ed} résultant de l'excentrement de l'axe neutre de la section efficace, voir 6.2.2.5 (4).

6.2.5 Moment fléchissant

(1) Il convient que la valeur de calcul M_{Ed} du moment fléchissant dans chaque section transversale satisfasse :

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (6.12)$$

où $M_{c,Rd}$ est déterminé en prenant en compte les trous de fixation, voir (4) à (6).

(2) La valeur de calcul de la résistance d'une section transversale à la flexion par rapport à l'un de ses axes principaux est déterminée de la façon suivante :

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{pour les sections transversales de Classe 1 ou 2} \quad (6.13)$$

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,min} f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{pour les sections transversales de Classe 3} \quad (6.14)$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff,min} f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{pour les sections transversales de Classe 4} \quad (6.15)$$

où $W_{el,min}$ et $W_{eff,min}$ correspondent à la fibre subissant la contrainte élastique maximale.

(3) Pour la flexion bi-axiale, il convient d'utiliser les méthodes données en 6.2.9.

(4) Les trous de fixation dans la semelle tendue peuvent être ignorés sous réserve que pour la semelle tendue :

$$\frac{A_{f,net} 0,9 f_u}{\gamma_{M2}} \geq \frac{A_f f_y}{\gamma_{M0}} \quad (6.16)$$

où A_f est l'aire de la semelle tendue.

NOTE Le critère donné en (4) assure un dimensionnement en capacité (voir 1.5.8) dans la région des rotules plastiques.

(5) Il n'est pas nécessaire de prendre en compte les trous de fixation situés dans la zone tendue de l'âme, sous réserve que la limite donnée en (4) soit satisfaite pour la totalité de la zone tendue comprenant la semelle tendue plus la zone tendue de l'âme.

(6) Excepté dans le cas de trous oblongs et surdimensionnés, il n'est pas nécessaire de prendre en compte les trous de fixation situés dans la zone comprimée de la section transversale, sous réserve qu'ils soient remplis par les fixations.

6.2.6 Cisaillement

(1) Il convient que la valeur de calcul V_{Ed} de l'effort tranchant dans chaque section satisfasse :

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (6.17)$$

où $V_{c,Rd}$ est la valeur de calcul de la résistance au cisaillement. Pour le calcul plastique, $V_{c,Rd}$ est la valeur de calcul $V_{pl,Rd}$ de la résistance plastique au cisaillement telle que donnée en (2). Pour le calcul élastique, $V_{c,Rd}$ est la valeur de calcul de la résistance élastique au cisaillement calculée en utilisant (4) et (5).

(2) En l'absence de torsion, la valeur de calcul de la résistance plastique au cisaillement est donnée par l'expression :

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \quad (6.18)$$

où A_v est l'aire de cisaillement.

(3) L'aire de cisaillement A_v peut être déterminée de la façon suivante :

- a) sections laminées en I et H, charge parallèle à l'âme $A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f$
mais pas inférieure à $\eta h_w t_w$
- b) sections laminées en U, charge parallèle à l'âme $A - 2bt_f + (t_w + r)t_f$
- c) sections laminées en T, charge parallèle à l'âme $0,9 (A - bt_f)$
- d) sections soudées en I, H ou en caisson, charge parallèle à l'âme $\eta \sum (h_w t_w)$
- e) sections soudées en I, H, U ou en caisson, charge parallèle aux semelles $A - \sum (h_w t_w)$
- f) sections creuses rectangulaires laminées d'épaisseur uniforme :
charge parallèle à la hauteur $Ah/(b+h)$
charge parallèle à la largeur $Ab/(b+h)$
- g) sections creuses circulaires et tubes d'épaisseur uniforme $2A/\pi$

où

A est l'aire de section transversale ;

b est la largeur hors-tout ;

h est la hauteur hors-tout ;

h_w est la hauteur de l'âme ;

r est le rayon du congé ;

t_f est l'épaisseur de semelle ;

t_w est l'épaisseur d'âme (si l'épaisseur d'âme n'est pas constante, il convient de prendre t_w égale à l'épaisseur minimale) ;

η voir l'EN 1993-1-5.

NOTE η peut être pris en se plaçant du côté de la sécurité égal à 1,0.

(4) Pour la vérification vis-à-vis de la résistance élastique $V_{c,Rd}$ au cisaillement, le critère suivant peut être utilisé pour un point critique de la section transversale, à moins que la vérification du voilement spécifiée au Chapitre 5 de l'EN 1993-1-5 s'applique :

$$\frac{\tau_{Ed}}{f_y / (\sqrt{3} \gamma_{M0})} \leq 1,0 \quad (6.19)$$

$$\text{où } \tau_{Ed} \text{ peut être obtenue par : } \tau_{Ed} = \frac{V_{Ed} S}{I t} \quad (6.20)$$

où

V_{Ed} est la valeur de calcul de l'effort tranchant ;

S est le moment statique de l'aire, quel que soit le côté du point considéré ;

I est le moment d'inertie de flexion de la section transversale complète ;

t est l'épaisseur au point considéré.

NOTE La vérification donnée en (4) place en sécurité étant donné qu'elle exclut toute distribution plastique partielle des contraintes de cisaillement, ce qui est autorisé dans le calcul élastique, voir (5). Par conséquent, il convient de ne l'effectuer que lorsque la vérification sur la base de $V_{c,Rd}$ selon le critère (6.17) ne peut être faite.

(5) Pour les sections en I ou H, la contrainte de cisaillement dans l'âme peut être prise égale à :

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{A_w} \quad \text{si } A_f / A_w \geq 0,6 \quad (6.21)$$

où

A_f est l'aire d'une semelle ;

A_w est l'aire de l'âme : $A_w = h_w t_w$.

(6) En outre, pour les âmes dépourvues de raidisseurs intermédiaires, il convient de vérifier la résistance au voilement par cisaillement conformément au Chapitre 5 de l'EN 1993-1-5, si

$$\frac{h_w}{t_w} > 72 \frac{\varepsilon}{\eta} \quad (6.22)$$

Pour η , voir Section 5 de l'EN 1993-1-5.

NOTE η peut être pris en se plaçant du côté de la sécurité égal à 1,0.

(7) Il n'est pas nécessaire de prendre en compte les trous de fixation dans la vérification de la résistance au cisaillement sauf au niveau des zones d'attache comme indiqué dans l'EN 1993-1-8.

(8) Lorsque l'effort tranchant est combiné avec un moment de torsion, il convient de réduire la résistance plastique $V_{pl,Rd}$ au cisaillement comme spécifié en 6.2.7(9).

6.2.7 Torsion

(1) Pour les barres soumises à une torsion et pour lesquelles les déformations distorsionnelles peuvent être négligées, il convient de vérifier que la valeur de calcul du moment de torsion T_{Ed} au niveau de chaque section transversale satisfait la condition :

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd}} \leq 1,0 \quad (6.23)$$

où T_{Rd} est la résistance de calcul de la section à la torsion.

(2) Il convient de considérer le moment de torsion total T_{Ed} dans toute section transversale comme la somme de deux effets internes :

$$T_{Ed} = T_{t,Ed} + T_{w,Ed} \quad (6.24)$$

où

$T_{t,Ed}$ est le moment de torsion de Saint-Venant ;

$T_{w,Ed}$ est le moment de torsion non uniforme (gauchissement).

(3) Les valeurs de $T_{t,Ed}$ et $T_{w,Ed}$ dans toute section transversale peuvent être déterminées à partir de T_{Ed} par une analyse élastique, en prenant en compte les propriétés de section de la barre, les conditions d'encastrement au niveau des appuis et la distribution des actions sur la longueur de la barre.

(4) Les contraintes suivantes provoquées par la torsion sont généralement à considérer :

- les contraintes de cisaillement $\tau_{t,Ed}$ provoquées par la torsion de Saint-Venant $T_{t,Ed}$;
- les contraintes normales longitudinales $\sigma_{w,Ed}$ provoquées par le bi-moment B_{Ed} et les contraintes de cisaillement $\tau_{w,Ed}$ provoquées par la torsion non uniforme $T_{w,Ed}$.

(5) Pour la vérification en élasticité, le critère de résistance donné en 6.2.1 (5) peut être appliqué.

(6) Pour la détermination du moment résistant plastique d'une section transversale en présence de torsion, il convient de tirer d'une analyse élastique les seuls effets du bi-moment B_{Ed} , voir (3).

(7) Comme simplification, on peut supposer que les effets du gauchissement par torsion peuvent être négligés dans le cas d'une barre possédant une section transversale creuse fermée, telle qu'un profil creux de construction. De même, on peut admettre comme simplification que les effets de torsion de Saint-Venant peuvent être négligés dans le cas d'une barre possédant une section transversale ouverte, telle qu'un profil en I ou H.

(8) Pour le calcul de la résistance T_{Rd} des sections creuses fermées, il convient de déterminer la résistance de calcul au cisaillement de chaque paroi de section conformément à l'EN 1993-1-5.

(9) Dans le cas de combinaison d'effort tranchant et de moment de torsion, il convient de réduire la résistance plastique au cisaillement de $V_{pl,Rd}$ à $V_{pl,T,Rd}$ pour prendre en compte les effets de la torsion, et il convient que l'effort tranchant de calcul satisfasse :

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,T,Rd}} \leq 1,0 \quad (6.25)$$

où $V_{pl,T,Rd}$ peut être déterminé à partir des expressions suivantes :

— pour une section en I ou H :

$$V_{pl,T,Rd} = \sqrt{1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{1,25 (f_y/\sqrt{3})/\gamma_{M0}}} V_{pl,Rd} \quad (6.26)$$

— pour une section en U :

$$V_{pl,T,Rd} = \left[\sqrt{1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{1,25 (f_y/\sqrt{3})/\gamma_{M0}}} - \frac{\tau_{w,Ed}}{(f_y/\sqrt{3})/\gamma_{M0}} \right] V_{pl,Rd} \quad (6.27)$$

— pour un profil creux de construction :

$$V_{pl,T,Rd} = \left[1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{(f_y/\sqrt{3})/\gamma_{M0}} \right] V_{pl,Rd} \quad (6.28)$$

où $V_{pl,Rd}$ est donné en 6.2.6.

6.2.8 Flexion et cisaillement

(1) Lorsqu'il existe un effort tranchant, il convient de prendre en compte son incidence sur le moment résistant.

(2) Lorsque l'effort tranchant est inférieur à la moitié de la résistance plastique au cisaillement, son effet sur le moment résistant peut être négligé, sauf lorsque le voilement par cisaillement réduit la résistance de la section, voir l'EN 1993-1-5.

(3) Dans le cas contraire, il convient de considérer un moment résistant réduit égal à la résistance de calcul de la section transversale déterminée en utilisant pour l'aire de cisaillement une limite d'élasticité réduite.

$$(1 - \rho)f_y \quad (6.29)$$

où $\rho = \left(\frac{2V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2$ et $V_{pl,Rd}$ est calculé d'après 6.2.6(2),

NOTE Voir également 6.2.10(3).

(4) En présence de torsion, il convient de calculer ρ à partir de $\rho = \left(\frac{2V_{Ed}}{V_{pl,T,Rd}} - 1 \right)^2$, voir 6.2.7, mais il convient de prendre $\rho = 0$ si $V_{Ed} \leq 0,5 V_{pl,T,Rd}$.

(5) Pour les sections transversales en I à semelles égales et fléchies selon l'axe fort, le moment résistant plastique réduit de calcul prenant en compte l'effort tranchant peut alternativement être calculé de la façon suivante :

$$M_{y,V,Rd} = \frac{\left[W_{pl,y} - \frac{\rho A_w^2}{4 t_w} \right] f_y}{\gamma_{M0}} \text{ mais } M_{y,V,Rd} \leq M_{y,c,Rd} \quad (6.30)$$

où $M_{y,c,Rd}$ est calculé selon 6.2.5(2)

et $A_w = h_w t_w$

(6) Pour l'interaction de flexion, cisaillement et charges transversales, voir Section 7 de l'EN 1993-1-5.

6.2.9 Flexion et effort normal

6.2.9.1 Sections transversales de Classes 1 et 2

(1) Lorsqu'il existe un effort normal, il convient de prendre en compte ses effets sur le moment résistant plastique.

(2) Pour les sections transversales de classes 1 et 2, il convient de satisfaire le critère suivant :

$$M_{Ed} \leq M_{N,Rd} \quad (6.31)$$

où $M_{N,Rd}$ est le moment résistant plastique de calcul réduit par l'effort normal N_{Ed} .

(3) Pour une section pleine rectangulaire sans trou d'élément de fixation, il convient de déterminer $M_{N,Rd}$ par :

$$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} \left[1 - \left(N_{Ed} / N_{pl,Rd} \right)^2 \right] \quad (6.32)$$

(4) Pour les sections bi-symétriques en I ou H et autres sections bi-symétriques à semelles, il n'est pas nécessaire de considérer l'incidence de l'effort normal sur le moment résistant plastique autour de l'axe $y-y$ lorsque les deux critères suivants sont satisfaits :

$$N_{Ed} \leq 0,25 N_{pl,Rd} \quad (6.33)$$

et

$$N_{Ed} \leq \frac{0,5 h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} \quad (6.34)$$

Pour les sections bi-symétriques en I ou H, il n'est pas nécessaire de considérer l'incidence de l'effort normal sur le moment résistant plastique autour de l'axe $z-z$ lorsque :

$$N_{Ed} \leq \frac{h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} \quad (6.35)$$

(5) Dans le cas des profils en I ou H laminés courants et des sections en I ou H soudées à semelles égales, les approximations suivantes peuvent être utilisées pour les sections transversales où les trous d'éléments de fixation n'ont pas à être pris en compte :

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} (1-n)/(1-0,5a) \text{ mais } M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd} \quad (6.36)$$

$$\text{pour } n \leq a : M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \quad (6.37)$$

$$\text{pour } n > a : M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \left[1 - \left(\frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right] \quad (6.38)$$

où

$$n = N_{Ed} / N_{pl,Rd}$$

$$a = (A - 2bt_f)/A \text{ mais } a \leq 0,5$$

Dans le cas des profils creux rectangulaires d'épaisseur uniforme et des sections en caisson soudées à ailes égales et à âmes égales, les approximations suivantes peuvent être utilisées pour les sections transversales où les trous d'éléments de fixation n'ont pas à être pris en compte :

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} (1-n)/(1-0,5a_w) \text{ mais } M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd} \quad (6.39)$$

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} (1-n)/(1-0,5a_f) \text{ mais } M_{N,z,Rd} \leq M_{pl,z,Rd} \quad (6.40)$$

où

$$a_w = (A - 2bt)/A \text{ mais } a_w \leq 0,5 \text{ pour les sections creuses ;}$$

$$a_w = (A - 2bt_f)/A \text{ mais } a_w \leq 0,5 \text{ pour les sections en caisson soudées ;}$$

$$a_f = (A - 2ht)/A \text{ mais } a_f \leq 0,5 \text{ pour les sections creuses ;}$$

$$a_f = (A - 2ht_w)/A \text{ mais } a_f \leq 0,5 \text{ pour les sections en caisson soudées.}$$

(6) Pour la flexion bi-axiale, le critère suivant peut être utilisé :

$$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^\beta \leq 1 \quad (6.41)$$

où α et β sont des constantes pouvant être prises en toute sécurité égales à l'unité, sinon de la façon suivante :

— sections en I ou H :

$$\alpha = 2 ; \beta = 5n \quad \text{mais} \quad \beta \geq 1$$

— sections creuses circulaires :

$$\alpha = 2 ; \beta = 2$$

— sections creuses rectangulaires :

$$\alpha = \beta = \frac{1,66}{1 - 1,13n^2} \quad \text{mais} \quad \alpha = \beta \leq 6$$

$$\text{où } n = N_{Ed} / N_{pl,Rd}$$

6.2.9.2 Sections transversales de Classe 3

(1) Pour les sections transversales de Classe 3 et en l'absence d'effort tranchant, il convient que la contrainte longitudinale maximale satisfasse le critère suivant :

$$\sigma_{x,Ed} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad (6.42)$$

où $\sigma_{x,Ed}$ est la valeur de calcul de la contrainte longitudinale locale due au moment et à l'effort normal, en prenant en compte les trous d'éléments de fixation le cas échéant, voir 6.2.3, 6.2.4 et 6.2.5.

6.2.9.3 Sections transversales de Classe 4

(1) Pour les sections transversales de Classe 4 et en l'absence d'effort tranchant, il convient que la contrainte longitudinale maximale $\sigma_{x,Ed}$ calculée en utilisant les sections transversales efficaces (voir 5.5.2(2)) satisfasse le critère suivant :

$$\sigma_{x,Ed} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad (6.43)$$

où $\sigma_{x,Ed}$ est la valeur de calcul de la contrainte longitudinale locale due au moment et à l'effort normal, en prenant en compte les trous d'éléments de fixation le cas échéant, voir 6.2.3, 6.2.4 et 6.2.5.

(2) Il convient de satisfaire le critère suivant :

$$\frac{N_{Ed}}{A_{eff} f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{y,Ed} + N_{Ed} e_{Ny}}{W_{eff,y,min} f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{z,Ed} + N_{Ed} e_{Nz}}{W_{eff,z,min} f_y / \gamma_{M0}} \leq 1 \quad (6.44)$$

où

A_{eff} est l'aire efficace de la section transversale en la supposant soumise à une compression uniforme

$W_{eff,min}$ est le module de section efficace (déterminé pour la fibre subissant la contrainte élastique maximale) de la section transversale en supposant celle-ci soumise uniquement au moment exercé selon l'axe approprié,

e_N est le décalage d'axe neutre approprié en supposant la section transversale soumise à la seule compression, voir 6.2.2.5(4)

NOTE Les signes de N_{Ed} , $M_{y,Ed}$, $M_{z,Ed}$ et $\Delta M_i = N_{Ed} e_{Ni}$ dépendent de la combinaison des contraintes normales respectives.

6.2.10 Flexion, cisaillement et effort normal

(1) En présence d'un effort tranchant et d'un effort normal, il convient de prendre en compte l'effet de ces deux sollicitations sur le moment résistant.

(2) A condition que la valeur de calcul V_{Ed} de l'effort tranchant n'excède pas 50 % de la résistance au cisaillement plastique de calcul $V_{pl,Rd}$, il n'est pas nécessaire de réduire les résistances définies pour la combinaison flexion et effort normal en 6.2.9, sauf lorsque le voilement par cisaillement réduit la résistance de la section, voir l'EN 1993-1-5.

(3) Lorsque V_{Ed} excède 50 % de $V_{pl,Rd}$, il convient de calculer la résistance de calcul de la section transversale aux combinaisons de moment et d'effort normal en utilisant pour l'aire de cisaillement une limite d'élasticité réduite

$$(1 - \rho) f_y \quad (6.45)$$

où $\rho = (2V_{Ed} / V_{pl,Rd} - 1)^2$ et $V_{pl,Rd}$ est calculé selon 6.2.6(2).

NOTE Au lieu de réduire la limite d'élasticité, il est aussi possible de réduire l'épaisseur de la paroi appropriée de la section transversale.

6.3 Résistance des barres aux instabilités

6.3.1 Barres uniformes comprimées

6.3.1.1 Résistance au flambement

(1) Il convient de vérifier une barre comprimée vis-à-vis du flambement de la façon suivante :

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad (6.46)$$

où

N_{Ed} est la valeur de calcul de l'effort de compression ;

$N_{b,Rd}$ est la résistance de calcul de la barre comprimée au flambement.

(2) Dans le cas de barres comportant des sections asymétriques de Classe 4, il convient de prendre en compte le moment additionnel ΔM_{Ed} provoqué par l'excentrement de l'axe neutre de la section efficace, voir également 6.2.2.5 (4), et de vérifier l'interaction selon 6.3.4 ou 6.3.3.

(3) Il convient de prendre la résistance de calcul d'une barre comprimée au flambement égale à :

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{pour les sections transversales de Classes 1, 2 et 3} \quad (6.47)$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A_{eff} f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{pour les sections transversales de Classe 4} \quad (6.48)$$

où χ est le coefficient de réduction pour le mode de flambement approprié.

NOTE La vérification de la résistance au flambement de barres comportant des sections variant sur leur longueur ou une distribution non uniforme de l'effort de compression peut être réalisée au moyen d'une analyse au second ordre selon 5.3.4(2). Pour la vérification du flambement hors-plan, voir aussi 6.3.4.

(4) Il n'est pas nécessaire de prendre en compte les trous de fixation situés aux extrémités des poteaux pour la détermination de A et A_{eff} .

6.3.1.2 Courbes de flambement

(1) Dans le cas de barres axialement comprimées, il convient de déterminer, pour l'élancement réduit $\bar{\lambda}$ approprié, la valeur de χ à partir de la courbe de flambement concernée, en appliquant :

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^{-2}}} \quad \text{mais } \chi \leq 1,0 \quad (6.49)$$

où $\Phi = 0,5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right]$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr}}} \quad \text{pour les sections transversales de Classes 1, 2 et 3 ;}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} f_y}{N_{cr}}} \quad \text{pour les sections transversales de Classe 4 ;}$$

α est un facteur d'imperfection ;

N_{cr} est l'effort normal critique de flambement élastique pour le mode de flambement approprié, basé sur les propriétés de section transversale brute.

(2) Il convient de prendre dans le Tableau 6.1 le facteur d'imperfection α correspondant à la courbe de flambement appropriée tirée du Tableau 6.2.

Tableau 6.1 — Facteurs d'imperfection pour les courbes de flambement

Courbe de flambement	a_0	a	b	c	d
Facteur d'imperfection α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

(3) Les valeurs du coefficient de réduction χ pour l'élancement réduit $\bar{\lambda}$ approprié peuvent être tirées de la Figure 6.4.

(4) Pour un élancement $\bar{\lambda} \leq 0,2$ ou pour $\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} \leq 0,04$, les effets du flambement peuvent être négligés et seules les vérifications de sections transversales s'appliquent.

Tableau 6.2 — Choix de la courbe de flambement pour une section transversale

Section transversale		Limites	Flamb ^t Selon l'axe	Courbe de flamb ^t	
				S 235 S 275 S 355 S 420	S 460
Sections en I laminées		$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y z-z	a a ₀
			$40 \text{ mm} < t_f \leq 100$	y-y z-z	b a
		$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y z-z	b a
			$t_f > 100 \text{ mm}$	y-y z-z	d c
Sections en I soudées		$t_f \leq 40 \text{ mm}$		y-y z-z	b c
		$t_f > 40 \text{ mm}$		y-y z-z	c d
Sections creuses		Finies à chaud		Quelcon- que	a a ₀
		Formées à froid		Quelcon- que	c c
Sections en caisson soudées		En général (sauf comme indiqué ci-dessous)		Quelcon- que	b b
		Soud. épaisses : $a > 0,5 t_f$ $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$		Quelcon- que	c c
Sections en U, T et pleines				Quelcon- que	c c
Sections en L				Quelcon- que	b b

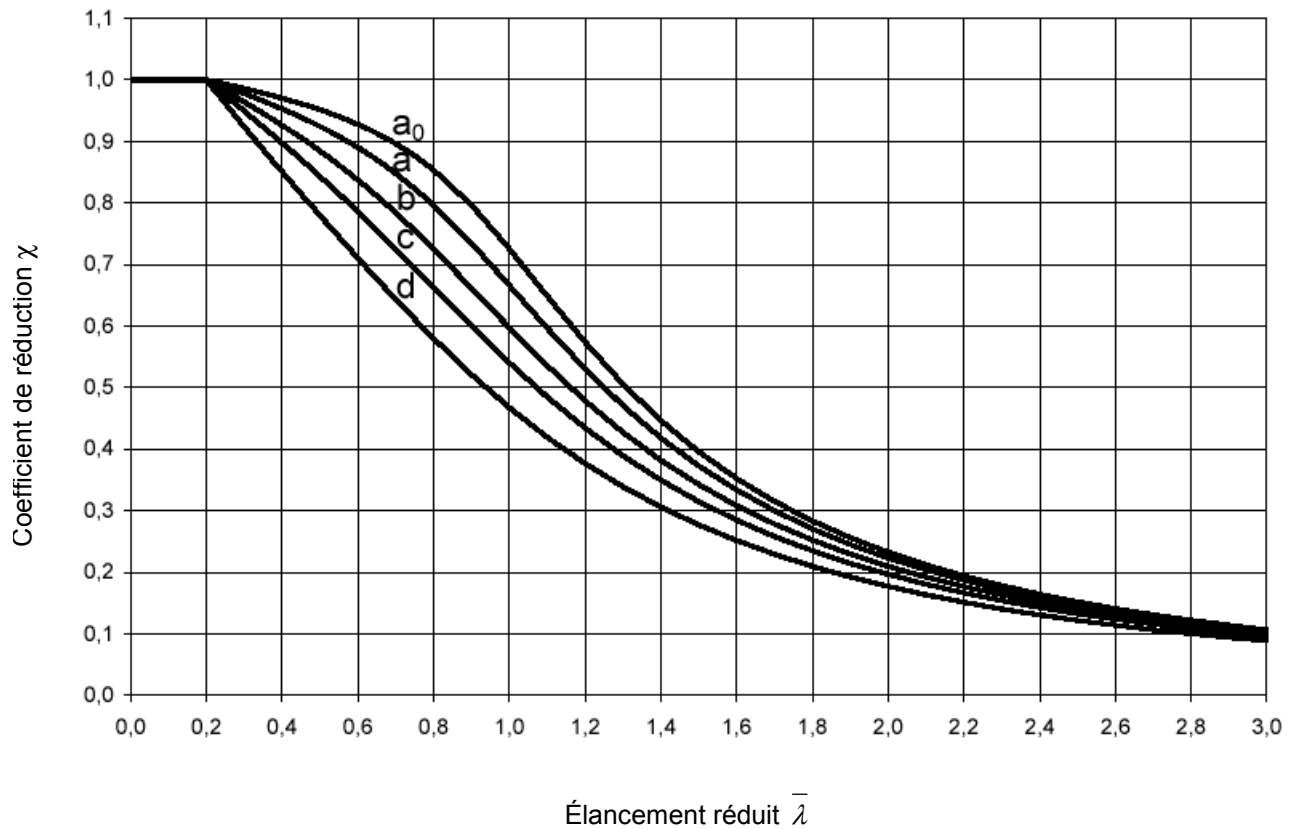


Figure 6.4 — Courbes de flambement

6.3.1.3 Élancement pour le flambement par flexion

(1) L'élancement réduit $\bar{\lambda}$ est donné par les expressions suivantes :

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \frac{1}{\lambda_1} \quad \text{pour les sections transversales de Classes 1, 2 et 3} \quad (6.50)$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff}f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \sqrt{\frac{A_{eff}}{A}} \frac{1}{\lambda_1} \quad \text{pour les sections transversales de Classe 4} \quad (6.51)$$

où

L_{cr} est la longueur de flambement dans le plan de flambement considéré ;

i est le rayon de giration par rapport à l'axe approprié, déterminé en utilisant les propriétés de section transversale brute

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9\varepsilon$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (f_y \text{ en N/mm}^2)$$

NOTE B Pour le flambement élastique d'éléments de structures de bâtiments voir l'Annexe BB.

(2) Pour le flambement par flexion, il convient de déterminer la courbe de flambement appropriée à partir du Tableau 6.2.

6.3.1.4 Élancement pour le flambement par torsion et par flexion-torsion

(1) Dans le cas de barres comportant des sections transversales ouvertes, il convient de considérer la possibilité que la résistance de la barre au flambement par torsion ou par flexion-torsion puisse être inférieure à sa résistance au flambement par flexion.

(2) Il convient de déterminer l'élancement réduit $\bar{\lambda}_T$ pour le flambement par torsion ou par flexion-torsion par :

$$\bar{\lambda}_T = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr}}} \quad \text{Pour les sections transversales de Classes 1, 2 et 3} \quad (6.52)$$

$$\bar{\lambda}_T = \sqrt{\frac{A_{eff} f_y}{N_{cr}}} \quad \text{Pour les sections transversales de Classe 4} \quad (6.53)$$

où

$$N_{cr} = N_{cr,TF} \text{ mais } N_{cr} < N_{cr,T};$$

$N_{cr,TF}$ est l'effort critique de flambement élastique par flexion-torsion ;

$N_{cr,T}$ est l'effort critique de flambement élastique par torsion.

(3) Pour le flambement par torsion ou par flexion-torsion, la courbe de flambement appropriée peut être déterminée à partir du Tableau 6.2, en considérant celle relative à l'axe z .

6.3.2 Barres uniformes fléchies

6.3.2.1 Résistance au déversement

(1) Il convient de vérifier une barre non maintenue latéralement et soumise à une flexion selon l'axe fort vis-à-vis du déversement de la façon suivante :

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad (6.54)$$

où

M_{Ed} est la valeur de calcul du moment fléchissant ;

$M_{b,Rd}$ est le moment résistant de calcul au déversement.

(2) Les poutres dont la semelle comprimée est suffisamment maintenue ne sont pas sensibles au déversement. En outre, les poutres possédant certains types de sections transversales, comme les profils creux circulaires ou carrés, les sections creuses circulaires ou en caisson carrées reconstituées, ne sont également pas sensibles au déversement.

(3) Il convient de prendre le moment résistant de calcul au déversement d'une poutre non maintenue latéralement égal à la valeur suivante :

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_y \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad (6.55)$$

où

W_y est le module de résistance approprié pris de la façon suivante :

$$W_y = W_{pl,y} \quad \text{pour les sections transversales de Classe 1 ou 2 ;}$$

$$W_y = W_{el,y} \quad \text{pour les sections transversales de Classe 3 ;}$$

$$W_y = W_{eff,y} \quad \text{pour les sections transversales de Classe 4.}$$

χ_{LT} est le coefficient de réduction pour le déversement.

NOTE 1 La vérification de la résistance au déversement de poutres possédant des sections variant sur leur longueur peut être réalisée au moyen d'une analyse au second ordre selon 5.3.4(3). Voir aussi 6.3.4 pour l'instabilité hors-plan.

NOTE 2B Pour le déversement d'éléments de structures de bâtiments, voir aussi l'Annexe BB.

(4) Il n'est pas nécessaire de prendre en compte les trous de fixation situés à l'extrémité de la poutre pour la détermination de W_y .

6.3.2.2 Courbes de déversement – Cas général

(1) Sauf spécification contraire, voir 6.3.2.3, pour les barres fléchies à section transversale constante, il convient de déterminer la valeur de χ_{LT} , pour l'élancement réduit approprié $\bar{\lambda}_{LT}$, par l'expression :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \quad \text{mais } \chi_{LT} \leq 1,0 \quad (6.56)$$

où

$$\Phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] ;$$

α_{LT} est un facteur d'imperfection ;

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}} ;$$

M_{cr} est le moment critique pour le déversement élastique.

(2) M_{cr} est basé sur les propriétés de section transversale brute et prend en compte les conditions de chargement, la distribution réelle des moments et les maintiens latéraux.

NOTE Le facteur d'imperfection α_{LT} correspondant à la courbe de flambement appropriée peut être défini par l'Annexe Nationale. Les valeurs recommandées pour α_{LT} sont données dans le Tableau 6.3.

Tableau 6.3 — Valeurs recommandées pour les facteurs d'imperfection des courbes de déversement

Courbe de déversement	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>c</i>	<i>d</i>
Facteur d'imperfection α_{LT}	0,21	0,34	0,49	0,76

Les recommandations pour le choix des courbes de déversement sont données dans le Tableau 6.4.

Tableau 6.4 — Courbes de déversement recommandées pour une section transversale lorsque l'expression (6.56) est utilisée

Sections transversales	Limites	Courbe de déversement
Sections en I laminées	$h/b \leq 2$	a
	$h/b > 2$	b
Sections en I soudées	$h/b \leq 2$	c
	$h/b > 2$	d
Autres sections	-	d

(3) Les valeurs du coefficient de réduction χ_{LT} pour l'élancement réduit approprié $\bar{\lambda}_{LT}$ peuvent être tirées de la Figure 6.4.

(4) Pour un élancement $\bar{\lambda}_{LT} \leq \bar{\lambda}_{LT,0}$ (voir 6.3.2.3) ou pour $\frac{M_{Ed}}{M_{cr}} \leq \bar{\lambda}_{LT,0}^2$ (voir 6.3.2.3), les effets du déversement peuvent être négligés et seules les vérifications de section transversale s'appliquent.

6.3.2.3 Courbes de déversement pour profils laminés ou sections soudées équivalentes

(1) Pour les profils laminés ou les sections soudées équivalentes fléchis, les valeurs de χ_{LT} pour l'élancement réduit approprié peuvent être déterminées de la façon suivante :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \beta \bar{\lambda}_{LT}^2}} \text{ mais } \begin{cases} \chi_{LT} \leq 1,0 \\ \chi_{LT} \leq \frac{1}{\bar{\lambda}_{LT}^2} \end{cases} \quad (6.57)$$

$$\Phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

NOTE Les paramètres $\bar{\lambda}_{LT,0}$ et β , ainsi que toute limitation de validité éventuelle concernant la hauteur de poutre ou le rapport h/b , peuvent être donnés dans l'Annexe Nationale. Les valeurs suivantes sont recommandées pour les sections laminées ou sections soudées équivalentes :

$$\bar{\lambda}_{LT,0} = 0,4 \quad (\text{valeur maximale})$$

$$\beta = 0,75 \quad (\text{valeur minimale})$$

Les recommandations pour le choix des courbes de déversement sont données dans le Tableau 6.5.

Tableau 6.5 — Courbes de déversement recommandées pour une section transversale lorsque l'expression (6.57) est utilisée

Sections transversales	Limites	Courbe de déversement
Sections en I laminées	$h/b \leq 2$	b
	$h/b > 2$	c
Sections en I soudées	$h/b \leq 2$	c
	$h/b > 2$	d

(2) Pour prendre en compte la distribution des moments entre les maintiens latéraux des barres, le coefficient de réduction χ_{LT} peut être modifié ainsi :

$$\chi_{LT,mod} = \frac{\chi_{LT}}{f} \text{ mais } \chi_{LT,mod} \leq 1$$

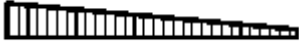
(6.58)

NOTE Les valeurs de f peuvent être définies par l'Annexe Nationale. Les valeurs minimales suivantes sont recommandées :

$$f = 1 - 0,5 (1 - k_c) [1 - 2,0 (\bar{\lambda}_{LT} - 0,8)^2] \text{ mais } f \leq 1$$

k_c est un facteur de correction pris dans le Tableau 6.6.

Tableau 6.6 — Facteurs de correction k_c

Distribution des moments	k_c
 $\psi = 1$	1,0
 $-1 \leq \psi \leq 1$	$\frac{1}{1,33 - 0,33 \psi}$
	0,94
	0,90
	0,91
	0,86
	0,77
	0,82

6.3.2.4 Méthode simplifiée pour les poutres avec maintiens latéraux dans les bâtiments

(1)B Les barres dont la semelle comprimée comporte des maintiens latéraux ponctuels ne sont pas sensibles au déversement si la longueur L_c entre ces maintiens, ou l'élançement résultant $\bar{\lambda}_f$ de la semelle comprimée équivalente, satisfait la condition suivante :

$$\bar{\lambda}_f = \frac{k_c L_c}{i_{f,z} \lambda_1} \leq \bar{\lambda}_{c0} \frac{M_{c,Rd}}{M_{y,Ed}} \quad (6.59)$$

où

$M_{y,Ed}$ est la valeur de calcul du moment fléchissant maximal entre maintiens

$$M_{c,Rd} = W_y \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

W_y est le module résistant approprié relatif à la semelle comprimée ;

k_c est un facteur de correction de l'élançement prenant en compte la distribution des moments entre les maintiens, voir Tableau 6.6 ;

$i_{f,z}$ est le rayon de giration par rapport à l'axe faible de la semelle comprimée équivalente composée de la semelle comprimée plus 1/3 de la partie comprimée de l'âme ;

$\bar{\lambda}_{c0}$ est l'élançement limite de semelle comprimée équivalente définie ci-dessus

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \varepsilon$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (f_y \text{ en N/mm}^2)$$

NOTE 1B Pour les sections transversales de Classe 4, $i_{f,z}$ peut être pris égal à :

$$i_{f,z} = \sqrt{\frac{I_{eff,f}}{A_{eff,f} + \frac{1}{3} A_{eff,w,c}}}$$

où

$I_{eff,f}$ est le moment d'inertie de flexion efficace de la semelle comprimée par rapport à l'axe faible de la section ;

$A_{eff,f}$ est l'aire efficace de la semelle comprimée ;

$A_{eff,w,c}$ est l'aire efficace de la partie comprimée de l'âme.

NOTE 2B L'élançement limite $\bar{\lambda}_{c0}$ peut être donné dans l'Annexe Nationale. Une valeur $\bar{\lambda}_{c0} = \bar{\lambda}_{LT,0} + 0,1$ est recommandée, voir 6.3.2.3.

(2)B Si l'élanement $\bar{\lambda}_f$ de la semelle comprimée excède la limite donnée en (1)B, le moment résistant de calcul au déversement peut être pris égal à :

$$M_{b,Rd} = k_{f\ell} \chi M_{c,Rd} \text{ mais } M_{b,Rd} \leq M_{c,Rd} \quad (6.60)$$

où

χ est le coefficient de réduction pour la semelle comprimée équivalente déterminée avec $\bar{\lambda}_f$;

$k_{f\ell}$ est le facteur de modification prenant en compte le caractère plaçant du côté de la sécurité de la méthode de la semelle comprimée équivalente.

NOTE B Le facteur de modification peut être donné dans l'Annexe Nationale. Une valeur $k_{f\ell} = 1,10$ est recommandée.

(3)B Pour l'application de (2)B, il convient d'adopter les courbes de flambement suivantes :

— courbe d pour les sections soudées, à condition que : $\frac{h}{t_f} \leq 44\epsilon$;

— courbe c pour toutes les autres sections

où

h est la hauteur hors-tout de la section transversale ;

t_f est l'épaisseur de la semelle comprimée

NOTE B Pour le déversement d'éléments de structures de bâtiments avec maintiens latéraux, voir également l'Annexe BB.3.

6.3.3 Barres uniformes fléchies et comprimées

(1) Sauf si une analyse au second ordre est effectuée en utilisant les imperfections comme indiqué en 5.3.2, la stabilité des barres uniformes à sections transversales bi-symétriques non sensibles à la distorsion est généralement à vérifier comme indiqué dans les articles suivants où une distinction est faite entre :

- les barres qui ne sont pas sensibles aux déformations par torsion, par exemple les sections creuses circulaires ou les sections maintenues en torsion ;
- les barres sensibles aux déformations par torsion, par exemple les barres possédant des sections transversales ouvertes et non maintenues en torsion.

(2) En outre, il convient de vérifier que la résistance des sections transversales à chaque extrémité de la barre satisfait les exigences données en 6.2.

NOTE 1 Les formules d'interaction sont basées sur le modèle d'une barre à travée unique comportant à ses extrémités des appuis simples "à fourche", avec ou non un maintien latéral continu, et soumise à un effort de compression, des moments d'extrémité et/ou des charges transversales.

NOTE 2 Dans le cas où les conditions exposées en (1) et (2) ne sont pas satisfaites, voir 6.3.4.

(3) La vérification de la résistance de barres de systèmes structuraux peut être effectuée sur la base de barres individuelles à travée unique considérées comme extraites du système. Les effets du second ordre dus à la déformation globale latérale du système (effets $P-\Delta$) doivent être pris en compte soit dans la détermination des moments d'extrémité de la barre, soit par l'utilisation de longueurs de flambement appropriées respectivement, voir 5.2.2(3)c) et 5.2.2(8).

(4) Il convient de vérifier que les barres qui sont soumises à une combinaison de flexion et de compression axiale satisfont les conditions suivantes :

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad (6.61)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad (6.62)$$

où

N_{Ed} , $M_{y,Ed}$ et $M_{z,Ed}$ sont les valeurs de calcul de l'effort de compression et des moments maximaux dans la barre par rapport respectivement à l'axe $y-y$ et à l'axe $z-z$;

$\Delta M_{y,Ed}$, $\Delta M_{z,Ed}$ sont les moments provoqués par le décalage de l'axe neutre selon 6.2.9.3 pour les sections de Classe 4, voir Tableau 6.7 ;

χ_y et χ_z sont les facteurs de réduction dus au flambement par flexion, d'après 6.3.1 ;

χ_{LT} est le coefficient de réduction dû au déversement, d'après 6.3.2 ;

k_{yy} , k_{yz} , k_{zy} , k_{zz} sont les facteurs d'interaction.

Tableau 6.7 — Valeurs pour $N_{Rk} = f_y A_i$, $M_{i,Rk} = f_y W_i$ et $\Delta M_{i,Ed}$

Classe	1	2	3	4
A_i	A	A	A	A_{eff}
W_y	$W_{pl,y}$	$W_{pl,y}$	$W_{el,y}$	$W_{eff,y}$
W_z	$W_{pl,z}$	$W_{pl,z}$	$W_{el,z}$	$W_{eff,z}$
$\Delta M_{y,Ed}$	0	0	0	$e_{N,y} N_{Ed}$
$\Delta M_{z,Ed}$	0	0	0	$e_{N,z} N_{Ed}$

NOTE Pour les barres non sensibles à la déformation par torsion, on aurait $\chi_{LT} = 1,0$.

(5) Les facteurs d'interaction k_{yy} , k_{yz} , k_{zy} , k_{zz} dépendent de la méthode qui est choisie.

NOTE 1 Les facteurs d'interaction k_{yy} , k_{yz} , k_{zy} et k_{zz} ont été dérivés à partir de deux approches alternatives. Les valeurs de ces facteurs peuvent être pris dans l'Annexe A (méthode alternative 1) ou dans l'Annexe B (méthode alternative 2).

NOTE 2 L'Annexe Nationale peut fixer le choix entre la méthode alternative 1 ou la méthode alternative 2.

NOTE 3 Pour simplifier, les vérifications peuvent être effectuées dans le domaine élastique uniquement.

6.3.4 Méthode générale de vérification du flambement latéral et du déversement de composants structuraux

(1) La méthode suivante peut être utilisée lorsque les méthodes données en 6.3.1, 6.3.2 et 6.3.3 ne s'appliquent pas. Elle permet la vérification de la résistance au déversement et au flambement latéral de composants structuraux tels que :

- barres isolées, à section composée ou non, uniformes ou non, avec conditions de support complexes ou non ; ou
- ossatures planes ou sous-ossatures composées de telles barres, soumises à compression et/ou flexion mono-axiale dans leur plan, mais qui ne contiennent pas de rotules plastiques ayant tourné.

NOTE L'Annexe Nationale peut spécifier le domaine et les limites d'application de cette méthode.

(2) La résistance globale à l'instabilité hors-plan de tout composant structural conforme à (1) peut être effectuée en vérifiant la condition suivante :

$$\frac{\chi_{op} \alpha_{ult,k}}{\gamma_{M1}} \geq 1,0 \quad (6.63)$$

où

$\alpha_{ult,k}$ est le facteur minimal d'amplification à appliquer aux charges de calcul pour atteindre la résistance caractéristique de la section transversale la plus critique du composant structural, en considérant son comportement dans le plan de chargement sans tenir compte du déversement ou du flambement latéral, mais en prenant toutefois en compte quand nécessaire tous les effets dus à la déformation géométrique dans le plan et aux imperfections, globales et locales ;

χ_{op} est le coefficient de réduction calculé pour l'élancement réduit $\bar{\lambda}_{op}$, voir (3), afin de prendre en compte le déversement et le flambement latéral.

(3) Il convient de déterminer l'élancement réduit global $\bar{\lambda}_{op}$ du composant structural à partir de l'expression suivante

$$\bar{\lambda}_{op} = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{cr,op}}} \quad (6.64)$$

où

$\alpha_{ult,k}$ est défini en (2) ;

$\alpha_{cr,op}$ est le facteur minimal d'amplification à appliquer aux charges de calcul agissant dans le plan pour atteindre la résistance critique élastique du composant structural au flambement latéral ou au déversement, sans tenir compte du flambement par flexion dans le plan.

NOTE Une analyse par Eléments Finis peut être utilisée pour la détermination de $\alpha_{cr,op}$ et $\alpha_{ult,k}$.

(4) Le coefficient de réduction χ_{op} peut être déterminé à partir de l'une des méthodes suivantes :

a) la valeur minimale de

χ pour le flambement latéral selon 6.3.1 ; et

χ_{LT} pour le déversement selon 6.3.2,

chacun étant calculé pour l'élancement réduit global $\bar{\lambda}_{op}$.

NOTE Par exemple, lorsque $\alpha_{ult,k}$ est déterminé par la vérification de résistance en section

$\frac{1}{\alpha_{ult,k}} = \frac{N_{Ed}}{N_{Rk}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rk}}$, cette méthode conduit à :

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rk}/\gamma_{M1}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rk}/\gamma_{M1}} \leq \chi_{op} \quad (6.65)$$

b) une valeur interpolée entre les valeurs χ and χ_{LT} telles que définies en a), en utilisant la formule permettant de déterminer $\alpha_{ult,k}$ dans la section transversale critique.

NOTE Par exemple, lorsque $\alpha_{ult,k}$ est déterminé par la vérification de résistance en section

$\frac{1}{\alpha_{ult,k}} = \frac{N_{Ed}}{N_{Rk}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rk}}$, cette méthode conduit à :

$$\frac{N_{Ed}}{\chi N_{Rk}/\gamma_{M1}} + \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}/\gamma_{M1}} \leq 1 \quad (6.66)$$

6.3.5 Déversement des barres avec rotules plastiques

6.3.5.1 Généralités

(1)B Les structures peuvent être calculées par une analyse plastique à condition que le déversement dans l'ossature soit empêché par les moyens suivants :

- a) présence de maintiens au niveau des rotules plastiques "ayant tourné", voir 6.3.5.2 ; et
- b) vérification de "longueur stable" pour les tronçons de barre situés entre de tels maintiens et d'autres maintiens latéraux, voir 6.3.5.3.

(2)B Aucun maintien n'est nécessaire au niveau d'une rotule plastique qui, sous toutes les combinaisons de charges aux états limites ultimes, n'a pas "tourné".

6.3.5.2 Maintiens au droit des rotules plastiques ayant "tourné"

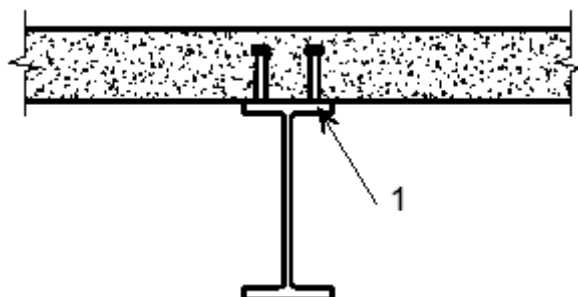
(1)B Il convient qu'au droit de chaque rotule plastique ayant "tourné", la section transversale ait un maintien latéral et torsionnel efficace, avec une résistance appropriée aux forces latérales et à la torsion induites par les déformations plastiques locales de la barre à cet emplacement.

(2)B Il convient d'assurer un maintien efficace

- dans le cas de barres simplement fléchies ou soumises à la fois à une flexion et un effort normal, par un maintien latéral des deux semelles. Ceci peut être réalisé par le maintien latéral d'une des semelles et un maintien torsionnel rigide de la section transversale empêchant le déplacement latéral relatif de la semelle comprimée par rapport à la semelle tendue, voir Figure 6.5 ,
- pour les barres soumises soit à une seule flexion ou à une flexion et une traction axiale et pour lesquelles la semelle comprimée est en contact avec une dalle de plancher, par un maintien latéral et torsionnel de la semelle comprimée (par exemple une connexion à la dalle, voir Figure 6.6). Pour les sections transversales qui sont plus élancées que des sections I et H laminées, il convient que la distorsion de la section soit empêchée au niveau de la rotule plastique (par exemple au moyen d'un raidisseur d'âme également connecté à la semelle comprimée, et un assemblage rigide de la semelle comprimée à la dalle).



Figure 6.5 — Exemple typique de maintien torsionnel rigide



Légende

- 1 Semelle comprimée

Figure 6.6 — Exemple typique de maintien latéral et torsionnel de la semelle comprimée par une dalle

(3)B A chaque emplacement de rotule plastique, il convient que la connexion (par exemple les boulons) de la semelle comprimée à l'élément de maintien en ce point (par exemple la panne) et tout élément intermédiaire de transmission de l'effort (par exemple un bracon) soit calculée pour résister à une force locale d'au moins 2,5 % de $N_{f,Ed}$ (défini en 6.3.5.2(5)B) transmise par la semelle dans son plan et perpendiculaire au plan de l'âme, sans combinaison avec d'autres charges.

(4)B Lorsqu'un tel maintien ne peut pratiquement être réalisé directement au droit de la rotule plastique, il est recommandé qu'il soit placé à une distance mesurée le long de la barre qui ne soit pas supérieure à $h/2$, où h est la hauteur totale de la section au droit de la rotule plastique.

(5)B Pour le dimensionnement des systèmes de contreventement, voir 5.3.3, il convient de procéder à une vérification additionnelle à celle relative à l'imperfection telle que définie en 5.3.3, pour s'assurer que le système de contreventement est capable de résister aux effets de forces locales Q_m appliquée à chaque barre stabilisée au droit des rotules plastiques, avec :

$$Q_m = 1,5 \alpha_m \frac{N_{f,Ed}}{100} \quad (6.67)$$

où

$N_{f,Ed}$ est l'effort normal dans la semelle comprimée de la barre stabilisée, au droit de la rotule plastique ;

α_m est tel que défini en 5.3.3(1).

NOTE Pour la combinaison avec les charges extérieures, voir aussi 5.3.3 (5).

6.3.5.3 Vérification de longueur stable d'un tronçon de barre

(1)B La résistance au déversement de tronçons de barres entre maintiens peut être effectuée en vérifiant que leur longueur entre maintiens n'est pas supérieure à la "longueur stable".

Pour des tronçons de barres uniformes à sections en I ou H telles que $h/t_f \leq 40\varepsilon$, soumis à un moment linéairement variable et sans compression axiale significative, la longueur stable peut être déterminée par :

$$\begin{aligned} L_{\text{stable}} &= 35 \varepsilon i_z && \text{pour } 0,625 \leq \psi \leq 1 \\ L_{\text{stable}} &= (60 - 40 \psi) \varepsilon i_z && \text{pour } -1 \leq \psi \leq 0,625 \end{aligned} \quad (6.68)$$

où

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y [\text{N/mm}^2]}} ;$$

$$\psi = \frac{M_{Ed,min}}{M_{pl,Rd}} = \text{rapport des moments fléchissants aux extrémités du tronçon de barre.}$$

NOTE B Pour la longueur stable d'un tronçon de barre, voir aussi l'Annexe BB.3.

(2)B Lorsqu'une rotule plastique apparaît à proximité immédiate de l'extrémité d'un renfort de jarret, il n'est pas nécessaire de traiter le tronçon à hauteur linéairement variable comme un tronçon adjacent à une rotule plastique si les critères suivants sont satisfaits :

- il convient que le maintien au niveau de la rotule plastique soit situé à une distance au plus égale à $h/2$ de la rotule, du côté du jarret et non du tronçon uniforme ;
- la semelle comprimée du renfort reste élastique sur sa longueur.

NOTE B Pour des informations complémentaires, voir l'Annexe BB.3.

6.4 Barres composées uniformes en compression

6.4.1 Généralités

(1) En règle générale, les barres composées uniformes sollicitées en compression et munies d'extrémités articulées appuyées latéralement sont à vérifier au moyen du modèle suivant, voir Figure 6.7 :

- 1) la barre peut être considérée comme un poteau présentant une imperfection en arc $e_0 = \frac{L}{500}$;
- 2) les déformations élastiques des treillis ou des barrettes de liaison, voir Figure 6.7, peuvent être prises en compte par une rigidité de cisaillement continue (répartie) S_V du poteau.

NOTE Pour d'autres conditions aux extrémités, des modifications appropriées peuvent être effectuées.

(2) Le modèle de barre composée uniforme en compression s'applique lorsque :

- 1) les treillis ou les barrettes de liaison constituent le long de la barre composée des modules identiques à membrures parallèles ;
- 2) le nombre de modules dans la barre composée est au minimum de trois.

NOTE Ceci permet de supposer une structure régulière dont les éléments structuraux discrets peuvent être "tartinés" en un milieu continu.

(3) La procédure de calcul est applicable aux barres composées comportant des treillis disposées selon deux plans, voir Figure 6.8.

(4) Les membrures peuvent être des barres pleines ou peuvent elles-mêmes comporter des treillis ou des barrettes de liaison dans le plan perpendiculaire.

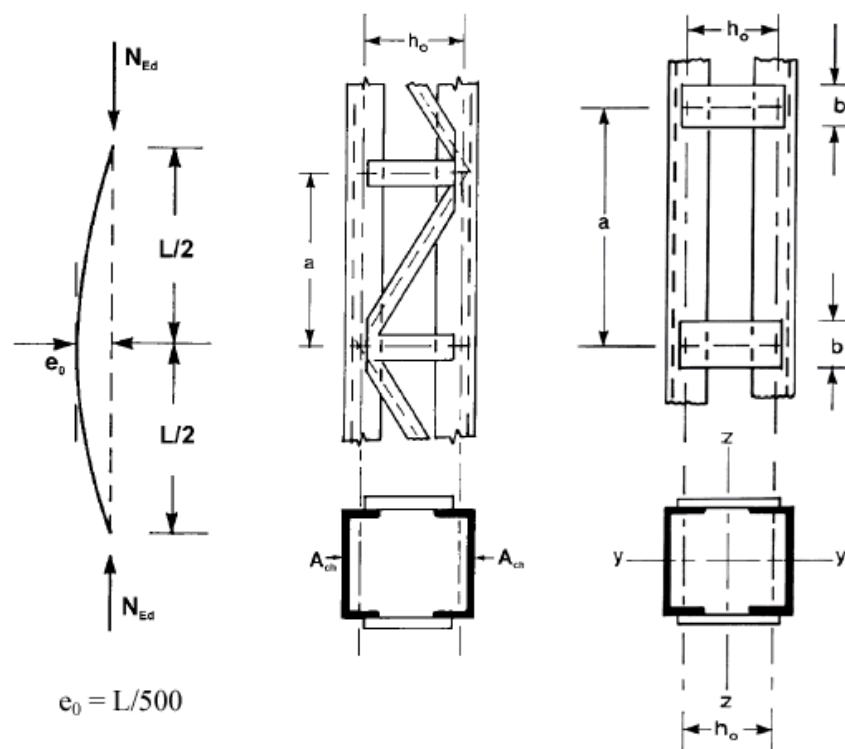


Figure 6.7 — Poteaux composés uniformes à treillis ou barrettes de liaison

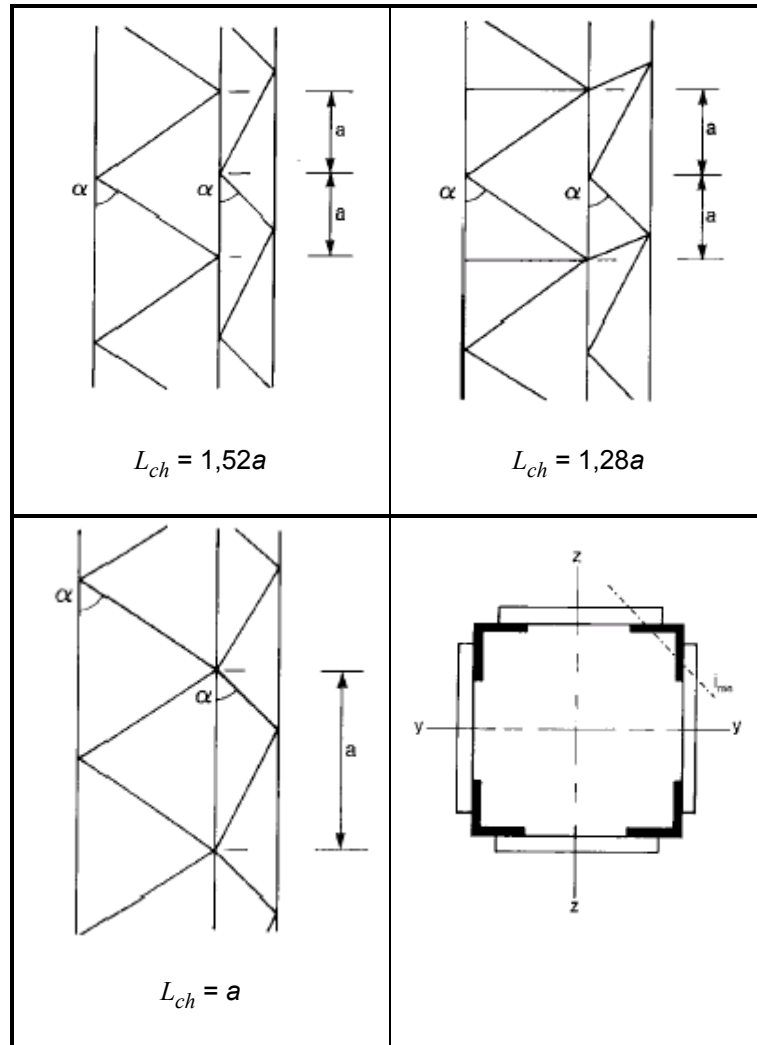


Figure 6.8 — Treillis sur quatre côtés et longueur de flambement L_{ch} des membrures

(5) Il convient d'effectuer les vérifications des membrures pour leurs efforts axiaux de calcul $N_{ch,Ed}$ résultant de l'effort de compression N_{Ed} et du moment M_{Ed} agissant à mi-longueur de la barre composée.

(6) Dans le cas d'une barre comportant deux membrures identiques, il convient de déterminer l'effort de calcul $N_{ch,Ed}$ au moyen de l'expression :

$$N_{ch,Ed} = 0,5N_{Ed} + \frac{M_{Ed}h_0A_{ch}}{2I_{eff}} \quad (6.69)$$

où

$$M_{Ed} = \frac{N_{Ed}e_0 + M_{Ed}^I}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr}} - \frac{N_{Ed}}{S_v}}$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI_{eff}}{L^2} \text{ est l'effort critique efficace de la barre composée ;}$$

- N_{Ed} est la valeur de calcul de l'effort de compression agissant dans la barre composée ;
- M_{Ed} est la valeur de calcul du moment maximal de flexion agissant à mi-longueur de la barre composée, en considérant les effets du second ordre ;
- M_{Ed}^I est la valeur de calcul du moment maximal de flexion agissant à mi-longueur de la barre composée, sans considérer les effets du second ordre ;
- h_0 est la distance entre centres de gravité des membrures ;
- A_{ch} est l'aire de section transversale d'une membrure ;
- I_{eff} est le moment d'inertie de flexion efficace de la barre composée, voir 6.4.2 et 6.4.3 ;
- S_v est la rigidité de cisaillement des modules de treillis ou de barrettes, voir 6.4.2 et 6.4.3.

(7) En règle générale, les vérifications des treillis des barres composées à treillis ou les vérifications pour les efforts résultant de l'effet de cadre dans les barres composées à barrettes de liaison sont à effectuer dans le module d'extrémité, à partir de l'effort tranchant global V_{Ed} agissant dans la barre composée déterminé par :

$$V_{Ed} = \pi \frac{M_{Ed}}{L} \quad (6.70)$$

6.4.2 Barres comprimées à treillis

6.4.2.1 Résistance des éléments des barres comprimées à treillis

(1) Il convient de vérifier la résistance au flambement des membrures et des diagonales de treillis soumises à la compression.

NOTE Les moments secondaires peuvent être négligés.

(2) Pour les membrures, il convient d'effectuer la vérification au flambement de la façon suivante :

$$\frac{N_{ch,Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad (6.71)$$

où

$N_{ch,Ed}$ est l'effort de compression de calcul dans la membrure agissant à mi-longueur de la barre composée conformément à 6.4.1(6) ;

et

$N_{b,Rd}$ est la valeur de calcul de la résistance de la membrure au flambement, en prenant la longueur de flambement L_{ch} dans la Figure 6.8.

(3) Il est recommandé de prendre la rigidité de cisaillement S_v des barres de treillis dans la Figure 6.9.

(4) Le moment d'inertie de flexion efficace des barres composées à treillis peut être pris égal à :

$$I_{eff} = 0,5 h_0^2 A_{ch} \quad (6.72)$$

Système			
S_V	$\frac{nEA_dah_0^2}{2d^3}$	$\frac{nEA_dah_0^2}{d^3}$	$\frac{nEA_dah_0^2}{d^3 \left[1 + \frac{A_d h_0^3}{A_v d^3} \right]}$
N est le nombre de plans de treillis. A_d et A_v font référence à l'aire de section des treillis.			

Figure 6.9 — Rigidité de cisaillement des treillis de barres composées

6.4.2.2 Dispositions constructives

- (1) Il est recommandé que les treillis en V situés sur deux faces opposées d'une barre composée à deux plans de treillis parallèles soient disposés en correspondance, comme le montre la Figure 6.10 (a), c'est-à-dire de façon à avoir une ombre unique.
- (2) Dans le cas où les treillis en V situés sur deux faces opposées d'une barre composée à deux plans de treillis parallèles sont disposés en opposition comme illustré dans la Figure 6.10 (b), il convient de prendre en compte dans la barre composée l'effet de torsion qui en résulte.
- (3) Il est recommandé de disposer des panneaux de jonction aux extrémités des systèmes de treillis, ainsi qu'aux endroits où le treillis est interrompu et au niveau des assemblages avec d'autres barres.

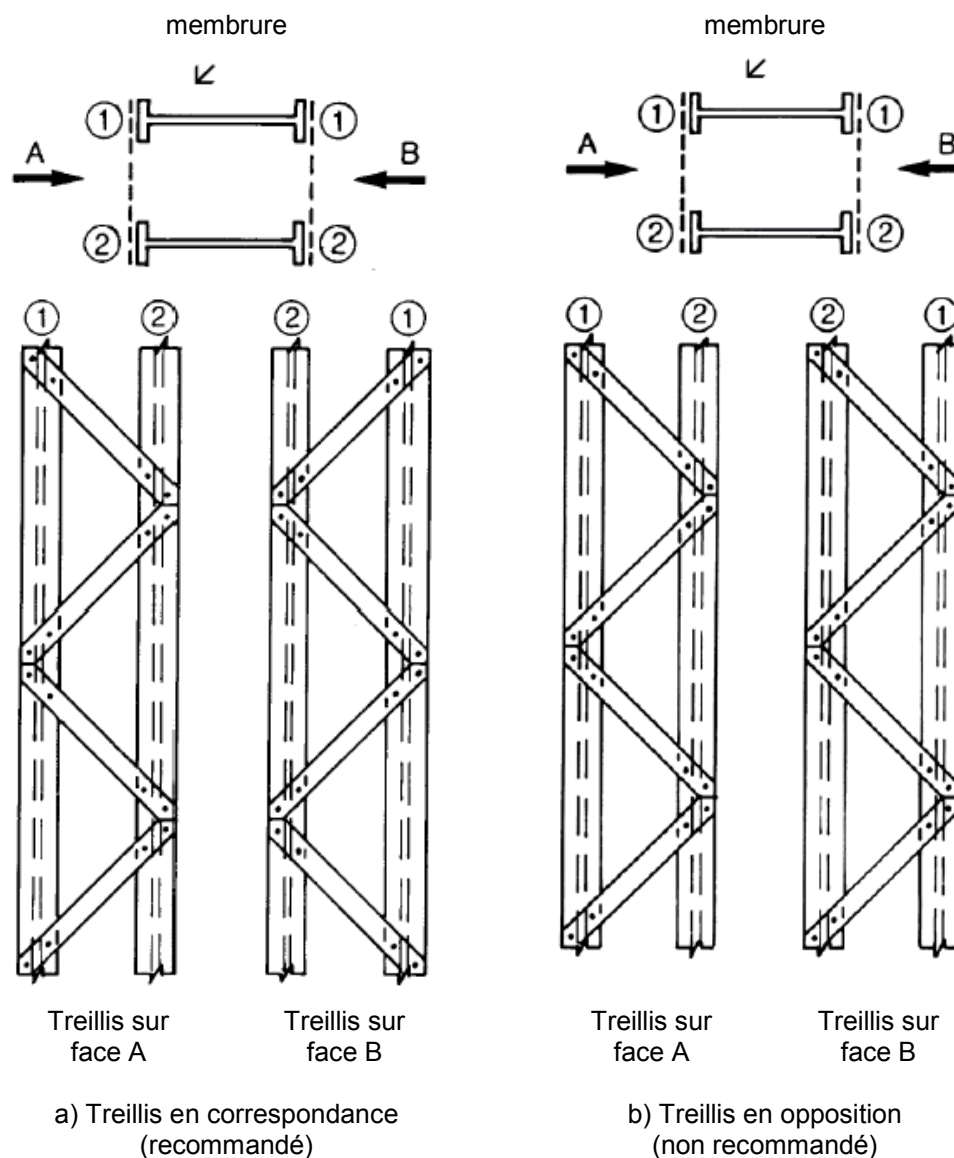


Figure 6.10 — Treillis en V disposés sur les faces opposées de barres composées à deux plans de treillis parallèles

6.4.3 Barres comprimées à barrettes de liaison

6.4.3.1 Résistance des éléments constitutifs de barres comprimées à barrettes de liaison

(1) Il convient de vérifier vis-à-vis des sollicitations réelles, telles qu'indiquées à la Figure 6.11, la résistance des membrures et des traverses de liaisons, ainsi que celle des assemblages de ces dernières aux membrures, dans un module d'extrémité d'une part et à mi-longueur de la barre d'autre part.

NOTE Pour simplifier, les efforts maximaux $N_{ch,Ed}$ dans les membrures peuvent être combinés avec l'effort tranchant maximal V_{Ed} .

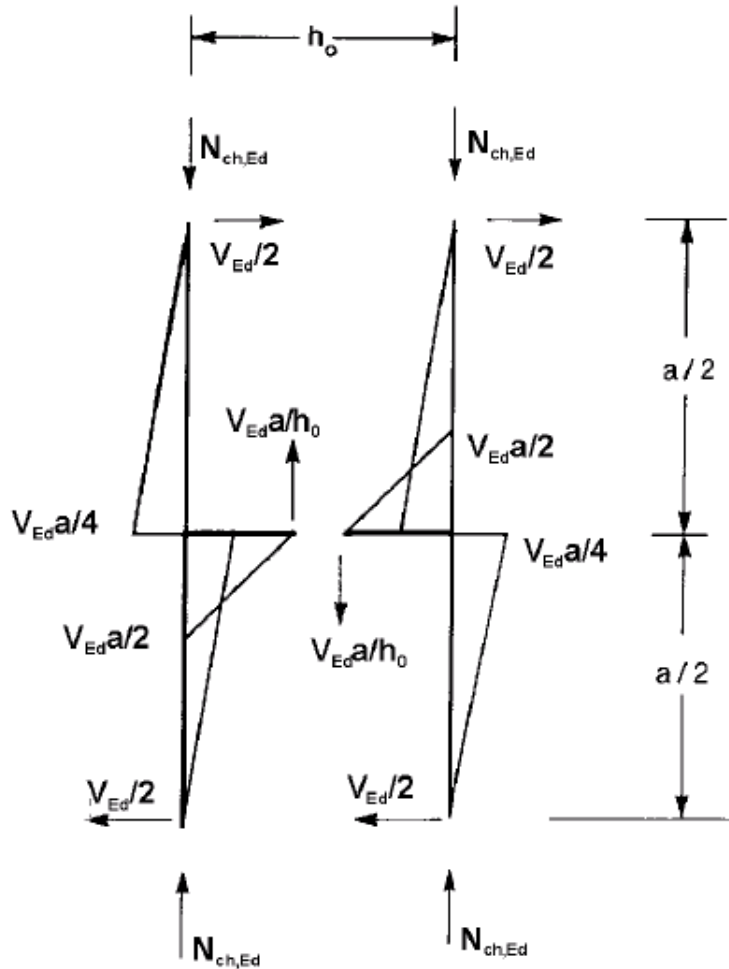


Figure 6.11 — Sollicitations agissant dans un module d'extrémité de barre composée à barrettes de liaison

(2) Il convient de calculer la rigidité de cisaillement S_V de la façon suivante :

$$S_V = \frac{24EI_{ch}}{a^2 \left[1 + \frac{2I_{ch}}{nI_b} \frac{h_0}{a} \right]} \leq \frac{2\pi^2 EI_{ch}}{a^2} \quad (6.73)$$

(3) Les moments d'inertie de flexion efficaces des barres composées à barrettes de liaison peuvent être calculés par :

$$I_{eff} = 0,5 h_0^2 A_{ch} + 2\mu I_{ch} \quad (6.74)$$

où

I_{ch} = moment d'inertie de flexion dans le plan pour une membrure ;

I_b = moment d'inertie de flexion dans le plan pour une barrette ;

μ = facteur d'efficacité pris d'après le Tableau 6.8 ;

n = nombre de plans de treillis.

Tableau 6.8 — Facteur d'efficacité μ

Critère	Facteur d'efficacité μ
$\lambda \geq 150$	0
$75 < \lambda < 150$	$\mu = 2 - \frac{\lambda}{75}$
$\lambda \leq 75$	1,0
avec : $\lambda = \frac{L}{i_0}$; $i_0 = \sqrt{\frac{I_1}{2A_{ch}}}$; $I_1 = 0,5 h_0^2 A_{ch} + 2I_{ch}$	

6.4.3.2 Détails constructifs

- (1) Il convient de placer des barrettes à chacune des extrémités d'une barre composée.
- (2) Lorsque les barres composées comportent des plans parallèles de barrettes de liaison, il convient que les barrettes en regard situées dans chaque plan soient disposées en face l'une de l'autre.
- (3) Il est également recommandé de disposer des barrettes aux points intermédiaires où des charges sont appliquées ou bien où un maintien latéral existe.

6.4.4 Barres composées à membrures faiblement espacées

- (1) Dans le cas de barres composées comprimées dont les membrures sont en contact ou faiblement espacées et liaisonnées à travers des fourrures, voir Figure 6.12, ou dont les membrures sont des cornières disposées en croix et liaisonnées par des paires de barrettes elles-mêmes disposées en croix, voir Figure 6.13, il convient de vérifier le flambement comme pour une barre unique homogène en négligeant l'effet de la rigidité de cisaillement ($S_V = \infty$), à condition que les espacements maximaux donnés dans le Tableau 6.9 soient respectés.

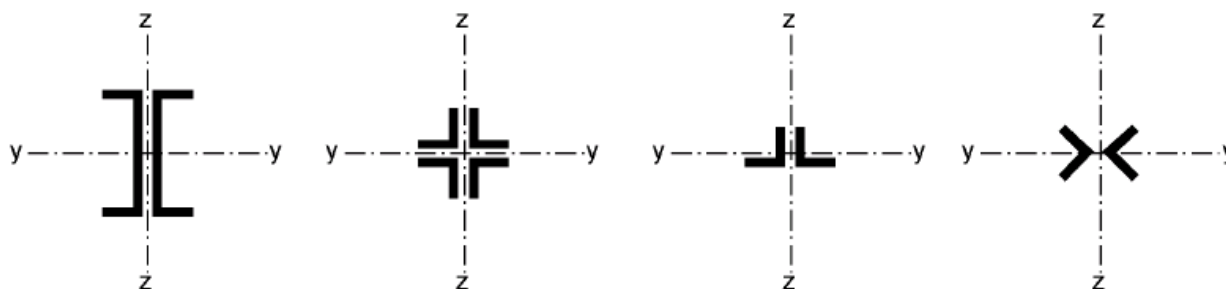


Figure 6.12 — Barres composées à membrures faiblement espacées

Tableau 6.9 — Espacements maximaux des éléments de liaison pour les barres composées à membrures faiblement espacées ou à cornières liaisonnées en croix

Type de barre composée	Espacement maximal des éléments de liaison ^a
Membrures selon la Figure 6.12 et liaisonnées par boulons ou cordons de soudure	$15 i_{\min}$
Membrures selon la Figure 6.13 liaisonnées par paires de barrettes	$70 i_{\min}$
^a distance centre-à-centre des éléments de liaison. $i_{\min}$ est le rayon de giration minimal d'une membrure ou cornière.	

(2) Les efforts tranchants devant être transmis par les éléments de liaison sont généralement à déterminer conformément aux indications données en 6.4.3.1(1).

(3) Dans le cas de cornières à ailes inégales, voir Figure 6.13, le flambement selon l'axe $y-y$ peut être vérifié en supposant que :

$$i_y = \frac{i_0}{1,15} \tag{6.75}$$

où i_0 est le rayon de giration minimal de la barre composée.

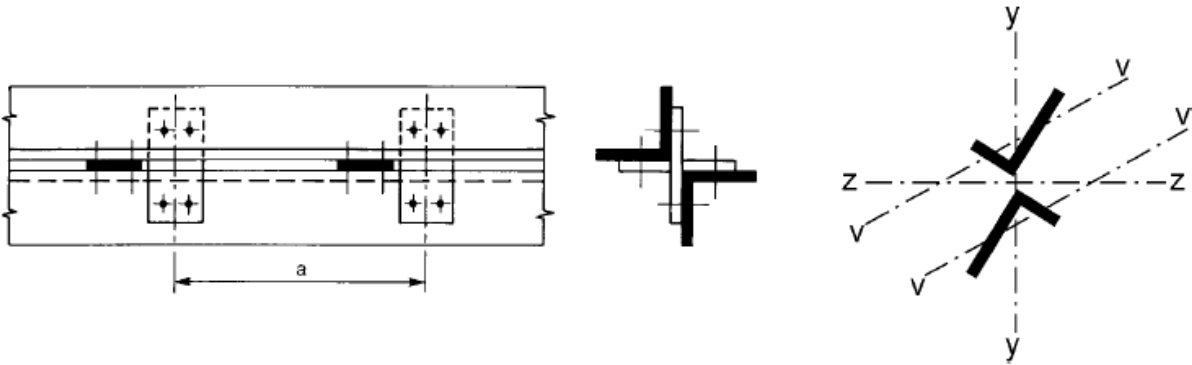


Figure 6.13 — Barres composées de cornières disposées en croix liaisonnées par paires de barrettes en croix

7 États limites de service

7.1 Généralités

- (1) Il convient de calculer et de construire hne structure en acier de telle sorte que tous les critères appropriés d'aptitude au service soient vérifiés.
- (2) Les exigences fondamentales pour les états limites de service sont données en 3.4 de l'EN 1990.
- (3) Pour un projet donné, tout état limite de service, ainsi que le chargement et le modèle d'analyse associés, est généralement à spécifier.

(4) Lorsque l'analyse globale plastique est utilisée pour l'état limite ultime, une redistribution plastique des sollicitations exercées à l'état limite de service peut se produire. Dans ce cas, il convient de prendre en compte ses effets.

7.2 États limites de service pour les bâtiments

7.2.1 Flèches verticales

(1)B En référence à l'EN 1990 – Annexe A1.4, il convient que les limites pour les flèches verticales définies à la Figure A1.1 soient spécifiées pour chaque projet et convenues avec le client.

NOTE B L'Annexe Nationale peut spécifier ces limites.

7.2.2 Flèches horizontales

(1)B En référence à l'EN 1990 – Annexe A1.4, il convient que les limites pour les flèches horizontales définies à la Figure A1.2 soient spécifiées pour chaque projet et convenues avec le client.

NOTE B L'Annexe Nationale peut spécifier ces limites.

7.2.3 Effets dynamiques

(1)B En référence à l'EN 1990 – Annexe A1.4.4, il convient de limiter les vibrations des structures ouvertes à la circulation du public afin d'éviter un inconfort notable pour les utilisateurs, et que les limites soient spécifiées pour chaque projet et convenues avec le client.

NOTE B L'Annexe Nationale peut spécifier des limites pour les vibrations des planchers.

Annexe A (informative)

Méthode 1 : Facteurs d'interaction k_{ij} pour la formule d'interaction donnée en 6.3.3 (4)Tableau A.1 — Facteurs d'interaction k_{ij} (6.3.3 (4))

Facteurs d'interaction	hypothèses de calcul	
	Propriétés élastiques de sections Classe 3, Classe 4	Propriétés plastiques de sections Classe 1, Classe 2
k_{yy}	$C_{my} C_{mLT} \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}$	$C_{my} C_{mLT} \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} \frac{1}{C_{yy}}$
k_{yz}	$C_{mz} \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}$	$C_{mz} \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}} \frac{1}{C_{yz}} 0,6 \sqrt{\frac{w_z}{w_y}}$
k_{zy}	$C_{my} C_{mLT} \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}$	$C_{my} C_{mLT} \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} \frac{1}{C_{zy}} 0,6 \sqrt{\frac{w_y}{w_z}}$
k_{zz}	$C_{mz} \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}$	$C_{mz} \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}} \frac{1}{C_{zz}}$
Termes auxiliaires :		
$\mu_y = \frac{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}{1 - \chi_y \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}$ $\mu_z = \frac{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}{1 - \chi_z \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}$ $w_y = \frac{W_{pl,y}}{W_{el,y}} \leq 1,5$ $w_z = \frac{W_{pl,z}}{W_{el,z}} \leq 1,5$ $n_{pl} = \frac{N_{Ed}}{N_{Rk} / \gamma_{M1}}$ C_{my} , voir Tableau A.2 $a_{LT} = 1 - \frac{I_T}{I_y} \geq 0$	$C_{yy} = 1 + (w_y - 1) \left[\left(2 - \frac{1,6}{w_y} C_{my}^2 \bar{\lambda}_{\max} - \frac{1,6}{w_y} C_{my}^2 \bar{\lambda}_{\max}^2 \right) n_{pl} - b_{LT} \right] \geq \frac{W_{el,y}}{W_{pl,y}}$ avec $b_{LT} = 0,5 a_{LT} \frac{\bar{\lambda}_0^{-2}}{\chi_{LT} M_{pl,y,Rd}} \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,z,Rd}}$ $C_{yz} = 1 + (w_z - 1) \left[\left(2 - 14 \frac{C_{mz}^2 \bar{\lambda}_{\max}^{-2}}{w_z^5} \right) n_{pl} - c_{LT} \right] \geq 0,6 \sqrt{\frac{w_z}{w_y}} \frac{W_{el,z}}{W_{pl,z}}$ avec $c_{LT} = 10 a_{LT} \frac{\bar{\lambda}_0^{-2}}{5 + \bar{\lambda}_z^{-4}} \frac{M_{y,Ed}}{C_{my} \chi_{LT} M_{pl,y,Rd}}$ $C_{zy} = 1 + (w_y - 1) \left[\left(2 - 14 \frac{C_{my}^2 \bar{\lambda}_{\max}^{-2}}{w_y^5} \right) n_{pl} - d_{LT} \right] \geq 0,6 \sqrt{\frac{w_y}{w_z}} \frac{W_{el,y}}{W_{pl,y}}$ avec $d_{LT} = 2 a_{LT} \frac{\bar{\lambda}_0}{0,1 + \bar{\lambda}_z^{-4}} \frac{M_{y,Ed}}{C_{my} \chi_{LT} M_{pl,y,Rd}} \frac{M_{z,Ed}}{C_{mz} M_{pl,z,Rd}}$ $C_{zz} = 1 + (w_z - 1) \left[\left(2 - \frac{1,6}{w_z} C_{mz}^2 \bar{\lambda}_{\max} - \frac{1,6}{w_z} C_{mz}^2 \bar{\lambda}_{\max}^2 \right) n_{pl} - e_{LT} \right] \geq \frac{W_{el,z}}{W_{pl,z}}$ avec $e_{LT} = 1,7 a_{LT} \frac{\bar{\lambda}_0}{0,1 + \bar{\lambda}_z^{-4}} \frac{M_{y,Ed}}{C_{my} \chi_{LT} M_{pl,y,Rd}}$	

Tableau A.1 (suite)

$$\bar{\lambda}_{\max} = \max \left\{ \bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z \right\}$$

$\bar{\lambda}_0$ = élancement réduit pour le déversement dans le cas du moment fléchissant uniforme, c'est-à-dire $\psi_y = 1,0$ dans le Tableau A.2.

$\bar{\lambda}_{LT}$ = élancement réduit pour le déversement

$$\text{Si } \bar{\lambda}_0 \leq 0,2 \sqrt{C_1} \sqrt[4]{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right) \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,TF}}\right)}$$

$$C_{my} = C_{my,0}$$

$$C_{mz} = C_{mz,0}$$

$$C_{mLT} = 1,0$$

$$\text{Si } \bar{\lambda}_0 > 0,2 \sqrt{C_1} \sqrt[4]{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right) \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,TF}}\right)}$$

$$C_{my} = C_{my,0} + \left(1 - C_{my,0}\right) \frac{\sqrt{\varepsilon_y} a_{LT}}{1 + \sqrt{\varepsilon_y} a_{LT}}$$

$$C_{mz} = C_{mz,0}$$

$$C_{mLT} = C_{my}^2 \frac{a_{LT}}{\sqrt{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right) \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,T}}\right)}} \geq 1$$

$$\varepsilon_y = \frac{M_{y,Ed}}{N_{Ed}} \frac{A}{W_{el,y}} \quad \text{pour les sections transversales de Classes 1, 2 et 3}$$

$$\varepsilon_y = \frac{M_{y,Ed}}{N_{Ed}} \frac{A_{eff}}{W_{eff,y}} \quad \text{pour les sections transversales de Classe 4}$$

$N_{cr,y}$ = effort normal critique de flambement élastique par flexion selon l'axe y - y

$N_{cr,z}$ = effort normal critique de flambement élastique par flexion selon l'axe z - z

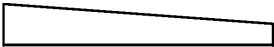
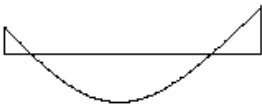
$N_{cr,T}$ = effort normal critique de flambement élastique par torsion

$N_{cr,TF}$ = effort normal critique de flambement élastique par flexion-torsion

I_T = inertie de torsion de Saint-Venant

I_y = moment d'inertie de flexion par rapport à l'axe y - y

Tableau A.2 — Facteurs de moment uniforme équivalent $C_{mi,0}$

Diagramme de moment	$C_{mi,0}$
M_1ψM_1 $-1 \leq \psi \leq 1$	$C_{mi,0} = 0,79 + 0,21 \psi_i + 0,36(\psi_i - 0,33) \frac{N_{Ed}}{N_{cr,i}}$
$M(x)$ $M(x)$	$C_{mi,0} = 1 + \left(\frac{\pi^2 EI_i \delta_x }{L^2 M_{i,Ed}(x) } - 1 \right) \frac{N_{Ed}}{N_{cr,i}}$ $M_{i,Ed}(x)$ est le moment maximal $M_{y,Ed}$ ou $M_{z,Ed}$ δ_x est la flèche maximale locale le long de la barre
 	$C_{mi,0} = 1 - 0,18 \frac{N_{Ed}}{N_{cr,i}}$ $C_{mi,0} = 1 + 0,03 \frac{N_{Ed}}{N_{cr,i}}$

Annexe B (informative)

Méthode 2 : Facteurs d'interaction k_{ij} pour la formule d'interaction donnée en 6.3.3 (4)

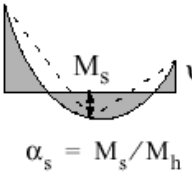
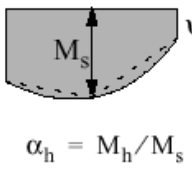
Tableau B.1 — Facteurs k_{ij} pour barres non sensibles aux déformations par torsion

Facteurs d'interaction	Type de sections	hypothèses de calcul	
		Propriétés élastiques de sections Classe 3, Classe 4	Propriétés plastiques de sections Classe 1, Classe 2
k_{yy}	sections en I sections creuses rectangulaires	$C_{my} \left(1 + 0,6 \bar{\lambda}_y \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{my} \left(1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{my} \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{my} \left(1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
k_{yz}	sections en I sections creuses rectangulaires	k_{zz}	$0,6 k_{zz}$
k_{zy}	sections en I sections creuses rectangulaires	$0,8 k_{yy}$	$0,6 k_{yy}$
k_{zz}	sections en I	$C_{mz} \left(1 + 0,6 \bar{\lambda}_z \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left(1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{mz} \left(1 + (2\bar{\lambda}_z - 0,6) \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left(1 + 1,4 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
	sections creuses rectangulaires		$C_{mz} \left(1 + (\bar{\lambda}_z - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left(1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
Pour les sections en I ou H ainsi que pour les sections creuses rectangulaires soumises à une compression axiale et à une flexion uni-axiale $M_{y,Ed}$, on peut prendre $k_{zy} = 0$.			

Tableau B.2 — Facteurs k_{ij} pour barres sensibles aux déformations par torsion

Facteurs d'interaction	Hypothèses de calcul	
	Propriétés élastiques des sections Classe 3, Classe 4	Propriétés plastiques des sections Classe 1, Classe 2
k_{yy}	k_{yy} d'après le Tableau B.1	k_{yy} d'après le Tableau B.1
k_{yz}	k_{yz} d'après le Tableau B.1	k_{yz} d'après le Tableau B.1
k_{zy}	$\left[1 - \frac{0,05 \bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$ $\geq \left[1 - \frac{0,05}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$	$\left[1 - \frac{0,1 \bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$ $\geq \left[1 - \frac{0,1}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$ pour $\bar{\lambda}_z < 0,4$: $k_{zy} = 0,6 + \bar{\lambda}_z \leq 1 - \frac{0,1 \bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}}$
k_{zz}	k_{zz} d'après le Tableau B.1	k_{zz} d'après le Tableau B.1

Tableau B.3 — Facteurs de moment uniforme équivalent C_m des Tableaux B.1 et B.2

Diagramme de moment	Domaine		C_{my} , C_{mz} et C_{mLT}	
			Charge uniforme	Charge concentrée
	$-1 \leq \psi \leq 1$		$0,6 + 0,4 \psi \geq 0,4$	
 $\alpha_s = M_s / M_h$	$0 \leq \alpha_s \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,2 + 0,8 \alpha_s \geq 0,4$	$0,2 + 0,8 \alpha_s \geq 0,4$
	$-1 \leq \alpha_s < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,1 - 0,8 \alpha_s \geq 0,4$	$-0,8 \alpha_s \geq 0,4$
		$-1 \leq \psi < 0$	$0,1(1 - \psi) - 0,8 \alpha_s \geq 0,4$	$0,2(-\psi) - 0,8 \alpha_s \geq 0,4$
 $\alpha_h = M_h / M_s$	$0 \leq \alpha_h \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05 \alpha_h$	$0,90 + 0,10 \alpha_h$
	$-1 \leq \alpha_h < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05 \alpha_h$	$0,90 + 0,10 \alpha_h$
		$-1 \leq \psi < 0$	$0,95 + 0,05 \alpha_h (1 + 2 \psi)$	$0,90 - 0,10 \alpha_h (1 + 2 \psi)$

Pour les barres à mode d'instabilité à nœuds déplaçables, il convient de prendre comme facteur de moment uniforme équivalent : $C_{my} = 0,9$ ou $C_{Mz} = 0,9$ selon le cas.

Il convient de calculer C_{my} , C_{mz} et C_{mLT} conformément au diagramme de moment fléchissant agissant entre points maintenus appropriés, de la façon suivante :

facteur de moment	axe de flexion	points maintenus dans la direction
C_{my}	y-y	z-z
C_{mz}	z-z	y-y
C_{mLT}	y-y	y-y

Annexe AB (informative)

Dispositions supplémentaires concernant le calcul

AB.1 Analyse structurale prenant en compte le comportement non linéaire des matériaux

(1)B En cas de comportement non linéaire des matériaux, les effets des actions agissant dans une structure peuvent être déterminés par une approche incrémentale des charges de calcul à prendre en compte pour la situation de calcul appropriée.

(2)B Dans cette approche incrémentale, il convient d'augmenter proportionnellement chaque action permanente ou variable.

AB.2 Dispositions simplifiées pour le calcul de poutres de plancher continues

(1)B Dans les bâtiments, il est suffisant de ne considérer que les dispositions de charges suivantes pour calculer les poutres continues avec dalles, sans porte-à-faux, pour lesquelles les charges uniformément réparties sont dominantes :

- a) une travée sur deux supportant les charges permanentes et variables de calcul $(\gamma_G G_k + \gamma_Q Q_k)$, les autres uniquement la charge permanente de calcul $\gamma_G G_k$;
- b) deux travées adjacentes quelconques supportant les charges permanentes et variables de calcul $(\gamma_G G_k + \gamma_Q Q_k)$, toutes les autres supportant uniquement la charge permanente de calcul $\gamma_G G_k$.

NOTE 1 a) concerne les moments fléchissants en travée, b) les moments fléchissants sur appuis.

NOTE 2 La présente annexe est destinée à être ultérieurement transférée dans l'EN 1990.

Annexe BB (informative)

Flambement de composants de structures de bâtiments

BB.1 Flambement par flexion des barres de structures triangulées et à treillis

BB.1.1 Généralités

(1)B Pour les membrures en général et pour le flambement des barres de treillis hors du plan, la longueur de flambement L_{cr} peut être prise égale à la longueur d'épure L , voir BB.1.3(1)B, à moins qu'une valeur inférieure puisse être justifiée par analyse.

(2)B La longueur de flambement L_{cr} d'une membrure à section en I ou H peut être prise égale à $0,9L$ pour le flambement dans le plan et $1,0L$ pour le flambement hors du plan, à moins qu'une valeur inférieure soit justifiée par analyse.

(3)B Les barres de treillis peuvent être calculées pour le flambement dans le plan en utilisant une longueur de flambement inférieure à leur longueur d'épure, à condition que les membrures réalisent l'encastrement adéquat à leurs extrémités et que les attaches d'extrémité assurent un degré approprié de fixation (au moins 2 boulons en cas d'attache boulonnée).

(4)B Dans ces conditions, dans les structures triangulées courantes, la longueur de flambement L_{cr} des barres de treillis pour le flambement dans le plan peut être prise égale à $0,9L$, sauf pour des cornières, voir BB.1.2.

BB.1.2 Treillis en cornières

(1)B Lors du calcul de cornières de treillis en compression, et à condition que les membrures procurent aux cornières un encastrement d'extrémité adéquat et que les attaches d'extrémité des cornières assurent un degré de fixation approprié (au moins deux boulons en cas d'attache boulonnée), les excentricités peuvent être négligées et les encastresments d'extrémité peuvent être pris en compte. L'élanement réduit $\bar{\lambda}_{eff}$ à considérer peut être calculé de la façon suivante :

$$\begin{aligned}\bar{\lambda}_{eff.v} &= 0,35 + 0,7\bar{\lambda}_v && \text{pour le flambement par rapport à l'axe } v-v \\ \bar{\lambda}_{eff.y} &= 0,50 + 0,7\bar{\lambda}_y && \text{pour le flambement par rapport à l'axe } y-y \\ \bar{\lambda}_{eff.z} &= 0,50 + 0,7\bar{\lambda}_z && \text{pour le flambement par rapport à l'axe } z-z\end{aligned}\tag{BB.1}$$

où $\bar{\lambda}$ est tel que défini en 6.3.1.2.

(2)B Lorsqu'un seul boulon est utilisé pour les attaches d'extrémité des cornières de treillis, il convient de prendre en compte l'excentricité conformément à 6.2.9 et la longueur de flambement L_{cr} égale à la longueur d'épure L .

BB.1.3 Barres en profils creux

(1)B La longueur de flambement L_{cr} d'une membrure en profil creux peut être prise égale à $0,9L$ à la fois pour le flambement dans le plan et hors du plan, où L est la longueur d'épure pour le plan concerné. La longueur d'épure dans le plan est la distance entre les nœuds d'assemblage. La longueur d'épure hors du plan est la distance entre les appuis latéraux, sauf si une valeur inférieure est justifiée par analyse.

(2)B La longueur de flambement L_{cr} d'une barre de treillis en profil creux et à attaches boulonnées peut être prise égale à $1,0L$ à la fois pour le flambement dans le plan et hors du plan.

(3)B Pour les poutres à treillis en V et membrures parallèles, pour lesquelles le rapport β du diamètre des diagonales au diamètre ou à la largeur des membrures est inférieur à 0,6, la longueur de flambement L_{cr} d'une diagonale en profil creux sans grugeage ni aplatissement, dont l'extrémité est soudée sur son périmètre aux membrures en profil creux, peut généralement être prise égale à $0,75L$ à la fois pour le flambement dans le plan et hors du plan, sauf si des valeurs inférieures peuvent être justifiées par des essais ou des calculs.

NOTE L'Annexe Nationale peut donner plus d'informations sur les longueurs de flambement.

BB.2 Maintiens continus

BB.2.1 Maintiens latéraux continus

(1)B Lorsqu'une tôle à profil trapézoïdal conforme à l'EN 1993-1-3 est fixée sur une poutre et si la condition (BB.2) est satisfaite, la poutre peut être considérée comme maintenue latéralement dans le plan de la tôle au niveau des fixations.

$$S \geq \left(EI_w \frac{\pi^2}{L^2} + GI_t + EI_z \frac{\pi^2}{L^2} 0,25h^2 \right) \frac{70}{h^2} \quad (\text{BB.2})$$

où

S est la rigidité de cisaillement (par unité de longueur de poutre) procurée par la tôle à la poutre, vis-à-vis de la déformation de celle-ci dans le plan de la tôle considérée fixée dans chaque nervure ;

I_w est l'inertie de gauchissement de la poutre ;

I_t est l'inertie de torsion de la poutre ;

I_z est le moment d'inertie de flexion de la section transversale de la poutre par rapport à son axe faible ;

L est la longueur de la poutre ;

h est la hauteur de la poutre.

Si la tôle est fixée à la poutre par une nervure sur deux, il convient de remplacer S par $0,20S$.

NOTE La condition (BB.2) peut être également utilisée pour évaluer la stabilité latérale de semelles de poutres fixées à des composants d'enveloppe autres que des tôles à profil trapézoïdal, sous réserve que les fixations soient calculées de manière appropriée.

BB.2.2 Maintiens continus en torsion

(1)B Une poutre peut être considérée comme suffisamment maintenue sur sa longueur vis-à-vis des déformations de torsion longitudinale si :

$$C_{\vartheta,k} > \frac{M_{pl,k}^2}{EI_z} K_{\vartheta} K_v$$

(BB.3)

où

$C_{\vartheta,k}$ = rigidité en rotation (par unité de longueur de poutre) procurée au niveau de la poutre par l'élément continu stabilisant (par ex. couverture) et les fixations ;

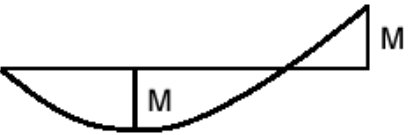
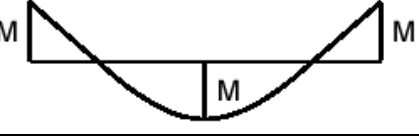
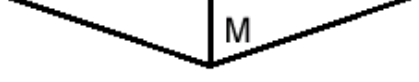
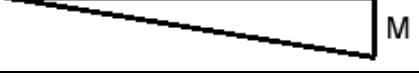
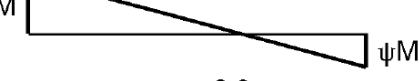
K_v = 0,35 dans le cadre d'une analyse élastique ;

K_v = 1,00 dans le cadre d'une analyse plastique ;

K_{ϑ} = facteur de prise en compte de la distribution des moments, voir Tableau BB.1, et du type de maintien ;

$M_{pl,k}$ = valeur caractéristique du moment plastique de la poutre.

Tableau BB.1 — Facteur K_{ϑ} pour la prise en compte de la distribution des moments et du type de maintien

Cas	Distribution du moment	sans maintien en translation	avec maintien en translation
1		4,0	0
2a		3,5	0,12
2b			0,23
3		2,8	0
4		1,6	1,0
5	 $\psi \leq -0,3$	1,0	0,7

(2)B La rigidité en rotation procurée à la poutre par l'élément continu stabilisant peut être calculée au moyen de l'expression :

$$\frac{1}{C_{\vartheta,k}} = \frac{1}{C_{\vartheta R,k}} + \frac{1}{C_{\vartheta C,k}} + \frac{1}{C_{\vartheta D,k}} \quad (\text{BB.4})$$

où

$C_{\vartheta R,k}$ = rigidité en rotation (par unité de longueur de poutre) procurée à la poutre par l'élément continu stabilisant, en supposant une fixation rigide sur la poutre ;

$C_{\vartheta C,k}$ = rigidité en rotation (par unité de longueur de poutre) de la fixation entre la poutre et l'élément continu stabilisant ;

$C_{\vartheta D,k}$ = rigidité en rotation (par unité de longueur de poutre) résultant d'une analyse des déformations de distorsion des sections transversales de la poutre, lorsque la semelle libre est la semelle comprimée; lorsque la semelle comprimée est celle qui est fixée ou lorsque les déformations de distorsion des sections peuvent être négligées (c'est le cas par exemple des profils laminés usuels), alors $C_{\vartheta D,k} = \infty$.

NOTE Pour plus d'informations, voir l'EN 1993-1-3.

BB.3 Longueurs stables vis-à-vis de l'instabilité hors-plan de tronçons de poutres comportant une rotule plastique

BB.3.1 Barres uniformes en profils laminés ou à sections en I soudées de dimensions similaires

BB.3.1.1 Longueur stable entre maintiens latéraux adjacents

(1)B Les effets du déversement dans un tronçon de barre situé entre la section maintenue au niveau d'une rotule plastique et le maintien latéral adjacent peuvent être ignorés lorsque la longueur L du tronçon n'est pas supérieure à L_m , avec :

$$L_m = \frac{38i_z}{\sqrt{\frac{1}{57,4} \left(\frac{N_{Ed}}{A} \right) + \frac{1}{756 C_1^2} \left(\frac{W_{pl,y}^2}{AI_t} \right) \left(\frac{f_y}{235} \right)^2}} \quad (\text{BB.5})$$

où

N_{Ed} est la valeur de calcul de l'effort de compression dans la barre [en N] ;

A est l'aire de la section transversale de la barre [en mm²] ;

$W_{pl,y}$ est le module plastique de section de la barre ;

I_t est l'inertie de torsion de la barre ;

f_y est la limite d'élasticité [en N/mm²] ;

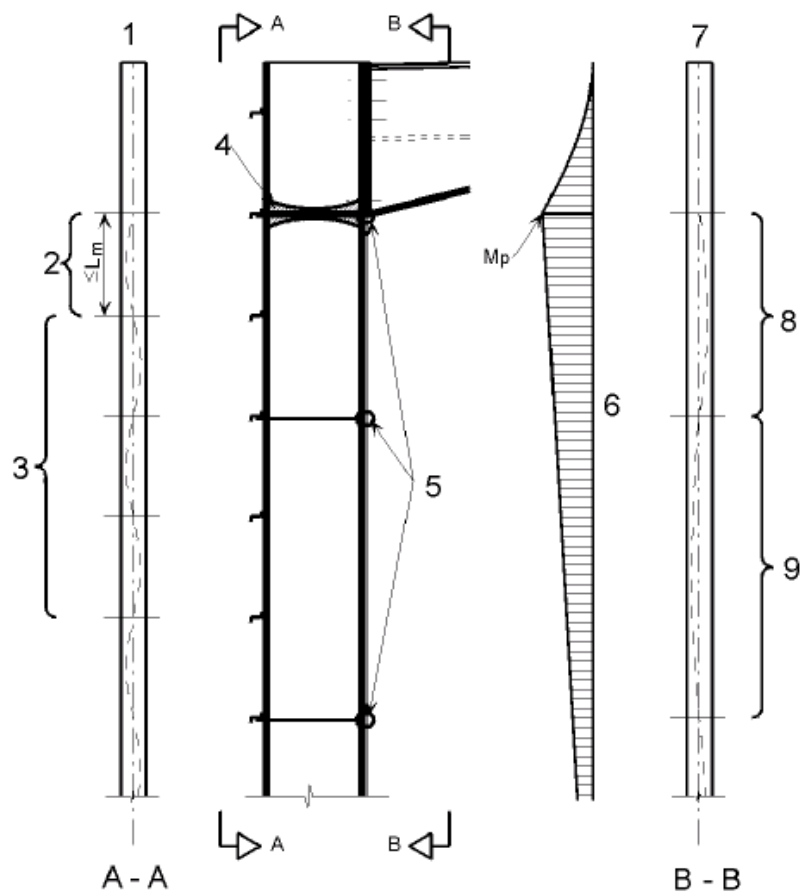
C_1 est un facteur dépendant du chargement et des conditions aux extrémités à prendre dans la littérature,

à condition que la barre soit maintenue au niveau de la rotule plastique comme requis en 6.3.5 et que l'autre extrémité du tronçon soit maintenue

- soit latéralement au niveau de la semelle comprimée lorsque l'une des semelles est en compression sur toute la longueur du tronçon ;
- soit en torsion ;
- soit latéralement au droit de cette extrémité, avec au-delà un maintien en torsion de la barre à une distance qui satisfait les exigences pour L_s ,

voir Figure BB.1, Figure BB.2 et Figure BB3.

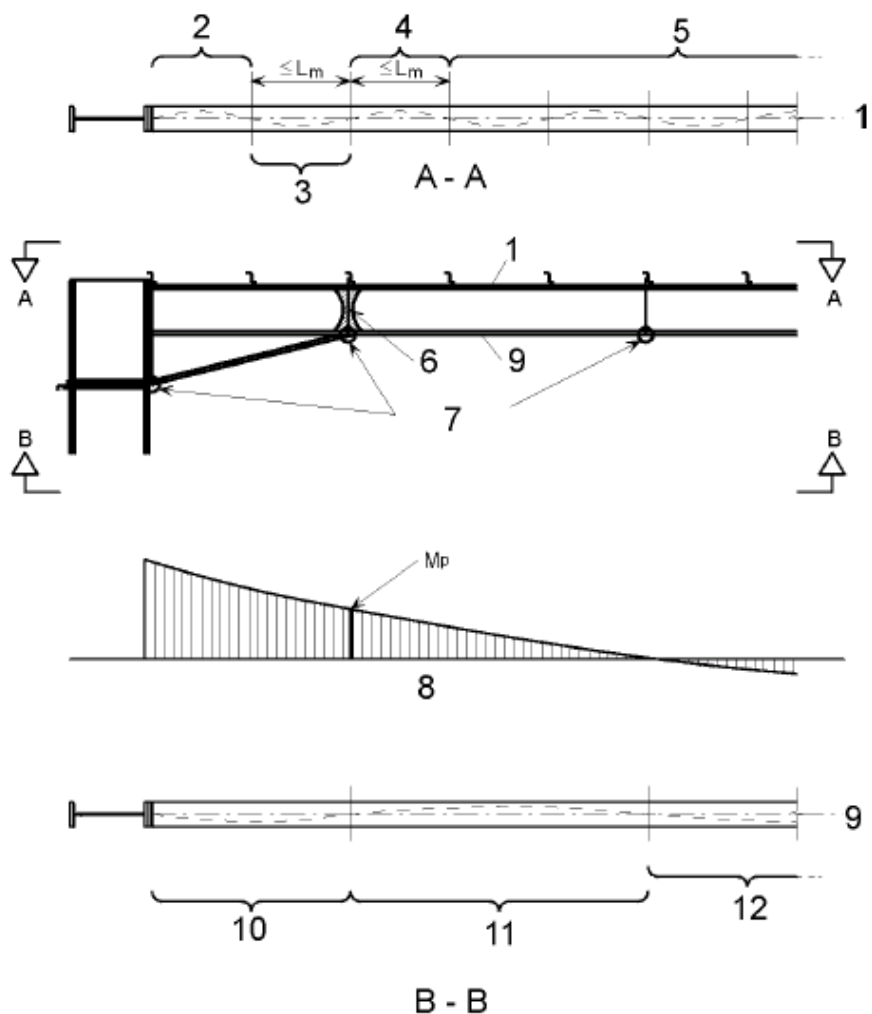
NOTE En général, L_s est supérieure à L_m .



Légende

- 1 Semelle tendue
- 2 Longueur stable plastique (voir BB.3.1.1)
- 3 Section élastique (voir 6.3)
- 4 Rotule plastique
- 5 Maintiens
- 6 Diagramme de moment
- 7 Semelle comprimée
- 8 Plastique avec maintien de semelle tendue, longueur stable = L_s (voir BB.3.1.2, expression (BB.7) ou (BB.8))
- 9 Élastique avec maintien de semelle tendue (voir 6.3), χ et χ_{LT} à partir de N_{cr} et M_{cr} en incluant le maintien en semelle tendue

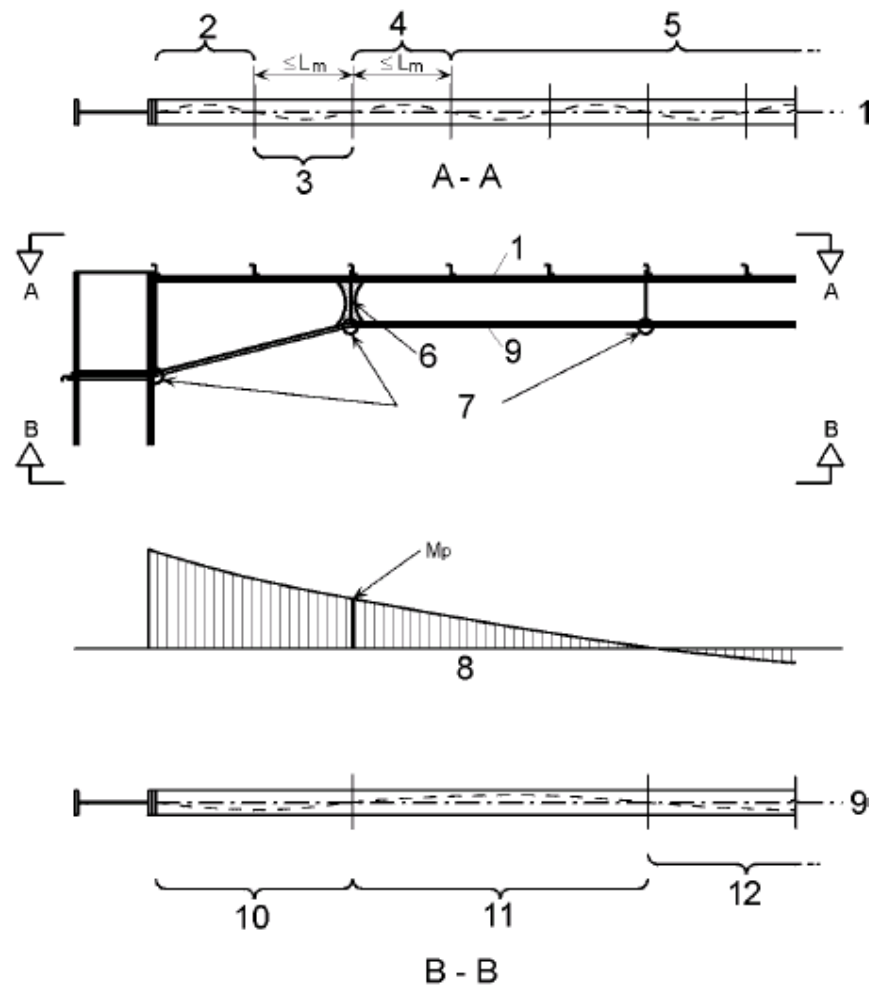
Figure BB.1 — Vérifications dans une barre sans renfort (ici le poteau)



Légende

- 1 Semelle tendue
- 2 Section élastique (voir 6.3)
- 3 Longueur stable plastique (voir BB.3.2.1 (ou 6.3.5.3(2)B)
- 4 Longueur stable plastique (voir BB.3.1.1)
- 5 Section élastique (voir 6.3)
- 6 Rotule plastique
- 7 Maintiens
- 8 Diagramme de moment
- 9 Semelle comprimée
- 10 Longueur stable plastique (voir BB.3.2 (ou 6.3.5.3(2)B)
- 11 Longueur stable plastique (voir BB.3.1.2)
- 12 Section élastique (voir 6.3), χ et χ_{LT} à partir de N_{cr} et M_{cr} en incluant le maintien de semelle tendue

Figure BB.2 — Vérifications dans une barre avec renfort à semelle filante



Légende

- 1 Semelle tendue
- 2 Section élastique (voir 6.3)
- 3 longueur stable plastique (voir BB.3.2.1)
- 4 longueur stable plastique (voir BB.3.1.1)
- 5 Section élastique (voir 6.3)
- 6 Rotule plastique
- 7 Maintiens
- 8 Diagramme de moment
- 9 Semelle comprimée
- 10 Longueur stable plastique (voir BB.3.2)
- 11 Longueur stable plastique (voir BB.3.1.2)
- 12 Section élastique (voir 6.3), χ et χ_{LT} à partir de N_{cr} et M_{cr} en incluant le maintien de semelle tendue

Figure BB.3 — Vérifications dans une barre avec renfort sans semelle filante

BB.3.1.2 Longueur stable entre maintiens en torsion

(1)B Les effets du déversement dans un tronçon de barre situé entre la section maintenue au niveau d'une rotule plastique et le maintien en torsion adjacent, et soumis à un moment uniforme peuvent être ignorés lorsque la longueur L du tronçon n'est pas supérieure à L_k , et sous réserve :

- que la barre soit maintenue au niveau de la rotule plastique comme requis en 6.3.5 ; et
- qu'il y ait un ou plusieurs maintiens latéraux intermédiaires entre les maintiens en torsion à des espacements qui satisfont les exigences pour L_m , voir BB.3.1.1, avec

$$L_k = \frac{\left(5,4 + \frac{600 f_y}{E}\right) \left(\frac{h}{t_f}\right) i_z}{\sqrt{5,4 \left(\frac{f_y}{E}\right) \left(\frac{h}{t_f}\right)^2 - 1}} \quad (\text{BB.6})$$

(2)B Les effets du déversement dans un tronçon de barre situé entre la section maintenue au niveau d'une rotule plastique et le maintien en torsion adjacent, et soumis à un moment linéairement variable et une compression axiale peuvent être ignorés lorsque la longueur L du tronçon n'est pas supérieure à L_s , et sous réserve :

- que la barre soit maintenue au niveau de la rotule plastique comme requis en 6.3.5 ; et
- qu'il y ait un ou plusieurs maintiens latéraux intermédiaires entre les maintiens en torsion à des espacements qui satisfont les exigences pour L_m , voir BB.3.1.1,

$$\text{avec} \quad L_s = \sqrt{C_m} L_k \left(\frac{M_{pl,y,Rk}}{M_{N,y,Rk} + a N_{Ed}} \right) \quad (\text{BB.7})$$

C_m est le coefficient correcteur pour prise en compte de la variation linéaire du moment, voir BB.3.3.1 ;

a est la distance entre le centre de gravité de la barre contenant la rotule plastique et celui des barres qui assurent le maintien ;

$M_{pl,y,Rk}$ est la valeur caractéristique de la résistance plastique de la section pour la flexion autour de l'axe y - y ;

$M_{N,y,Rk}$ est la valeur caractéristique de la résistance plastique de la section pour la flexion autour de l'axe y - y , réduite par l'effort normal N_{Ed} .

(3)B Les effets du déversement dans un tronçon de barre situé entre la section maintenue au niveau d'une rotule plastique et le maintien en torsion adjacent, et soumis à un moment non linéairement variable et une compression axiale peuvent être ignorés lorsque la longueur L du tronçon n'est pas supérieure à L_s , et sous réserve :

- que la barre soit maintenue au niveau de la rotule plastique comme requis en 6.3.5 : et
- qu'il y ait un ou plusieurs maintiens latéraux intermédiaires entre les maintiens en torsion à des espacements qui satisfont les exigences pour L_m , voir BB.3.1.1, avec

$$L_s = \sqrt{C_n} L_k \quad (\text{BB.8})$$

C_n est le coefficient correcteur pour prise en compte de la variation non linéaire du moment, voir BB.3.3.2.

Voir Figure BB.1, Figure BB.2 et Figure BB.3.

BB.3.2 Barres avec renfort ou barres en fuseau, en profils laminés ou à sections en I soudées équivalentes

BB.3.2.1 Longueur stable entre maintiens latéraux adjacents

(1)B Les effets du déversement dans un tronçon de barre situé entre la section maintenue au niveau d'une rotule plastique et le maintien latéral adjacent peuvent être ignorés lorsque la longueur L du tronçon n'est pas supérieure à L_m , avec :

- pour un renfort avec semelle filante (voir Figure BB.2)

$$L_m = \frac{38i_z}{\sqrt{\frac{1}{57,4} \left(\frac{N_{Ed}}{A} \right) + \frac{1}{756 C_1^2} \left(\frac{W_{pl,y}^2}{AI_t} \right) \left(\frac{f_y}{235} \right)^2}} \quad (\text{BB.9})$$

- pour un renfort sans semelle filante (voir Figure BB.3)

$$L_m = 0,85 \frac{38i_z}{\sqrt{\frac{1}{57,4} \left(\frac{N_{Ed}}{A} \right) + \frac{1}{756 C_1^2} \left(\frac{W_{pl,y}^2}{AI_t} \right) \left(\frac{f_y}{235} \right)^2}} \quad (\text{BB.10})$$

où

N_{Ed} est la valeur de calcul de l'effort de compression dans la barre [en N] ;

$\frac{W_{pl,y}^2}{AI_t}$ est pris avec sa valeur maximale dans le tronçon ;

A est l'aire de la section transversale de la barre [en mm²] à l'emplacement où $\frac{W_{pl,y}^2}{AI_t}$ est maximal dans le tronçon ;

$W_{pl,y}$ est le module plastique de section de la barre ;

- I_t est l'inertie de torsion de la barre ;
- f_y est la limite d'élasticité [en N/mm²] ;
- i_z est le rayon de gyration minimal dans le tronçon,

à condition que la barre soit maintenue au niveau de la rotule plastique comme requis en 6.3.5 et que l'autre extrémité du tronçon soit maintenue :

- soit latéralement au niveau de la semelle comprimée lorsque l'une des semelles est en compression sur toute la longueur du tronçon ;
- soit en torsion ;
- soit latéralement au droit de cette extrémité, avec au-delà un maintien en torsion de la barre à une distance qui satisfait les exigences pour L_s .

BB.3.2.2 Longueur stable entre maintiens en torsion

(1)B Dans le cas de barres à semelles constantes et âme linéairement variable, soumises à un moment variant ou non linéairement et à une compression axiale, les effets du déversement dans un tronçon de telles barres situé entre la section maintenue au niveau d'une rotule plastique et le maintien en torsion adjacent peuvent être ignorés lorsque la longueur L de ce tronçon n'est pas supérieure à L_s , et sous réserve

- que la barre soit maintenue au niveau de la rotule plastique comme requis en 6.3.5 ; et
- qu'il y ait un ou plusieurs maintiens latéraux intermédiaires entre les maintiens en torsion à des espacements qui satisfont les exigences pour L_m , voir BB.3.2.1, avec
- pour un renfort à semelle filante (voir Figure BB.2)

$$L_s = \frac{\sqrt{C_n} L_k}{c} \quad (\text{BB.11})$$

- pour un renfort sans semelle filante (voir Figure BB.3)

$$L_s = 0,85 \frac{\sqrt{C_n} L_k}{c} \quad (\text{BB.12})$$

où

- L_k est la longueur déterminée pour une barre uniforme avec une section égale à la section la moins haute, voir BB.3.1.2 ;
- C_n voir BB.3.3.2 ;
- c est le coefficient de variation de hauteur défini en BB.3.3.3.

BB.3.3 Facteurs de modification pour moment variable dans les barres maintenues latéralement le long de la semelle tendue

BB.3.3.1 Moment linéairement variable

(1)B Le coefficient correcteur C_m peut être déterminé au moyen de l'expression suivante :

$$C_m = \frac{1}{B_0 + B_1\beta_t + B_2\beta_t^2} \quad (\text{BB.13})$$

où

$$B_0 = \frac{1+10\eta}{1+20\eta} \quad B_1 = \frac{5\sqrt{\eta}}{\pi+10\sqrt{\eta}} \quad B_2 = \frac{0,5}{1+\pi\sqrt{\eta}} - \frac{0,5}{1+20\eta}$$

$$\eta = \frac{N_{crE}}{N_{crT}}$$

$$N_{crE} = \frac{\pi^2 EI_z}{L_t^2}$$

L_t est la distance entre les maintiens en torsion

$N_{crT} = \frac{1}{i_s^2} \left(\frac{\pi^2 EI_z a^2}{L_t^2} + \frac{\pi^2 EI_w}{L_t^2} + GI_t \right)$ est l'effort normal critique de flambement de torsion élastique pour une barre à profil en I, de longueur L_t entre points avec maintiens des deux semelles, et L_t possédant des maintiens latéraux intermédiaires au niveau de la semelle tendue.

$$i_s^2 = i_y^2 + i_z^2 + a^2$$

où

a est la distance entre le centre de gravité de la barre maintenue et celui des barres assurant le maintien, telles les pannes maintenant les traverses.

β_t est le rapport du moment d'extrémité le plus petit en valeur algébrique au moment d'extrémité le plus grand. Il convient que les moments qui produisent une compression dans la semelle non maintenue soient comptés positivement. Si le rapport est inférieur à $-1,0$, il convient de prendre β_t égal à $-1,0$, voir Figure BB.4.

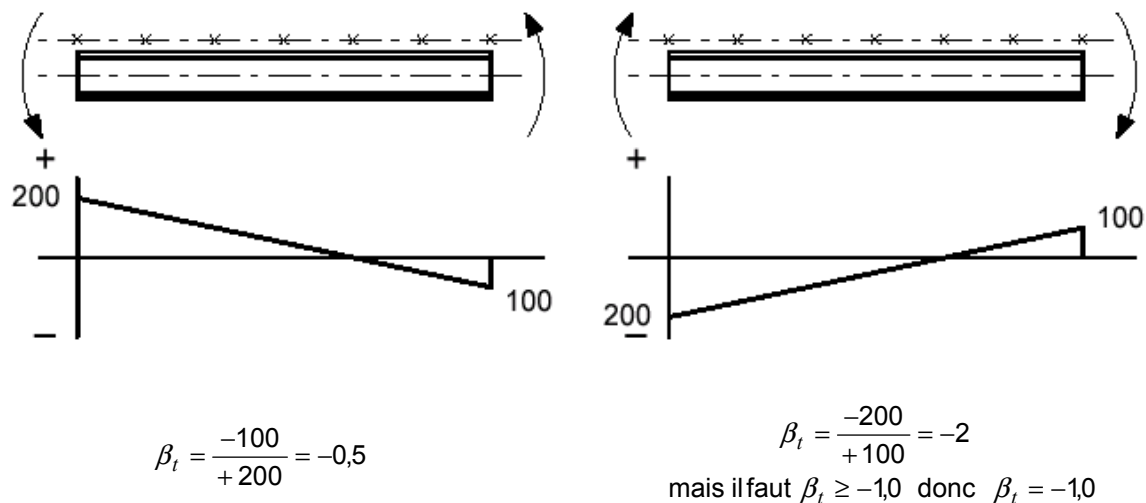


Figure BB.4 — Valeur de β_t

BB.3.3.2 Moment non linéairement variable

(1)B Le coefficient correcteur C_n peut être déterminé au moyen de l'expression suivante :

$$C_n = \frac{12}{[R_1 + 3R_2 + 4R_3 + 3R_4 + R_5 + 2(R_S - R_E)]} \quad (\text{BB.14})$$

où R_1 à R_5 sont les valeurs de R selon (2)B aux extrémités, aux quarts et à mi-longueur, voir Figure BB.5, et il convient d'inclure uniquement les valeurs positives de R .

En outre, il convient d'inclure uniquement les valeurs positives de $(R_S - R_E)$, où

- R_E est la plus grande des deux valeurs R_1 ou R_5 ;
- R_S est la valeur maximale de R en un point quelconque de la longueur L_y

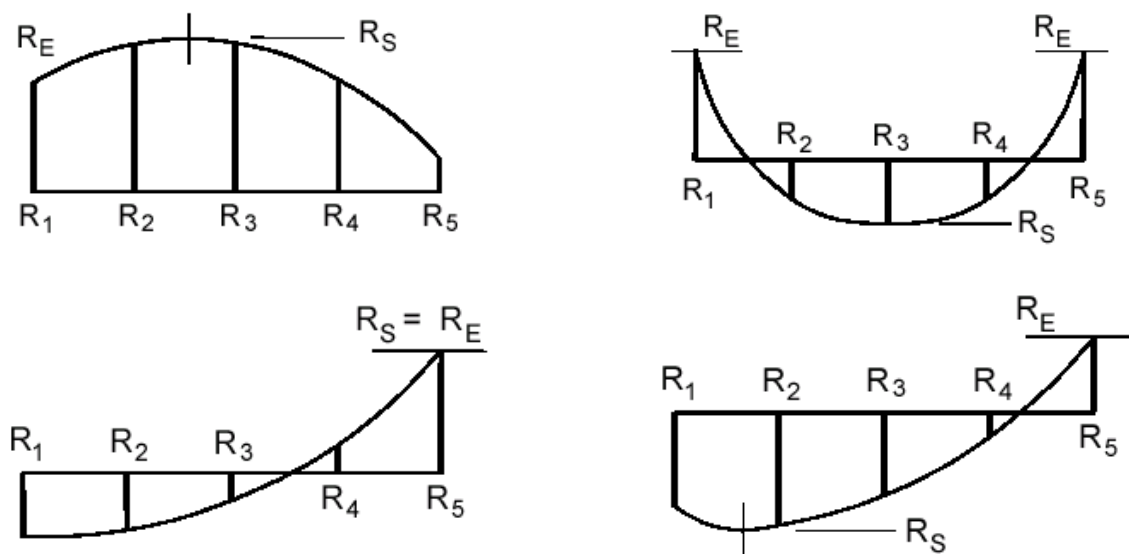


Figure BB.5 — Rapports de moments

(2)B Il convient de calculer la valeur de R au moyen de l'expression suivante :

$$R = \frac{M_{y,Ed} + a N_{Ed}}{f_y W_{pl,y}} \quad (\text{BB.15})$$

où

a est la distance entre le centre de gravité de la barre maintenue et le centre de gravité des barres assurant le maintien, telles les pannes maintenant les traverses

BB.3.3.3 Coefficient de variation de hauteur

(1)B Dans le cas d'une barre non uniforme à semelles contantes avec $h \geq 1,2b$ et $h/t_f \geq 20$, il convient de calculer le coefficient c de variation de hauteur de la façon suivante :

— pour les barres ou tronçons de barres à hauteur de section linéairement variable, voir Figure BB.6(a) :

$$c = 1 + \frac{3}{\left(\frac{h}{t_f} - 9\right)} \left(\frac{h_{\max}}{h_{\min}} - 1\right)^{2/3} \quad (\text{BB.16})$$

— pour les barres ou tronçons de barres avec renfort, voir Figures BB.6(b) et BB.6(c) :

$$c = 1 + \frac{3}{\left(\frac{h}{t_f} - 9\right)} \left(\frac{h_h}{h_s}\right)^{2/3} \sqrt{\frac{L_h}{L_y}} \quad (\text{BB.17})$$

où

h_h est la hauteur additionnelle du renfort ou due à la variation de hauteur, voir Figure BB.6 ;

$h_{\max}$ est la hauteur maximale de section transversale sur la longueur L_y , voir Figure BB.6 ;

$h_{\min}$ est la hauteur minimale de section transversale sur la longueur L_y , voir Figure BB.6 ;

h_s est la hauteur verticale de la section en dehors du renfort, voir Figure BB.6 ;

L_h est la longueur du renfort sur la longueur L_y , voir Figure BB.6 ;

L_y est la distance entre les points où la semelle comprimée est maintenue latéralement.

(h/t_f) est issu de la section la moins haute.

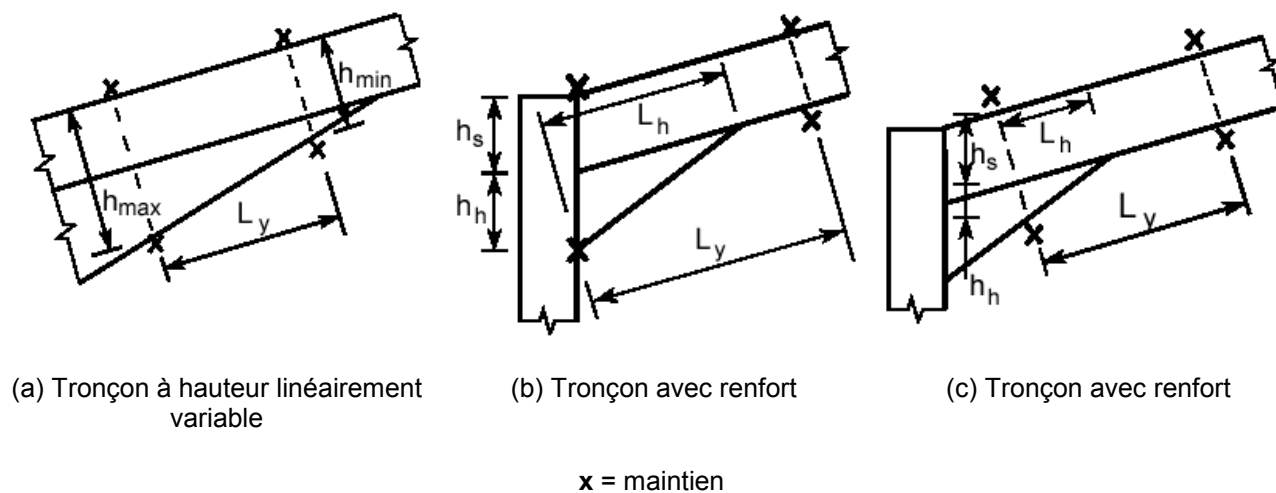


Figure BB.6 — Dimensions définissant le coefficient de variation de hauteur