

norme européenne

norme française

NF EN 1995-1-1
Novembre 2005

P 21-711-1

Eurocode 5

Conception et calcul des structures en bois

Partie 1-1 : généralités - règles communes et règles pour les bâtiments

E : Eurocode 5 - design of timber structures - part 1-1 : general - common rules and rules for buildings

D : Eurocode 5 - Bemessung und Konstruktion von Holzbauten - Teil 1-1 : Allgemeines - Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau

Statut

Norme française homologuée par décision du Directeur Général d'AFNOR le 20 octobre 2005 pour prendre effet le 20 novembre 2005.

Est destinée à remplacer la norme expérimentale XP ENV 1995-1-1, d'août 1995, et son amendement A1, de février 1998, et le DTU P 21-701, de mars 1971.

Correspondance

La Norme européenne EN 1995-1-1 :2004, avec son corrigendum AC:2006 a le statut d'une norme française.

Analyse

La présente partie de l'Eurocode 5 donne les règles communes de calcul des bâtiments et ouvrages de génie civil en bois ainsi que les règles de calcul spécifiques aux bâtiments. Le présent document ne comprend pas de document d'application national mais doit être complété par une annexe nationale qui définit les modalités de son application.

Descripteurs

Thésaurus International Technique : bois, structure en bois, bâtiment, génie civil, bois scie, bois lamellé-collé, produit en bois, panneau à base de bois, poutre, poteau, conception, calcul, vérification, symbole, exigence, fiabilité, déformation, limite, résistance des matériaux, contrainte, contrainte de cisaillement, durabilité, résistance aux organismes, résistance à la corrosion, assemblage, boulon, tirefond, crampon, plaque métallique, assemblage colle.

Modifications

Par rapport aux documents destinés à être remplacés, adoption de la norme européenne.

Corrections

e tirage
septembr
e 2006 :
par
rapport au
1^{er} tirage,

incorporat ion du corrigend um AC de juin 2006.

AFNOR 2005

Sommaire

- Liste des auteurs
- Avant-propos national
- Avant-propos
- Section 1 généralités
 - 1.1 Domaine d'application
 - 1.1.1 Domaine d'application d'EN 1995

- 1.1.2 Domaine d'application d'EN 1995-1-1
- 1.2 Références normatives
- 1.3 Hypothèses
- 1.4 Distinction entre Principes et Règles d'Application
- 1.5 Termes et définitions
 - 1.5.1 Généralités
 - 1.5.2 Autres termes et définitions utilisés dans EN 1995-1-2
- 1.6 Symboles utilisés dans EN 1995-1-1
- Section 2 bases de conception et calcul
 - 2.1 Exigences
 - 2.1.1 Exigences de base
 - 2.1.2 Exigences de fiabilité
 - 2.1.3 Durée de service et durabilité
 - 2.2 Principes de calcul aux états limites
 - 2.2.1 Généralités
 - 2.2.2 États limites ultimes
 - 2.2.3 États limites de service
 - 2.3 Variables de base
 - 2.3.1 Actions et influences de l'environnement
 - 2.3.2 Propriétés pour les matériaux et les produits
 - 2.4 Vérification par la méthode des coefficients partiels
 - 2.4.1 Valeur de calcul d'une propriété matérielle
 - 2.4.2 Valeur de calcul d'une donnée géométrique
 - 2.4.3 Valeur de calcul des résistances
 - 2.4.4 Vérification de l'équilibre (EQU)
- Section 3 propriétés des matériaux
 - 3.1 Généralités
 - 3.1.1 Paramètres de résistance et de rigidité
 - 3.1.2 Relations contrainte-déformation
 - 3.1.3 Facteurs de modification de résistance pour les classes de service et classes de durée de chargement
 - 3.1.4 Facteurs de modification de la déformation pour les classes de service
 - 3.2 Bois massif
 - 3.3 Bois lamellé-collé
 - 3.4 Lamibois (LVL)
 - 3.5 Panneaux à base de bois
 - 3.6 Colles
 - 3.7 Assemblages métalliques
- Section 4 durabilité
 - 4.1 Résistance aux organismes biologiques
 - 4.2 Résistance à la corrosion
- Section 5 bases de l'analyse de structure
 - 5.1 Généralités
 - 5.2 Éléments
 - 5.3 Assemblages
 - 5.4 Sous-systèmes
 - 5.4.1 Généralités
 - 5.4.2 Structures à barres
 - 5.4.3 Analyse simplifiée des fermes assemblées par plaques métalliques embouties
 - 5.4.4 Arcs et portiques plans
- Section 6 états limites ultimes
 - 6.1 Calcul des sections soumises à une contrainte dans une direction principale
 - 6.1.1 Généralités

- 6.1.2 Traction parallèle au fil
- 6.1.3 Traction perpendiculaire au fil
- 6.1.4 Compression parallèle au fil
- 6.1.5 Compression perpendiculaire au fil
- 6.1.6 Flexion
- 6.1.7 Cisaillement
- 6.1.8 Torsion
- 6.2 Calcul des sections soumises à des combinaisons de contraintes
 - 6.2.1 Généralités
 - 6.2.2 Contraintes de compression inclinées par rapport au fil
 - 6.2.3 Flexion et traction axiale combinées
 - 6.2.4 Flexion et compression axiale combinées
- 6.3 Stabilité des éléments
 - 6.3.1 Généralités
 - 6.3.2 Poteaux sollicités soit en compression soit par une combinaison de compression et flexion
 - 6.3.3 Poutres sollicitées soit en compression soit par une combinaison de compression et flexion
- 6.4 Calcul des sections dans les éléments à section variable ou à forme courbe
 - 6.4.1 Généralités
 - 6.4.2 Poutre à simple décroissance
 - 6.4.3 Poutres à double décroissance, courbes et à inertie variable
- 6.5 Éléments entaillés
 - 6.5.1 Généralités
 - 6.5.2 Poutres avec une entaille au niveau d'un appui
- 6.6 Effet système
- Section 7 états limites de service
 - 7.1 Glissement des assemblages
 - 7.2 Valeurs limites pour les flèches de poutres
 - 7.3 Vibrations
 - 7.3.1 Généralités
 - 7.3.2 Vibrations causées par des machines
 - 7.3.3 Planchers résidentiels
- Section 8 assemblages par organes métalliques
 - 8.1 Généralités
 - 8.1.1 Exigences sur les organes d'assemblage
 - 8.1.2 Assemblages par organes multiples
 - 8.1.3 Assemblages à plans de cisaillement multiples
 - 8.1.4 Efforts d'assemblages inclinés par rapport au fil
 - 8.1.5 Efforts d'assemblage alternés
 - 8.2 Capacité résistante latérale pour les organes métalliques de type tige
 - 8.2.1 Généralités
 - 8.2.2 Assemblages bois-bois et bois-panneaux
 - 8.2.3 Assemblages bois-métal
 - 8.3 Assemblages par pointes
 - 8.3.1 Pointes chargées latéralement
 - 8.3.2 Pointes chargées axialement
 - 8.3.3 Pointes chargées à la fois latéralement et axialement
 - 8.4 Assemblages par agrafes
 - 8.5 Assemblages par boulons
 - 8.5.1 Boulons chargés latéralement
 - 8.5.2 Boulons chargés axialement
 - 8.6 Assemblages par broches
 - 8.7 Assemblages par tire-fonds
 - 8.7.1 Tire-fonds chargés latéralement

- 8.7.2 Tire-fonds chargés axialement
- 8.7.3 Tire-fonds chargés par une combinaison d'efforts latéraux et normaux
- 8.8 Assemblages réalisés par plaques métalliques embouties
 - 8.8.1 Généralités
 - 8.8.2 Géométrie de la plaque
 - 8.8.3 Propriétés en résistance de la plaque
 - 8.8.4 Résistances à l'ancrage de la plaque
 - 8.8.5 Vérification en résistance de l'assemblage
- 8.9 Assemblages réalisés par anneaux bois-bois ou bois-métal
- 8.10 Assemblages réalisés par crampons
- Section 9 composants et sous-systèmes
 - 9.1 Composants
 - 9.1.1 Poutres à âme mince collée
 - 9.1.2 Poutres à semelle mince collée
 - 9.1.3 Poutres assemblées mécaniquement
 - 9.1.4 Poteaux assemblés mécaniquement et par collage
 - 9.2 Sous-systèmes
 - 9.2.1 Fermes
 - 9.2.2 Fermes assemblées par plaques métalliques embouties
 - 9.2.3 Diaphragmes de toiture et de plancher
 - 9.2.4 Diaphragmes de mur
 - 9.2.5 Contreventement
- Section 10 détails structuraux et contrôle
 - 10.1 Généralités
 - 10.2 Matériaux
 - 10.3 Assemblages par collage
 - 10.4 Assemblages réalisés par organes mécaniques
 - 10.4.1 Généralités
 - 10.4.2 Pointes
 - 10.4.3 Boulons et rondelles
 - 10.4.4 Broches
 - 10.4.5 Tire-fonds
 - 10.5 Sous-systèmes
 - 10.6 Transport et levage
 - 10.7 Contrôle
 - 10.8 Règles spéciales pour les structures de diaphragmes
 - 10.8.1 Diaphragmes de plancher et de toiture
 - 10.8.2 Diaphragmes de mur
 - 10.9 Règles spéciales pour les fermes assemblées par plaques métalliques embouties
 - 10.9.1 Fabrication
 - 10.9.2 Levage
- Annexe A (informative) cisaillement de bloc des assemblages bois-métal multiples de type tige
- Annexe B (informative) poutres assemblées mécaniquement
 - B.1 analyse simplifiée
 - B.1.1 sections
 - B.1.2 hypothèses
 - B.1.3 espacements
 - B.1.4 flèches résultant de moments de flexion
 - B.2 rigidité efficace en flexion
 - B.3 contraintes normales
 - B.4 contraintes de cisaillement maximum
 - B.5 charge par organe
- Annexe C (informative) poteaux reconstitués
 - C.1 généralités

- C.1.1 hypothèses
- C.1.2 capacité résistante
- C.2 poteaux assemblés mécaniquement
 - C.2.1 rapport d'élancement efficace
 - C.2.2 charge sur les organes d'assemblage
 - C.2.3 charges combinées
- C.3 poteaux à membrures espacées par fourrures ou goussets
 - C.3.1 hypothèses
 - C.3.2 capacité résistante axiale
 - C.3.3 charge sur les organes d'assemblages, les goussets ou fourrures
- C.4 poteaux en treillis avec assemblages collés ou cloués
 - C.4.1 hypothèses
 - C.4.2 capacité résistante
 - C.4.3 efforts tranchants
- Annexe D (informative) bibliographie

Membres de la commission de normalisation

Président : M TRINH

Secrétariat : M LIGOT - IRABOIS

- M BAYLE ROBOBAT
- BENARD CAPEB
- BIGER BUREAU VERITAS
- BOCQUET ENSTIB
- BRABANT AGINCO
- CABATON FARGEOT SNC
- CALVI IBC
- CHEVALDONNET U.F.C
- CORDONNIER SARL CORDONNIER
- DAVID CSTB
- DEMANGE BNBA
- DHIMA CSTB
- DIELMAN SNCF
- DUBUISSON B.E.T DUBUISSON
- FLORENTIN CTBA
- FRITSCH METL/DGUHC
- FURNON MITEK
- LAMADON BUREAU VERITAS
- LAURENT CCL
- LEGOVIC CEBTP
- LEMAGOROU CTBA
- MME LEMAIRE SOCOTEC
- M LEPAUL PARIS-UEST CONSTRUCTION
- LETSCHER EDF
- LIGOT IRABOIS/ BNTEC
- MATHIS SIMPSON STRONG TIE
- MERLET CSTB
- MILLEREUX FIBC
- NGUYEN STBA
- NONNON FREYSSINET SA
- MME PATROUILLEAU AFNOR
- M PERCET A.O.C.D.T.F
- PERNIER METL/DAEI
- PINCON BNTEC
- RACHER CUST
- REPESSE UIPP
- ROUGER CTBA
- SAUVIGNET BARLET FRERES SA

- SIMONIN SIMONIN SA
- TEYSSANDIER
- THONIER FNTF
- TRINH APAVE
- VIGIER SYLVA-CONSEIL

Avant-propos national

A.P. 1 : introduction

(0) Le règlement du Comité européen de Normalisation (CEN) impose que les normes européennes adoptées par ses membres soient transformées en normes nationales au plus tard dans les 6 mois après leur ratification et que les normes nationales en contradiction soient annulées.

(1) La présente publication reproduit la norme européenne EN 1995-1-1 :2004 " Eurocode 5 : Conception et calcul des structures en bois - Généralités - Partie 1-1 : Règles communes et règles pour les bâtiments ", ratifiée par le CEN le 16 avril 2004 et mise à disposition le 24 novembre 2004. Elle fait partie d'un ensemble de normes constituant la collection des Eurocodes, qui dépendent dans une certaine mesure les uns des autres pour leur application. Certaines d'entre elles sont encore en cours d'élaboration. C'est pourquoi le CEN a fixé une période de transition nécessaire à l'achèvement de cet ensemble de normes européennes, période durant laquelle les membres du CEN ont l'autorisation de maintenir leurs propres normes nationales adoptées antérieurement. (2) Cette publication, faite en application des règles du CEN, peut permettre aux différents utilisateurs de se familiariser avec le contenu (concepts et méthodes) de la norme européenne.

(3) L'application en France de cette norme appelle toutefois un ensemble de précisions et de compléments pour lesquels une Annexe Nationale est en préparation dans le cadre de la Commission de normalisation BNTEC P21A. En attendant la publication de cette Annexe Nationale, si la norme européenne est employée, ce ne peut être qu'avec les compléments précisés par l'utilisateur et sous sa responsabilité.

(4) Avec son Annexe Nationale (NF P 21-711-2) , la norme NF EN 1995-1-1 aura vocation à remplacer la norme expérimentale XP ENV 1995-1-1 de 1998. Cependant, en raison des autres parties d'Eurocodes, normes provisoires ENV, qui font référence à cette dernière et qui ne sont pas encore remplacées par des normes EN, la norme XP ENV 1995-1-1 de 1998 est maintenue en vigueur pendant la période de coexistence nécessaire. La norme NF EN 1995-1-1 est également destinée à terme à remplacer les règles CB 71 Règles de calcul et de conception des charpentes en bois.

A.P.2 : références aux normes françaises

La correspondance entre les normes mentionnées à l'article " Références normatives " et les normes françaises identiques est la suivante :

EN 300 :1997

NF EN 300 (indice de classement : B 54-115)

EN 301 :1992

NF EN 301 (indice de classement : T 76-151)

EN 312-4 :1996

NF EN 312-4 (indice de classement : B 54-114-4)

EN 312-5 :1997

NF EN 312-5 (indice de classement : B 54-114-5)

EN 312-6 :1996

NF EN 312-6 (indice de classement : B 54-114-6)

EN 312-7 :1997

NF EN 312-7 (indice de classement : B 54-114-7)

EN 335- 1 :1992

NF EN 335-1 (indice de classement : B 50-100-1)

EN 335-2 :1992

NF EN 335-2 (indice de classement : B 50-100-2)

EN 335-3 :1995

NF EN 335-3 (indice de classement : B 50-100-3)

EN 350-2 :1994

NF EN 352-2 (indice de classement : B 50-103-2)

EN 351-1 :1995

NF EN 351-1 (indice de classement : B 50-105-1)

EN 383 :1993

NF EN 383 (indice de classement : P 21-303)

EN 385 :1995

NF EN 385 (indice de classement : P 21-360)

EN 387 :2001

NF EN 387 (indice de classement : P 21-373)

EN 409 :1993

NF EN 409 (indice de classement : P 21-384)

EN 460 :1994

NF EN 460 (indice de classement : B 50-104)

EN 594 :1995

NF EN 594 (indice de classement : P 21-382)

EN 622-2 :1997

NF EN 622-2 (indice de classement : B 54-051-2)

EN 622-3 :1997

NF EN 622-3 (indice de classement : B 54-051-3)

EN 622-4 :1997

NF 622-4 (indice de classement : B 54-051-4)

EN 622-5 :1997

NF EN 622-5 (indice de classement : B 54-051-5)

EN 912 :1999

NF EN 912 (indice de classement : P 21-385)

EN 1075 :1999

NF EN 1075 (indice de classement : P 21-312)

EN 1380 :1999

NF EN 1380 (indice de classement : P 21-375)

EN 1381 :1999

NF EN 1381 (indice de classement : P 21-376)

EN 1383 :1999

NF EN 1383 (indice de classement : P 21-378)

EN 1990 :2002

NF EN 1990 (indice de classement : P 06-100-1)

EN 1991-1-1 :2002

NF EN 1991-1-1 (indice de classement : P 06-111-1)

EN 1991-1-3

NF EN 1991-1-3 (indice de classement : P 06-113-1)

EN 1991-1-4

NF EN 1991-1-4 (indice de classement : P 06-114-1)

EN 1991-1-5

NF EN 1991-1-5 (indice de classement : P 06-115-1)

EN 1991-1-6

NF EN 1991-1-6 (indice de classement : P 06-116-1)

EN 1991-1-7

NF EN 1991-1-6 (indice de classement : P 06-117-1)

EN 10147 :2000

NF EN 10147 (indice de classement : A 36-322)

EN 13271 :2001

NF EN 13271 (indice de classement : P 21-388)

EN 13986

NF EN 13986 (indice de classement : B 54-250)

EN 14080

NF EN 14080 (indice de classement : P 21-501)

EN 14081-1

NF EN 14081-1 (indice de classement : P 21-500-1)

EN 14250

NF EN 14250 (indice de classement : P 21-397)

EN 14279

NF EN 14279 (indice de classement : B 54-190)

EN 14358

NF EN 14358 (indice de classement : P 21-399)

EN 14374

NF EN 14374 (indice de classement : P 21-401)

EN 14545

NF EN 14545 indice de classement : P 21-403)

EN 14592

NF EN 14592 (indice de classement : P 21-402)

EN 26891 :1991

NF EN 26891 (indice de classement : P 21-310)

EN 28970 :1991

NF EN 28970 (indice de classement : P 21-313)

Les autres normes mentionnées à l'article " Références normatives " qui n'ont pas de correspondance dans la collection des normes françaises sont les suivantes (elles peuvent être obtenues auprès d'AFNOR) :

ISO 2081 :1986

ISO 2631-2 :1989

EN 636-1 :1996

EN 636-2 :1996

EN 636-3 :1996

EN 1382 :1999

EN 14544

Avant-propos

Le présent document EN 1995-1-1 :2004 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 mai 2005, et toutes les normes nationales en contradiction devront être retirées au plus tard en mars 2010.

Le présent document remplace l'ENV 1995-1-1 :1993.

Le CEN/TC 250 est responsable de tous les Eurocodes Structuraux.

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.

Origine 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 du programme était l'élimination d'obstacles aux échanges et l'harmonisation des spécifications techniques.

Dans le cadre de ce programme d'actions, la Commission prit l'initiative d'établir un ensemble de règles techniques harmonisées pour le dimensionnement des ouvrages ; ces règles, en un premier stade, serviraient d'alternative aux règles nationales en vigueur dans les Etats Membres et, finalement, les remplaceraient.

Pendant quinze ans la Commission, avec l'aide d'un Comité Directeur comportant des représentants des Etats 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 Etats Membres de l'Union Européenne et de l'AELE décidèrent, sur la base d'un accord ¹ entre la Commission et le CEN, de transférer au CEN par une série de Mandats la préparation et la publication des Eurocodes, afin de leur donner 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 traitant de normes européennes (par exemple la Directive du Conseil 89/106 CEE sur les produits de la construction - DPC - et les Directives du Conseil 93/37/CEE, 92/50/CEE et 89/440/CEE sur les travaux et services publics ainsi que les Directives équivalentes de l'AELE destinées à la mise en place du marché intérieur).

1

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

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

- EN 1990 :2002 Eurocode : Bases de calcul des structures
- EN 1991 Eurocode 1 : Actions sur les structures
- EN 1992 Eurocode 2 : Calcul des structures en béton
- EN 1993 Eurocode 3 : Calcul des structures en acier
- EN 1994 Eurocode 4 : Calcul des structures mixtes acier-béton
- EN 1995 Eurocode 5 : Calcul des structures en bois
- EN 1996 Eurocode 6 : Calcul des structures en maçonnerie
- EN 1997 Eurocode 7 : Calcul géotechnique
- EN 1998 Eurocode 8 : Calcul des structures pour leur résistance aux séismes
- EN 1999 Eurocode 9 : Calcul des structures en aluminium

Les normes Eurocodes reconnaissent la responsabilité des autorités réglementaires dans chaque Etat 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 Etat à l'autre.

Statut et domaine d'application des Eurocodes

Les Etats 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 du Conseil 89/106/CEE, en particulier à l'Exigence Essentielle No. 1 - Stabilité et résistance mécanique - et à l'Exigence Essentielle No. 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 une relation directe avec les Documents Interprétatifs ² visés à l'article 12 de la DPC, quoiqu'ils soient d'une nature différente de celle des normes harmonisées de produits ³. En conséquence, les aspects techniques résultant des travaux effectués pour les Eurocodes nécessitent d'être pris en considération de façon adéquate par les Comités Techniques du CEN et/ou les groupes de travail de l'EOTA travaillant sur les normes de produits en vue de parvenir à une complète compatibilité de ces spécifications techniques avec les Eurocodes.

2

Selon l'article 3.3 de la DPC, les exigences essentielles (E.E.) doivent recevoir une forme concrète dans des Documents Interprétatifs (DI) pour assurer les liens nécessaires entre les exigences essentielles et les mandats pour normes européennes (EN) harmonisées et guides pour les agréments techniques européens (ATE), et ces agréments eux-mêmes.

3

Selon l'article 12 de la DPC, les documents interprétatifs doivent :

- a donner une forme concrète aux exigences essentielles en harmonisant la terminologie et les bases techniques et en indiquant, lorsque c'est nécessaire, des classes ou niveaux pour chaque exigence ;*
- b indiquer des méthodes pour relier ces classes ou niveaux d'exigences avec les spécifications techniques, par exemple méthodes de calcul et d'essai, règles techniques pour le calcul, etc. ;*
- c servir de référence pour l'établissement de normes harmonisées et de guides pour agréments techniques européens.*

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

Les normes Eurocodes fournissent des règles de calcul structural communes d'usage quotidien pour le calcul des structures entières et des produits composants de nature traditionnelle ou innovatrice. Les formes de construction ou les calculs inhabituels 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 par un Avant-Propos National, et peut être suivi d'une Annexe Nationale.

L'Annexe Nationale peut seulement contenir 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 construire dans le pays concerné ; il s'agit :

- de valeurs et/ou des classes là où des alternatives figurent dans l'Eurocode ;
- de valeurs à utiliser là où seul un symbole est donné dans l'Eurocode ;
- de données propres à un pays (géographiques, climatiques, etc.), par exemple carte de neige ;
- de la procédure à utiliser là où des procédures alternatives sont données dans l'Eurocode ;
- de décisions sur l'usage des annexes informatives ;
- de références à des informations complémentaires non contradictoires pour aider l'utilisateur à appliquer 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 la 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.

4

Voir l'article 3.3 et l'article 12 de la DPC, ainsi que les clauses 4.2, 4.3.1, 4.3.2 et 5.2 du DI 1.

Informations additionnelles spécifiques à EN 1995-1-1

EN 1995 décrit les principes et les exigences pour la sécurité, l'aptitude au service et la durabilité des structures en bois. Elle est fondée sur le concept d'état limite, utilisé conjointement avec une méthode de coefficients partiels.

Pour le calcul des structures à construire, EN 1995 est destiné à être appliqué directement, de façon conjointe avec EN 1990 : 2002 et les parties adéquates de EN 1991.

Des valeurs numériques de coefficients partiels et d'autres paramètres de fiabilité sont recommandés comme valeurs de base pour fournir un niveau de fiabilité acceptable. Elles ont été choisies en admettant qu'un niveau suffisant de respect des règles de l'art en matière d'exécution, et de gestion de la qualité, s'applique. Lorsque EN 1995-1-1 est employé comme document de base par d'autres documents techniques du CEN, les mêmes valeurs doivent être utilisées.

Annexe Nationale pour EN 1995-1-1

La présente norme donne des procédures alternatives et des valeurs, et recommande des classes, avec des Notes indiquant où des choix nationaux peuvent devoir être faits. C'est pourquoi il convient de doter la Norme Nationale transposant EN 1995-1-1 d'une Annexe Nationale contenant tous les Paramètres Déterminés au niveau National à utiliser pour le dimensionnement de bâtiments et d'ouvrages de génie civil à construire dans le pays concerné.

Un choix national est autorisé par l'EN 1995-1-1 en :

- 2.3.1.2(2)P Affectations de charges aux classes de durée de chargement ;
- 2.3.1.3(1)P Affectations des structures aux classes de service ;
- 2.4.1(1)P Coefficients partiels pour les propriétés des matériaux ;
- 6.4.3(8) Poutres à double décroissance, courbes et à inertie variable ;
- 7.2(2) Valeurs limites pour les flèches ;
- 7.3.3(2) Valeurs limites pour les vibrations ;
- 8.3.1.2(4) Assemblages bois-bois par pointes : règles pour le clouage en bout ;
- 8.3.1.2(7) Règles pour les essences sensibles à la fissuration ;
- 9.2.4.1(7) Méthodes de calcul pour les diaphragmes de mur ;
- 9.2.5.3(1) Facteurs de modification pour le contreventement de systèmes à base de poutres ou de fermes ;

- 10.9.2(3) Levage des fermes assemblées par plaques métalliques embouties : gauche maximal ;
10.9.2(4) Levage des fermes assemblées par plaques métalliques embouties : déviation maximale.

Section 1 généralités

1.1 Domaine d'application

1.1.1 Domaine d'application d'EN 1995

(1) EN 1995 s'applique au calcul des bâtiments et ouvrages de génie civil en bois (bois massif, scié, raboté ou sous forme de poteau, bois lamellé collé ou produits structuraux à base de bois, par exemple LVL) ou panneaux à base de bois assemblés avec des adhésifs ou des organes mécaniques. Il est conforme aux principes et exigences relatifs à la sécurité et l'aptitude au service des structures, ainsi qu'aux bases de calcul et vérification données dans EN 1990 :2002 .

(2) EN 1995 traite uniquement des exigences relatives à la résistance mécanique, l'aptitude au service, la durabilité et la résistance au feu des structures en bois. D'autres exigences, par exemple concernant l'isolation thermique ou acoustique, ne sont pas considérées.

(3) EN 1995 est destiné à être utilisé conjointement avec :

- EN 1990 :2002 " Eurocode - Bases de calcul des structures "
- EN 1991 " Actions sur les structures "
- Les EN pour les produits de construction relatifs aux structures en bois
- EN 1998 " Calcul des structures pour la résistance aux tremblements de terre ", lorsque les structures en bois sont construites dans des régions sismiques.

(4) EN 1995 est divisé en deux parties :

- EN 1995-1 Généralités
- EN 1995-2 Ponts

(5) EN 1995-1 " Règles générales " comprend :

- EN 1995-1-1 Généralités - Règles communes et règles pour les bâtiments
- EN 1995-1-2 Généralités - Calcul des structures au feu

(6) EN 1995-2 se réfère aux règles communes de EN 1995-1-1. Les articles de EN 1995-2 sont complémentaires aux articles de EN 1995-1.

1.1.2 Domaine d'application d'EN 1995-1-1

(1) EN 1995-1-1 donne des règles générales de calcul pour les structures en bois ainsi que des règles de calcul spécifiques aux bâtiments.

(2) Les sujets suivants sont traités dans EN 1995-1-1 :

- Section 1 : Généralités
- Section 2 : Bases de calcul
- Section 3 : Propriétés des matériaux
- Section 4 : Durabilité
- Section 5 : Bases de l'analyse de structure
- Section 6 : Etats limites ultimes
- Section 7 : Etats limites de service
- Section 8 : Assemblages par organes métalliques
- Section 9 : Composants et sous-systèmes
- Section 10 : Détails structuraux et contrôle

(3) P EN 1995-1-1 ne traite pas des structures exposées durablement à des températures supérieures à 60 °C.

1.2 Références normatives

(1) Cette Norme européenne comporte par référence datée ou non datée des dispositions d'autres publications. Ces références normatives sont citées aux endroits appropriés dans le texte et les publications sont énumérées ci-après. Pour les références datées, les amendements ou révisions ultérieurs de l'une quelconque de ces publications ne s'appliquent à cette Norme européenne que s'ils y ont été incorporés par amendement ou révision. Pour les références non datées, la dernière édition de la publication à laquelle il est fait référence s'applique (y compris les amendements).

Normes ISO

ISO 2081 :1986

Revêtements métalliques - Dépôts électrolytiques de zinc sur fer ou acier

ISO 2631-2 :1989

Estimation de l'exposition des individus à des vibrations globales du corps - Partie 2 : Vibrations continues induites par les chocs dans les bâtiments (1 à 80 Hz) Normes européennes

EN 300 :1997

Panneaux de lamelles minces longues et orientées (OSB) - Définitions, classification et exigences

EN 301 :1992

Adhésifs de nature phénolique et aminoplaste, pour structures portantes en bois : Classification et exigences de performances

EN 312-4 :1996

Panneaux de particules - Exigences - Partie 4 : Exigences pour panneaux travaillants utilisés en milieu sec

EN 312-5 :1997

Panneaux de particules - Exigences - Partie 5 : Exigences pour panneaux travaillants utilisés en milieu humide

EN 312-6 :1996

Panneaux de particules - Exigences - Partie 6 : Exigences pour panneaux travaillants sous contrainte élevée utilisés en milieu sec

EN 312-7 :1997

Panneaux de particules - Exigences - Partie 7 : Exigences pour panneaux travaillants sous contrainte élevée utilisés en milieu humide

EN 335-1 :1992

Durabilité du bois et des matériaux dérivés du bois - Définition des classes de risque d'attaque biologique - Partie 1 : Généralités

EN 335-2 :1992

Durabilité du bois et des matériaux dérivés du bois - Définition des classes de risque d'attaque biologique - Partie 2 : Application au bois massif.

EN 335-3 :1995

Durabilité du bois et des matériaux dérivés du bois - Définition des classes de risque d'attaque biologique - Partie 3 : Application aux panneaux à base de bois

EN 350-2 :1994

Durabilité du bois et des matériaux dérivés du bois - Durabilité naturelle du bois massif - Partie 2 : Guide de la durabilité naturelle du bois et de l'imprégnabilité d'essences de bois choisies pour leur importance en Europe

EN 351-1 :1995

Durabilité du bois et des matériaux dérivés du bois - Bois massif (B 50-105-1) traité avec produit de préservation - Partie 1 : Classification des pénétrations et rétentions des produits de préservation

EN 383 :1993

Structures en bois - Méthodes d'essais - Détermination de caractéristiques de fondation et de la portance locale d'éléments d'assemblages de type broche

EN 385 :2001

Aboutages à entures multiples dans les bois de construction - Prescriptions de performances et prescriptions minimales de fabrication

EN 387 :2001

Aboutages à entures multiples de grande dimension - Exigences de performances et exigences minimale de produit

EN 409 :1993

Structures en bois - Méthodes d'essai - Détermination du moment plastique des éléments de fixation à chevilles - Pointes

EN 460 :1994

Durabilité du bois et des matériaux dérivés du bois - Durabilité naturelle du bois massif - Guide d'exigences de durabilité du bois pour son utilisation selon les classes de risque

EN 594 :1995

Structures en bois - Méthodes d'essai - Essai de raideur et résistance au contreventement des murs à ossature en bois

EN 622-2 :1997

Panneaux de fibres - Exigences - Partie 2 : Exigences pour panneaux durs

EN 622-3 :1997

Panneaux de fibres - Exigences - Partie 3 : Exigences pour panneaux mi-durs

EN 622-4 :1997

Panneaux de fibres - Exigences - Partie 4 : Exigences pour panneaux isolants

EN 622-5 :1997

Panneaux de fibres - Exigences - Partie 5 : Exigences pour panneaux obtenus par procédé à sec (MDF)

EN 636-1 :1996

Contreplaqué - Exigences - Partie 1 : Exigences pour contreplaqué utilisé en milieu sec

EN 636-2 :1996

Contreplaqué - Exigences - Partie 2 : Exigences pour contreplaqué utilisé en milieu humide

EN 636-3 :1996

Contreplaqué - Exigences - Partie 3 : Exigences pour contreplaqué utilisé en milieu extérieur

EN 912 :1999

Organes d'assemblage pour le bois - Spécifications des connecteurs pour bois

EN 1075 :1999

Structures en bois - Méthodes d'essai - Assemblages par connecteurs métalliques

EN 1380 :1999

Structures en bois - Méthodes d'essai - Résistance des joints cloués

EN 1381 :1999

Structures en bois - Méthodes d'essai - Résistance des joints agrafés

EN 1382 :1999

Structures en bois - Méthodes d'essai - Résistance à l'arrachement

EN 1383 :1999

Structures en bois - Méthodes d'essai - Résistance à l'arrachement d'éléments de fixation d'assemblage à travers le bois

EN 1990 :2002

Eurocode : Bases de calcul des structures

EN 1991-1-1 :2002

Eurocode 1 : Actions sur les structures - Partie 1-2 : Actions générales - Densités, poids propres et charges imposées
EN 1991-1-3

Eurocode 1 : Actions sur les structures - Partie 1-3 : Actions générales - Charges de neige
EN 1991-1-4

Eurocode 1 : Actions sur les structures - Partie 1-4 : Actions générales - Charges de vent
EN 1991-1-5

Eurocode 1 : Actions sur les structures - Partie 1-5 : Actions générales - Actions thermiques
EN 1991-1-6

Eurocode 1 : Actions sur les structures - Partie 1-6 : Actions générales - Actions au cours de l'exécution
EN 1991-1-7

Eurocode 1 : Actions sur les structures - Partie 1-7 : Actions générales - Actions accidentelles dues aux impacts et explosions
EN 10147 :2000

Bandes et tôles en acier de construction galvanisée à chaud en continu - Conditions techniques de livraison
EN 13271 :2001

Connecteurs - Caractéristiques de capacité aux charges et modules de glissement.
EN 13986

Panneaux à base de bois utilisés dans la construction - Caractéristiques, évaluation de conformité et marquage
EN 14080

Structures en bois - Bois lamellé - Exigences
EN 14081-1

Bois de structure de section rectangulaire - Partie 1 : Exigences de classement pour le bois classé selon la résistance.
EN 14250

Structures en bois - Exigences de production pour les fermes préfabriquées utilisant des plaques métalliques embouties.
EN 14279

LVL - Spécifications, définitions, classification et exigences
EN 14358

Structures en bois - Calcul des valeurs caractéristiques au 5^e percentile
EN 14374

Structures en bois - LVL structural - Exigences
EN 14544

Bois de structure de section circulaire classé selon la résistance - Exigences
EN 14545

Structures en bois - Assembleurs - Exigences
EN 14592

Structures en bois - Organes d'assemblages - Exigences
EN 26891 :1991

Structures en bois - Assemblages réalisés avec des éléments de fixation - Principes généraux pour la détermination des caractéristiques de résistance et de déformation
EN 28970 :1991

Structures en bois - Essai des assemblages réalisés par organes mécaniques - Exigences concernant la masse volumique du bois
NOTE

Dans la mesure où EN 14250, EN 14081-1, EN 14080, EN 13986, EN 14374, EN 14358, EN 14544, EN 14545 et EN 14592 ne sont pas disponibles en tant que normes Européennes, plus d'information peut être donnée dans l'Annexe Nationale.

1.3 Hypothèses

(1)P Les hypothèses générales de EN 1990 :2002 s'appliquent.

(2) Des exigences supplémentaires relatives aux détails structuraux et au contrôle sont donnés dans la Section 10 .

1.4 Distinction entre Principes et Règles d'Application

(1)P Les règles de EN 1990 :2002 article 1.4 s'appliquent.

1.5 Termes et définitions

1.5.1 Généralités

(1)P Les termes et définitions de EN 1990 :2002 article 1.5 s'appliquent.

1.5.2 Autres termes et définitions utilisés dans EN 1995-1-2

1.5.2.1 Valeur caractéristique

Se référer à EN 1990 :2002 article 1.5.4.1 .

1.5.2.2 Broche

Tige circulaire cylindrique réalisée généralement à partir d'acier et ajustée précisément dans des avant-trous, et utilisée pour transférer des efforts perpendiculaires à l'axe de la broche.

1.5.2.3 Humidité d'équilibre

L'humidité à laquelle le bois ne gagne ni ne perd d'humidité vis-à-vis de l'environnement extérieur.

1.5.2.4 Point de saturation des fibres

L'humidité à laquelle les cellules de bois sont totalement saturées

1.5.2.5 LVL

Lamibois, défini conformément à EN 14279 et EN 14374

1.5.2.6 Platelage de bois lamellé

Un platelage constitué de lamelles de bois massif et disposées parallèlement, connectées par pointes, par tirefonds, par précontrainte ou par collage.

1.5.2.7 Humidité

Masse d'eau dans le bois exprimée comme une proportion de sa masse sèche.

1.5.2.8 Contreventement

Effet causé par des actions horizontales dans le plan d'un mur.

1.5.2.9 Propriété de rigidité

Une propriété utilisée dans le calcul de la déformation de la structure, telle que module d'élasticité, module de cisaillement, module de glissement.

1.5.2.10 Module de glissement

Une propriété utilisée dans le calcul de la déformation entre deux éléments d'une structure.

1.6 Symboles utilisés dans EN 1995-1-1

Dans le cadre de EN 1995-1-1, les symboles suivants s'appliquent.

Symboles majuscules latins

- A Aire d'une section transversale
- A_{ef} Aire efficace de la surface totale de contact entre une plaque métallique emboutie et le bois
- A_f Aire d'une section transversale de membrure
- $A_{net,t}$ Section résiduelle perpendiculaire au fil
- $A_{net,v}$ Section résiduelle en cisaillement parallèle au fil
- C Rigidité de ressort
- $E_{0,05}$ Valeur à 5 du module d'élasticité
- E_d Valeur de calcul du module d'élasticité
- E_{mean} Valeur moyenne instantanée du module d'élasticité
- $E_{mean,fin}$ Valeur finale moyenne du module d'élasticité
- F Force
- $F_{A,Ed}$ Valeur de calcul d'une force agissant sur une plaque métallique emboutie (connecteur) au centre de gravité de l'aire efficace
- $F_{A,min,d}$ Valeur minimale de calcul d'une force agissant sur une plaque métallique emboutie (connecteur) au centre de gravité de l'aire efficace
- $F_{ax,Ed}$ Valeur de calcul d'un effort axial dans un organe d'assemblage
- $F_{ax,Rd}$ Valeur de calcul de la capacité d'arrachement axial d'un organe d'assemblage
- $F_{ax,Rk}$ Valeur caractéristique de la capacité d'arrachement axial d'un organe d'assemblage
- F_c Force de compression
- F_d Valeur de calcul d'une force
- $F_{d,ser}$ Valeur de calcul d'une force à l'état limite de service
- $F_{f,Rd}$ Valeur de calcul de la capacité résistante par organe d'assemblage dans un diaphragme de mur
- $F_{i,c,Ed}$ Valeur de calcul de l'effort de réaction en compression à l'extrémité d'un mur de contreventement
- $F_{i,t,Ed}$ Valeur de calcul de l'effort de réaction en traction à l'extrémité d'un mur de contreventement
- $F_{i,vert,Ed}$ Charge verticale sur un mur
- $F_{i,v,Rd}$ Valeur de calcul de la résistance au soulèvement du panneau i (dans 9.2.4.2) ou du mur i (dans 9.2.4.3)
- F_{la} Force latérale
- $F_{M,Ed}$ Valeur de calcul d'une force provenant de la valeur de calcul d'un moment
- F_t Force de traction
- $F_{v,0,Rk}$ Valeur caractéristique de la capacité résistante d'un assembleur selon la direction du fil
- $F_{v,Ed}$ Valeur de calcul de l'effort tranchant par plan de cisaillement de l'organe d'assemblage ; Effet de calcul horizontal sur un diaphragme de mur
- $F_{v,Rd}$ Valeur de calcul de la capacité résistante par plan de cisaillement par organe d'assemblage ; valeur de calcul de la capacité résistante au soulèvement
- $F_{v,Rk}$ Valeur caractéristique de la capacité résistante par plan de cisaillement par organe d'assemblage
- $F_{v,w,Ed}$ Valeur de calcul d'un effort tranchant agissant sur l'âme
- $F_{x,Ed}$ Valeur de calcul d'une force dans la direction x
- $F_{y,Ed}$ Valeur de calcul d'une force dans la direction y

- $F_{x,Rd}$ Valeur de calcul d'une capacité résistante de plaque dans la direction x
- $F_{y,Rd}$ Valeur de calcul d'une capacité résistante de plaque dans la direction y
- $F_{x,Rk}$ Valeur caractéristique d'une capacité résistante de plaque dans la direction x
- $F_{y,Rk}$ Valeur caractéristique d'une capacité résistante de plaque dans la direction y
- $G_{0,05}$ Valeur à 5 du module de cisaillement
- G_d Valeur de calcul du module de cisaillement
- G_{mean} Valeur moyenne instantanée du module de cisaillement
- $G_{mean,fin}$ Valeur finale moyenne du module de cisaillement
- H Hauteur totale d'une ferme
- I_f Moment d'inertie d'une membrure
- I_{tor} Moment d'inertie en torsion
- I_z Module d'inertie selon l'axe faible
- K_{ser} Module de glissement
- $K_{ser,fin}$ Valeur finale du module de glissement
- K_u Valeur instantanée du module de glissement pour les états limites ultimes
- $L_{net,t}$ Largeur résiduelle de la section perpendiculaire au fil
- $L_{net,v}$ Longueur résiduelle de la surface de rupture en cisaillement
- $M_{A,Ed}$ Valeur de calcul d'un moment agissant sur une plaque métallique emboutie
- $M_{ap,d}$ Valeur de calcul d'un moment dans la zone de faitage
- M_d Valeur de calcul d'un moment
- $M_{y,Rk}$ Valeur caractéristique du moment d'écoulement plastique d'un organe d'assemblage
- N Effort normal
- $R_{90,d}$ Valeur de calcul de la capacité résistante au fendage
- $R_{90,k}$ Valeur caractéristique de la capacité résistante au fendage
- $R_{ax,d}$ Valeur de calcul de la capacité résistante d'un assemblage chargé axialement
- $R_{ax,k}$ Valeur caractéristique de la capacité résistante d'un assemblage chargé axialement
- $R_{ax,a,k}$ Valeur caractéristique de la capacité résistante pour un angle vis-à-vis du fil
- R_d Valeur de calcul d'une capacité résistante
- $R_{ef,k}$ Valeur caractéristique efficace de la capacité résistante d'un assemblage
- $R_{iv,d}$ Valeur de calcul de la capacité résistante au contreventement d'un mur
- R_k Valeur caractéristique de la capacité résistante
- $R_{sp,k}$ Valeur caractéristique de la capacité résistante au fendage
- $R_{to,k}$ Valeur caractéristique de la capacité résistante d'une plaque métallique emboutie
- $R_{v,d}$ Valeur de calcul de la capacité résistante d'un mur
- V Effort tranchant ; Volume
- V_u, V_l Efforts tranchants dans les parties supérieure et inférieure d'une poutre trouée
- W_y Moment de résistance selon l'axe fort
- X_d Valeur de calcul d'une propriété de résistance
- X_k Valeur caractéristique d'une propriété de résistance

Symboles minuscules latins

- a Distance
- a_1 Espacement, parallèlement au fil, d'organes d'assemblage dans une file
- a_2 Espacement, perpendiculairement au fil, entre files d'organes d'assemblage
- $a_{3,c}$ Distance d'extrémité pour une extrémité non chargée
- $a_{3,t}$ Distance d'extrémité pour une extrémité chargée
- $a_{4,c}$ Distance de rive pour une rive non chargée
- $a_{4,t}$ Distance de rive pour une rive chargée
- a_{bow} Voilement longitudinal de face maximal d'un élément de ferme
- $a_{bow,perm}$ Voilement longitudinal de face maximal autorisé d'un élément de ferme
- a_{dev} Deviation maximale d'une ferme
- $a_{dev,perm}$ Deviation maximale autorisée d'une ferme
- b Largeur
- b_i Largeur du panneau i (voir 9.2.4.2) ou du mur i (voir 9.2.4.3)
- b_{net} Espacement net entre les montants
- b_w Largeur de l'âme
- d Diamètre
- d_1 Diamètre du trou central d'un assembleur
- d_c Diamètre de l'assembleur
- d_{ef} Diamètre efficace
- $f_{h,i,k}$ Valeur caractéristique de la portance locale pour l'élément de bois i
- $f_{a,0,0}$ Valeur caractéristique de la capacité d'ancrage par unité de surface pour $\alpha = 0^\circ$ et $\beta = 0^\circ$

- $f_{a,90,90}$ Valeur caractéristique de la capacité d'ancrage par unité de surface pour $\alpha = 90^\circ$ et $\beta = 90^\circ$
- $f_{a,k}$ Capacité d'ancrage caractéristique
- $f_{ax,k}$ Valeur caractéristique de la résistance à l'arrachement pour les clous
- $f_{c,0,d}$ Valeur de calcul de la résistance en compression dans le sens du fil
- $f_{c,w,d}$ Valeur de calcul de la résistance en compression de l'âme
- $f_{c,90,k}$ Valeur caractéristique de la résistance en compression perpendiculaire
- $f_{f,c,d}$ Valeur de calcul de la résistance en compression des membrures
- $f_{f,t,d}$ Valeur de calcul de la résistance en traction des membrures
- $f_{h,k}$ Valeur caractéristique de la portance locale
- $f_{head,k}$ Valeur caractéristique de la résistance à l'enfoncement des clous
- f_1 Fréquence fondamentale
- $f_{m,k}$ Valeur caractéristique de la résistance en flexion
- $f_{m,y,d}$ Valeur de calcul de la résistance en flexion selon l'axe principal y
- $f_{m,z,d}$ Valeur de calcul de la résistance en flexion selon l'axe principal z
- $f_{m,d}$ Valeur de calcul de la résistance en flexion à un angle vis-à-vis du fil
- $f_{t,0,d}$ Valeur de calcul de la résistance en traction dans le sens du fil
- $f_{t,0,k}$ Valeur caractéristique de la résistance en traction dans le sens du fil
- $f_{t,90,d}$ Valeur de calcul de la résistance en traction perpendiculaire au fil
- $f_{t,w,d}$ Valeur de calcul de la résistance en traction de l'âme
- $f_{u,k}$ Valeur caractéristique de la résistance en traction des boulons
- $f_{v,0,d}$ Valeur de calcul de la résistance au cisaillement coplanaire
- $f_{v,ax,k}$ Valeur caractéristique de la résistance à l'arrachement pour un angle vis-à-vis du fil
- $f_{v,ax,90,k}$ Valeur caractéristique de la résistance à l'arrachement perpendiculaire au fil
- $f_{v,d}$ Valeur de calcul de la résistance au cisaillement
- h Hauteur
- h_{ap} Hauteur de la zone de faîtage
- h_d Hauteur du trou
- h_e Hauteur de pénétration
- h_e Distance de rive chargée
- h_{ef} Hauteur efficace
- $h_{f,c}$ Hauteur des membrures en compression
- $h_{f,t}$ Hauteur des membrures en traction
- h_{rl} Distance de rive inférieure d'un trou
- h_{ru} Distance de rive supérieure d'un trou
- h_w Hauteur de l'âme
- i Inclinaison de l'entaille
- $k_{c,y}$ ou $k_{c,z}$ Facteur d'instabilité
- k_{crit} Facteur utilisé pour le déversement latéral
- k_d Facteur de dimension pour un panneau
- k_{def} Facteur de déformation
- k_{dis} Facteur prenant en compte la distribution des contraintes dans la zone de faîtage
- $k_{f,1}, k_{f,2}, k_{f,3}$ Facteurs de modification pour la résistance au contreventement
- k_h Facteur de hauteur
- $k_{i,q}$ Facteur de charge uniformément répartie
- k_m Facteur considérant la redistribution des contraintes de flexion dans une section
- k_{mod} Facteur de modification
- k_n Facteur lié au type de matériau de panneautage
- k_r Facteur de réduction
- $k_{R,red}$ Facteur de réduction pour la capacité résistante
- k_s Facteur d'espacement entre organes d'assemblage ; Facteur de modification pour la rigidité de ressort
- $k_{s,red}$ Facteur de réduction pour l'espacement
- k_{shape} Facteur dépendant de la forme d'une section
- k_{sys} Facteur système
- k_v Facteur de réduction pour les poutres entaillées
- k_{vol} Facteur de volume
- k_y ou k_z Facteur d'instabilité
- a_{min} Longueur minimum d'ancrage pour un goujon collé
- Portée ; longueur de contact
- A Distance à l'appui d'un trou
- ef Longueur efficace ; Longueur efficace de distribution
- v Distance d'extrémité d'un trou

- z Espacement entre les trous
- m Masse par unité de surface
- n_{40} Nombre de fréquences en dessous de 40 Hz
- n_{ef} Nombre efficace d'assembleurs
- p_d Charge répartie
- q_i Charge uniformément répartie équivalente
- r Rayon de courbure
- s Espacement
- s_0 Espacement de base pour les organes d'assemblage
- r_{in} Rayon intérieur
- t Epaisseur
- t_{pen} Hauteur de pénétration
- u_{creep} Déformation de fluage
- u_{fin} Déformation finale
- $u_{fin,G}$ Déformation finale pour une action permanente G
- $u_{fin,Q,1}$ Déformation finale pour l'action variable de base Q_1
- $u_{fin,Q,i}$ Déformation finale pour les actions variable d'accompagnement Q_i
- u_{inst} Déformation instantanée
- $u_{inst,G}$ Déformation instantanée pour une action permanente G
- $u_{inst,Q,1}$ Déformation instantanée pour l'action variable de base Q_1
- $u_{inst,Q,i}$ Déformation instantanée pour les actions variable d'accompagnement Q_i
- Réponse en vitesse à une impulsion unitaire
- w_c Contreflèche
- w_{creep} Flèche de fluage
- w_{fin} Flèche finale
- w_{inst} Flèche instantanée
- $w_{net,fin}$ Flèche résiduelle finale

Symboles grecs minuscules

- Angle entre la direction x et la force pour une plaque métallique emboutie ; Angle entre un effort et la direction du fil ; Angle entre la direction de l'effort et la rive (ou l'extrémité) chargée
- Angle entre la direction du fil et la force pour une plaque métallique emboutie
- c Facteur de rectitude
- Angle entre la direction x et la ligne d'assemblage du bois pour une plaque métallique emboutie
- M Coefficient partiel pour les propriétés de matériaux, qui tient également compte des incertitudes de modélisation et des variations dimensionnelles
- y Rapport d'élancement correspondant à une flexion selon l'axe y
- z Rapport d'élancement correspondant à une flexion selon l'axe z
- rel,y Rapport relatif d'élancement correspondant à une flexion selon l'axe y
- rel,z Rapport relatif d'élancement correspondant à une flexion selon l'axe z
- k Masse volumique caractéristique
- m Masse volumique moyenne
- $c_{0,d}$ Valeur de calcul d'une contrainte de compression dans la direction du fil
- $c_{,d}$ Valeur de calcul d'une contrainte de compression à un angle du fil
- $f_{c,d}$ Valeur de calcul de la contrainte de compression moyenne de la membrure
- $f_{c,max,d}$ Valeur de calcul de la contrainte de compression en fibre extrême de la membrure
- $f_{t,d}$ Valeur de calcul de la contrainte de traction moyenne de la membrure
- $f_{t,max,d}$ Valeur de calcul de la contrainte de traction en fibre extrême de l'âme
- m_{crit} Contrainte de flexion critique
- $m_{y,d}$ Valeur de calcul de la contrainte en flexion selon l'axe principal y
- $m_{z,d}$ Valeur de calcul de la contrainte de flexion selon l'axe principal z
- $m_{,,d}$ Valeur de calcul de la contrainte de flexion à un angle vis-à-vis du fil
- N Contrainte normale
- $t_{0,d}$ Valeur de calcul d'une contrainte de traction parallèle au fil
- $t_{90,d}$ Valeur de calcul d'une contrainte de traction perpendiculaire au fil
- $w_{c,d}$ Valeur de calcul de la contrainte de compression de l'âme
- $w_{t,d}$ Valeur de calcul de la contrainte de traction de l'âme
- τ_d Valeur de calcul de la contrainte de cisaillement
- $F_{,d}$ Valeur de calcul de la contrainte d'ancrage provenant d'une force normale
- $M_{,d}$ Valeur de calcul de la contrainte d'ancrage provenant d'un moment
- $\tau_{or,d}$ Valeur de calcul d'une contrainte de cisaillement provenant d'une torsion
- ϕ Facteur pour la valeur de combinaison d'une action variable

- γ_2 Facteur pour la valeur quasi permanente d'une action variable
- Rapport d'amortissement modal

Section 2 bases de conception et calcul

2.1 Exigences

2.1.1 Exigences de base

- (1)P Le calcul des structures en bois doit être en accord avec les règles générales données dans EN 1990 :2002
- (2)P Les dispositions complémentaires pour les structures en bois données dans cette section doivent être également appliquées.
- (3) Les exigences de base de EN 1990 :2002 section 2 sont considérées comme satisfaites pour les structures en bois lorsque le calcul aux états limites, conjointement avec la méthode des coefficients partiels en utilisant EN 1990 :2002 et EN 1991 pour les actions et leurs combinaisons et EN 1995 pour les résistances, les règles pour l'aptitude au service et la durabilité, est appliquée.

2.1.2 Exigences de fiabilité

- (1) Lorsque différents niveaux de fiabilité sont exigés, il convient que ces niveaux soient atteints de préférence par un choix approprié du management de la qualité en termes de calcul et d'exécution, conformément à EN 1990 :2002 Annexe C .

2.1.3 Durée de service et durabilité

- (1) EN 1990 :2002 article 2.3 s'applique.

2.2 Principes de calcul aux états limites

2.2.1 Généralités

- (1)P Les modèles de calcul pour les différents états limites doivent, de façon appropriée, considérer les éléments suivants :
- différentes propriétés des matériaux (par exemple résistance et rigidité) ;
 - différents comportements dépendant du temps des matériaux (durée de vie, fluage) ;
 - différentes conditions climatiques (température, variation d'humidité) ;
 - différentes situations de calcul (étapes de la construction, changement des conditions d'appui).

2.2.2 États limites ultimes

- (1)P L'analyse de structure doit être menée en utilisant les propriétés de rigidité suivantes :
- pour une analyse de structure élastique linéaire du premier ordre, si la distribution des efforts internes et des moments dans les éléments n'est pas affectée par la distribution de rigidité au sein de la structure (par exemple si tous les éléments ont les mêmes propriétés dépendant du temps), les valeurs moyennes doivent être utilisées ;
 - pour une analyse de structure élastique linéaire du premier ordre, si la distribution des efforts internes et des moments dans les éléments est affectée par la distribution de rigidité au sein de la structure (par exemple des éléments composés de matériaux ayant des propriétés dépendant du temps différentes), les valeurs moyennes finales ajustées à la durée de chargement de la composante de charge qui génère la plus grande contrainte eu égard à la résistance, doivent être utilisées ;
 - pour une analyse élastique linéaire du second ordre, les valeurs de calcul, sans prise en compte de la durée de chargement, doivent être utilisées.

NOTES

NOTE 1 Pour les valeurs finales ajustées selon la durée de chargement, voir 2.3.2.2(2) .

NOTE 2 Pour les valeurs de calcul des propriétés de rigidité, voir 2.4.1(2)P .

- (2) Il convient de calculer le module de glissement pour les états limites ultimes, K_u , selon :

$$K_u = \frac{2}{3} K_{ser} \quad \dots (2.1)$$

où :

- K_{ser} est le module de glissement, voir 2.2.3(3)P .

2.2.3 États limites de service

(1)P La déformation de la structure qui résulte des effets des actions (telles que les efforts normaux et tranchants, les moments de flexion et le glissement des assemblages) et de l'humidité doit rester au sein de limites appropriées, considérant d'une part la possibilité d'endommagement des matériaux de revêtement, des plafonds, des planchers, des partitions intérieures et des finitions, et d'autre part le besoin fonctionnel ainsi que les exigences d'apparence.

(2) Il convient de calculer la déformation instantanée, u_{inst} , voir figure 7.1, à partir de la combinaison caractéristique d'actions, voir EN 1990, article 6.5.3(2) a), en utilisant les valeurs moyennes adéquates des modules d'élasticité, modules de cisaillement et modules de glissement.

(3) Il convient de calculer la déformation finale, u_{fin} , voir figure 7.1, à partir de la combinaison quasi-permanente d'actions, voir EN 1990, article 6.5.3(2) c) .

(4) Si la structure est constituée d'éléments ou composants dont les propriétés de fluage diffèrent, il convient de calculer la déformation finale de la structure en utilisant les valeurs finales moyennes adéquates des modules d'élasticité, modules de cisaillement et modules de glissement, selon 2.3.2.2 (1).

(5) Pour les structures constituées d'éléments, composants et assemblages dont le comportement au fluage est identique, et sous l'hypothèse d'une relation linéaire entre les actions et les déformations correspondantes, par simplification de 2.2.3(3), la déformation finale, u_{fin} , peut être prise égale à :

$$u_{fin} = u_{fin,G} + u_{fin,Q_1} + u_{fin,Q_i} \quad \dots (2.2)$$

où :

$$u_{fin,G} = u_{inst,G} (1 + k_{def}) \quad \text{pour une action permanente, G} \quad \dots (2.3)$$

$$u_{fin,Q,1} = u_{inst,Q,1} (1 + \psi_{2,1} k_{def}) \quad \text{pour l'action variable de base, } Q_1 \quad \dots (2.4)$$

$$u_{fin,Q,i} = u_{inst,Q,i} (\psi_{0,i} + \psi_{2,i} k_{def}) \quad \text{pour les actions variables d'accompagnement, } Q_i (i > 1) \quad \dots (2.5)$$

$u_{inst,G}$, $u_{inst,Q,1}$, $u_{inst,Q,i}$ sont les déformations instantanées des actions G, Q_1 , Q_i respectivement ;

$\psi_{2,1}$, $\psi_{2,i}$ sont les facteurs pour les valeurs quasi-permanentes des actions variables ;

$\psi_{0,i}$ sont les facteurs pour les valeurs de combinaison des actions variables ;

k_{def} est donné dans le tableau 3.2 pour le bois massif et les matériaux à base de bois, et dans 2.3.2.2 (3) et 2.3.2.2 (4) pour les assemblages.

Lorsque les équations (2.3) à (2.5) sont utilisées, il convient de ne pas prendre en compte les facteurs ψ_2 dans les équations (6.16a) et (6.16b) de EN1990 :2002 .

NOTE

Dans la plupart des cas, il est approprié d'appliquer la méthode simplifiée.

(6) Pour les états limites de service relatifs aux vibrations, il convient d'utiliser les valeurs moyennes des modules de rigidité

appropriés.

2.3 Variables de base

2.3.1 Actions et influences de l'environnement

2.3.1.1 Généralités

(1) Les actions à utiliser dans le calcul peuvent être obtenues selon les parties adéquates de EN 1991.

NOTE

Les parties adéquates de EN 1991 pour une utilisation en calcul comprennent :

- EN 1991-1-1 Densités, poids propre et charges imposées
- EN 1991-1-3 Charges de neige
- EN 1991-1-4 Charges de vent
- EN 1991-1-5 Actions thermiques
- EN 1991-1-6 Actions en cours d'exécution
- EN 1991-1-7 Actions accidentelles.

(2)P La durée de chargement et l'humidité affectent les propriétés de résistance et de rigidité des éléments en bois et à base de bois et doivent donc être prises en compte dans le calcul relatif à la résistance mécanique et l'aptitude au service.

(3)P Les actions causées par les effets d'un changement d'humidité dans le bois doivent être considérées.

2.3.1.2 Classes de durée de chargement

(1)P Les classes de durée de chargement sont caractérisées par l'effet d'une charge constante agissant pendant une certaine période de temps au cours de la vie de la structure. Pour une action variable, la classe appropriée doit être déterminée sur la base d'une estimation de la variation typique de la charge avec le temps.

(2)P Les actions doivent être affectées à l'une des classes de durée de chargement données dans le **Tableau 2.1** pour les calculs de résistance et de rigidité.

Tableau 2.1 -Classes de durée de chargement

Classe de durée de chargement cumulée	Ordre de grandeur de la durée de la charge caractéristique
Permanent	plus de 10 ans
Long terme	6 mois — 10 ans
Moyen terme	1 semaine — 6 mois
Court terme	moins d'une semaine
Instantané	

NOTE

Des exemples d'affectation de classes de durée de chargement sont donnés dans le Tableau 2.2. Dans la mesure où les charges climatiques (neige, vent) varient entre les pays, des informations sur l'affectation de leur durée de chargement peuvent être spécifiées dans une Annexe Nationale

Tableau 2.2 -Exemples d'affectations de classes de durée de chargement

Classe de durée de chargement	Exemples de chargement
Permanent	poids propre
Long terme	stockage
Moyen terme	charge d'occupation, neige
Court terme	neige, vent
Instantané	vent, action accidentelle

2.3.1.3 Classes de service

(1)P Les structures doivent être affectées à l'une des classes de service données ci-dessous :NOTE 1

Le système de classes de service a pour objectif principal d'affecter les valeurs de résistance et de calculer les déformations sous des conditions d'environnement définies.

NOTE 2 Des informations sur l'affectation des structures aux classes de service données dans (2)P, (3)P et (4)P peuvent être données dans l'Annexe Nationale.

(2)P Classe de service 1 : est caractérisée par une humidité dans les matériaux correspondant à une température de 20 °C et une humidité relative de l'air environnant ne dépassant 65 % que quelques semaines par an.

NOTE

Dans la classe de service 1, l'humidité moyenne dans la plupart des bois résineux n'excède pas 12 %.

(3)P Classe de service 2 : est caractérisée par une humidité dans les matériaux correspondant à une température de 20 °C et une humidité relative de l'air ne dépassant 85 % que quelques semaines par an.

NOTE

Dans la classe de service 2, l'humidité moyenne dans la plupart des bois résineux n'excède pas 20 %.

(4)P Classe de service 3 : Conditions climatiques amenant des humidités supérieures à celles de la classe de service 2.

2.3.2 Propriétés pour les matériaux et les produits

2.3.2.1 Influences de l'humidité et de la durée de chargement sur la résistance

(1) Les facteurs de modification relatifs à l'influence de la durée de chargement et l'humidité sur la résistance, voir 2.4.1, sont donnés dans 3.1.3.

(2) Lorsqu'un assemblage est constitué de deux éléments en bois ayant un comportement dépendant du temps différent, il convient de calculer la valeur de calcul de la capacité résistante en utilisant le facteur de modification k_{mod} suivant :

$$k_{mod} = \sqrt{k_{mod,1} k_{mod,2}} \quad \dots (2.6)$$

où :

- $k_{mod,1}$ et $k_{mod,2}$ sont les facteurs de modification des deux éléments en bois.

2.3.2.2 Influences de l'humidité et de la durée de chargement sur les déformations

(1) Pour les états limites de service, si la structure est constituée d'éléments ou de composants ayant des propriétés dépendantes du temps différentes, il convient de prendre pour le calcul de la déformation finale les valeurs moyennes finales du module d'élasticité, $E_{mean,fin}$, du module de cisaillement $G_{mean,fin}$, et du module de glissement, $K_{ser,fin}$, à partir des équations suivantes :

$$E_{\text{mean,fin}} = \frac{E_{\text{mean}}}{(1 + k_{\text{def}})} \quad \dots (2.7)$$

$$G_{\text{mean,fin}} = \frac{G_{\text{mean}}}{(1 + k_{\text{def}})} \quad \dots (2.8)$$

$$K_{\text{ser,fin}} = \frac{K_{\text{ser}}}{(1 + k_{\text{def}})} \quad \dots (2.9)$$

(2) Pour les états limites ultimes, lorsque la distribution des efforts et des moments dans les éléments est affectée par la distribution des rigidités dans la structure, il convient de calculer la valeur finale moyenne du module d'élasticité, $E_{\text{mean,fin}}$, du module de cisaillement $G_{\text{mean,fin}}$, et du module de glissement, $K_{\text{ser,fin}}$, à partir des équations suivantes :

$$E_{\text{mean,fin}} = \frac{E_{\text{mean}}}{(1 + \psi_2 k_{\text{def}})} \quad \dots (2.10)$$

$$G_{\text{mean,fin}} = \frac{G_{\text{mean}}}{(1 + \psi_2 k_{\text{def}})} \quad \dots (2.11)$$

$$K_{\text{ser,fin}} = \frac{K_{\text{ser}}}{(1 + \psi_2 k_{\text{def}})} \quad \dots (2.12)$$

où :

- E_{mean} est la valeur moyenne du module d'élasticité ;
- G_{mean} est la valeur moyenne du module de cisaillement ;
- K_{ser} est le module de glissement ;
- k_{def} est un facteur permettant l'évaluation de la déformation de fluage et qui tient compte de la classe de service adéquate ;
- ψ_2 est un facteur pour la valeur quasi-permanente de l'action qui génère la plus grande contrainte eu égard à la résistance (si cette action est une action permanente, il convient de remplacer ψ_2 par 1).

NOTE 1

Les valeurs de k_{def} sont données dans 3.1.4 .

NOTE 2 Les valeurs de ψ_2 sont données dans EN 1990 :2002 .

(3) Lorsqu'un assemblage est constitué de deux éléments en bois ayant un comportement dépendant du temps différent, il convient de calculer la déformation finale en utilisant le facteur de déformation k_{def} suivant :

$$k_{\text{def}} = 2,0 \sqrt{k_{\text{def},1} k_{\text{def},2}} \quad \dots (2.13)$$

où :

- $k_{\text{def},1}$ et $k_{\text{def},2}$ sont les facteurs de déformation des deux éléments en bois.

2.4 Vérification par la méthode des coefficients partiels

2.4.1 Valeur de calcul d'une propriété matérielle

(1)P La valeur de calcul X_d d'une propriété de résistance doit être calculée selon :

$$X_d = k_{\text{mod}} \frac{X_k}{\gamma_M} \quad \dots (2.14)$$

où :

- X_k est la valeur caractéristique d'une propriété de résistance ;
- γ_M est le coefficient partiel pour une propriété matérielle, spécifiée dans les Annexes Nationales ;
- k_{mod} est un facteur de modification qui tient compte de l'effet de la durée de chargement et de l'humidité.

NOTE 1

Les valeurs de k_{mod} sont données dans 3.1.3 .

NOTE 2 Les coefficients partiels recommandés pour les propriétés des matériaux (γ_M) sont donnés dans le Tableau 2.3 . Des informations relatives aux choix nationaux peuvent être trouvés dans une Annexe Nationale.

Tableau 2.3 -Coefficients partiels recommandés pour les propriétés des matériaux (γ_M)

États limites ultimes	γ_M
— combinaisons fondamentales :	
bois massif	1,3
bois lamellé collé	1,25
LVL, contreplaqué, OSB	1,2
Panneau de particules	1,3
Panneau de fibres, dur	1,3
Panneau de fibres, mi-dur	1,3
Panneau de fibres, MDF	1,3
Panneau de fibres, tendre	1,3
Assemblages	1,3
Plaques métalliques embouties	1,25
— combinaisons accidentelles :	1,0

(8) Il convient de calculer la valeur de calcul E_d ou G_d de la rigidité d'un élément selon :

$$E_d = \frac{E_{\text{mean}}}{\gamma_M} \quad \dots (2.15)$$

$$G_d = \frac{G_{\text{mean}}}{\gamma_M} \quad \dots (2.16)$$

où :

- E_{mean} est la valeur moyenne du module d'élasticité ;
- G_{mean} est la valeur moyenne du module de cisaillement.

2.4.2 Valeur de calcul d'une donnée géométrique

(1) Les données géométriques pour les sections transversales et les systèmes peuvent être prises comme valeurs nominales à partir des normes de produits hEN ou de schémas d'exécution.

(2) Les valeurs de calcul des imperfections géométriques mentionnées dans la présente norme comprennent les effets de :

- imperfections géométriques des éléments ;
- effets des imperfections de la structure suite à la fabrication et au levage ;
- hétérogénéités des matériaux (par exemple noeuds).

2.4.3 Valeur de calcul des résistances

(1)P La valeur de calcul R_d d'une capacité résistante doit être calculée selon :

$$R_d = k_{\text{mod}} \frac{R_k}{\gamma_M} \quad \dots (2.17)$$

où :

- R_k est la valeur caractéristique d'une capacité résistante,
- γ_M est le coefficient partiel pour une propriété matérielle,
- k_{mod} est un facteur de modification qui tient compte de l'effet de la durée de chargement et de l'humidité.

NOTE 1

Les valeurs de k_{mod} sont données dans 3.1.3 .

NOTE 2 Pour les coefficients partiels, voir 2.4.1 .

2.4.4 Vérification de l'équilibre (EQU)

(1) Le format de fiabilité relatif à la vérification de l'équilibre statique donné dans le tableau A1.2 (A) de l'Annexe A1 de EN 1990 :2002 s'applique, si approprié, au calcul de structures en bois, par exemple pour le calcul d'ancrages de maintien ou encore la vérification d'appuis de poutres continues.

Section 3 propriétés des matériaux

3.1 Généralités

3.1.1 Paramètres de résistance et de rigidité

(1)P Les paramètres de résistance et de rigidité doivent être déterminés sur la base d'essais pour les types d'effet d'action auxquels le matériau est soumis dans la structure, ou sur la base de comparaison avec des essences et classes de bois similaires ou de matériaux à base de bois, ou de relations bien connues entre les différentes propriétés.

3.1.2 Relations contrainte-déformation

(1)P Dans la mesure où les valeurs caractéristiques sont déterminées selon l'hypothèse d'une relation linéaire entre contrainte et déformation jusqu'à la rupture, la vérification en résistance des éléments individuels doit être également basée sur une telle relation.

(2) Pour les éléments ou une partie des éléments soumis à une compression, il est possible d'utiliser une relation non linéaire (élastoplastique).

3.1.3 Facteurs de modification de résistance pour les classes de service et classes de durée de chargement

(1) Il convient d'utiliser les valeurs données dans le Tableau 3.1 pour le facteur de modification k_{mod} .

(2) Si une combinaison de chargement consiste en des actions appartenant à différentes classes de durée de chargement, il convient d'utiliser pour k_{mod} une valeur qui correspond à l'action ayant la plus courte durée d'application, par exemple pour une combinaison de poids propre et de court terme, il convient d'utiliser pour k_{mod} une valeur correspondant à la charge à court terme.

3.1.4 Facteurs de modification de la déformation pour les classes de service

(1) Il convient d'utiliser les valeurs données dans le Tableau 3.2 pour le facteur de déformation k_{def} .

Tableau 3.1 -Valeurs de k_{mod}

Matériau	Norme	Classe de service	Classe de durée de chargement				
			Action permanente	Action long terme	Action moyen terme	Action court terme	Action instantanée
Bois massif	EN 14081-1	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
Bois lamellé collé	EN 14080	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
LVL	EN 14374, EN 14279	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90

(à suivre)

Tableau 3.1 - Valeurs de k_{mod} (fin)

Matériau	Norme	Classe de service	Classe de durée de chargement				
			Action permanente	Action long terme	Action moyen terme	Action court terme	Action instantanée
Contreplaqué	EN 636						
	Partie 1, Partie 2, Partie 3	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
	Partie 2, Partie 3	2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
	Partie 3	3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
OSB	EN 300						
	OSB/2	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,10
	OSB/3, OSB/4	1	0,40	0,50	0,70	0,90	1,10
	OSB/3, OSB/4	2	0,30	0,40	0,55	0,70	0,90
Panneau de particules	EN 312						
	Partie 4, Partie 5	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,10
	Partie 5	2	0,20	0,30	0,45	0,60	0,80
	Partie 6, Partie 7	1	0,40	0,50	0,70	0,90	1,10
	Partie 7	2	0,30	0,40	0,55	0,70	0,90
Panneau de fibres, dur	EN 622-2						
	HB.LA, HB.HLA 1 ou 2	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,10
	HB.HLA 1 ou 2	2	0,20	0,30	0,45	0,60	0,80
Panneau de fibres, semi-dur	EN 622-3						
	MBH.LA 1 ou 2	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,10
	MBH.HLS 1 ou 2	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,10
	MBH.HLS 1 ou 2	2	—	—	—	0,45	0,80
Panneau de fibres, MDF	EN 622-5						
	MDF.LA, MDF.HLS	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,10
	MDF.HLS	2	—	—	—	0,45	0,80

Tableau 3.2 - Valeurs de k_{def} pour le bois, les matériaux à base de bois

Matériau	Norme	Classe de service		
		1	2	3
Bois massif	EN 14081-1	0,60	0,80	2,00
Bois lamellé collé	EN 14080	0,60	0,80	2,00
LVL	EN 14374, EN 14279	0,60	0,80	2,00
Contreplaqué	EN 636			
	Partie 1	0,80	—	—
	Partie 2	0,80	1,00	—
	Partie 3	0,80	1,00	2,50
OSB	EN 300			
	OSB/2	2,25	—	—
	OSB/3, OSB/4	1,50	2,25	—
Panneau de particules	EN 312			
	Partie 4	2,25	—	—
	Partie 5	2,25	3,00	—
	Partie 6	1,50	—	—
	Partie 7	1,50	2,25	—
Panneau de fibres, dur	EN 622-2			
	HB.LA	2,25	—	—
	HB.HLA 1 ou 2	2,25	3,00	—
Panneau de fibres, semi-dur	EN 622-3			
	MBH.LA 1 ou 2	3,00	—	—
	MBH.HLS 1 ou 2	3,00	4,00	—
Panneau de fibres, MDF	EN 622-5			
	MDF.LA	2,25	—	—
	MDF.HLS	2,25	3,00	—

3.2 Bois massif

(1)P Les éléments de bois de section rectangulaire doivent être conformes à EN 14081-1 . Les éléments de bois de section circulaire doivent être conformes à EN 14544 .

NOTE

Dans EN 338 , des valeurs de résistance et de rigidité sont données pour du bois massif de section rectangulaire affecté à des classes de résistance, voir Annexe D (Informative) .

(2) L'effet de la dimension des éléments sur la résistance peut être considéré.

(3) Pour le bois massif de section rectangulaire et dont la masse volumique caractéristique $\rho_k \geq 700$ kg/m³, la hauteur de référence en flexion ou la largeur (dimension de section maximale) en traction est 150 mm. Pour les hauteurs en flexion ou les largeurs en traction de bois massif inférieures à 150 mm, les valeurs caractéristiques pour $f_{m,k}$ et $f_{t,0,k}$ peuvent être augmentées du facteur k_h , où :

$$k_h = \min \cdot \begin{cases} \left(\frac{150}{h} \right)^{0,2} \\ 1,3 \end{cases} \quad \dots (3.1)$$

où :

- h est la hauteur pour les éléments fléchis ou la largeur pour les éléments en traction, en mm.

(4) Pour du bois qui est installé à un taux d'humidité égal ou proche du point de saturation des fibres, et qui est susceptible de sécher sous charge, il convient d'augmenter les valeurs de k_{def} , données dans le Tableau 3.2, de 1,0.

(5) P Les aboutages doivent être conformes à EN 385.

3.3 Bois lamellé-collé

(1) P Les éléments en bois lamellé collé doivent être conformes à EN 14080.

NOTE

Dans EN 1194, des valeurs de résistance et de rigidité sont données pour du bois lamellé-collé affecté à des classes de résistance, voir Annexe D (Informative).

(2) L'effet de la dimension des éléments sur la résistance peut être considéré.

(3) Pour les éléments lamellé collé de section rectangulaire, la hauteur de référence en flexion ou la largeur en traction est 600 mm.

Pour des hauteurs en flexion ou largeurs en traction de lamellé collé inférieures à 600 mm, les valeurs caractéristiques pour $f_{m,k}$ et $f_{t,0,k}$ peuvent être augmentées du facteur k_h , où

$$k_h = \min \cdot \begin{cases} \left(\frac{600}{h} \right)^{0,1} \\ 1,1 \end{cases} \quad \dots (3.2)$$

où :

- h est la hauteur pour les éléments fléchis ou la largeur pour les éléments en traction, en mm.

(4) P Les aboutages de grande dimension conformes aux exigences de ENV 387 ne doivent pas être utilisés pour des produits qui sont installés en classe de service 3, lorsque la direction du fil change au niveau de l'assemblage.

(5) P L'effet de la dimension des éléments sur la résistance en traction perpendiculaire au fil doit être considéré.

3.4 Lamibois (LVL)

(1) P Les éléments structuraux de LVL doivent être conformes à EN 14374.

(2) P Pour du LVL de section rectangulaire et dont tous les plis sont dans une direction, l'effet de la dimension des éléments sur la résistance en flexion et en traction doit être considéré.

(3) La hauteur de référence en flexion est 300 mm. Pour des hauteurs en flexion différentes de 300 mm il convient de multiplier la valeur caractéristique $f_{m,k}$ par le facteur k_h , où

$$k_h = \min \cdot \left\{ \left(\frac{300}{h} \right)^s, 1,2 \right\} \quad \dots (3.3)$$

où :

- h est en mm ;
- s est l'exposant d'effet d'échelle, voir 3.4(5)P.

(4) La longueur de référence en traction est 3 000 mm. Pour les longueurs en traction différentes de 3 000 mm, il convient de multiplier la valeur caractéristique $f_{t,0,k}$ par le facteur k_ℓ où

$$k_\ell = \min \cdot \left\{ \left(\frac{3\,000}{\ell} \right)^{s/2}, 1,1 \right\} \quad \dots (3.4)$$

où :

- est en mm.

(5)P L'exposant d'effet d'échelle s pour le LVL doit être pris égal à la valeur déclarée conformément à EN 14374 .

(6)P Les aboutages de grande dimension conformes aux exigences de ENV 387 ne doivent pas être utilisés pour des produits étant installés en classe de service 3, lorsque la direction du fil change au niveau de l'assemblage.

(7)P Pour du LVL dont tous les plis sont dans une direction, l'effet de la dimension des éléments sur la résistance en traction perpendiculaire au fil doit être considéré.

3.5 Panneaux à base de bois

(1)P Les panneaux à base de bois doivent être conformes à EN 13986 et le LVL utilisé sous forme de panneaux doit être conforme à EN 14279 .

(2) Il convient que l'utilisation de panneaux tendres conformes à EN 622-4 soit limitée au contreventement, et que le dimensionnement soit réalisé par essais.

3.6 Colles

(1)P Les colles à usage structural doivent produire des assemblages dont la résistance et la durabilité sont tels que l'intégrité du joint de collage est maintenue dans la classe de service considérée tout au long de l'existence présumée de la structure.

(2) Les colles qui sont conformes aux spécifications de Type I données dans EN 301 peuvent être utilisées dans toutes les classes de service.

(3) Il convient de limiter l'usage des colles qui sont conformes aux spécifications de Type II données dans EN 301 aux classes de service 1 ou 2, tout en excluant les expositions prolongées aux températures supérieures à 50 °C.

3.7 Assemblages métalliques

(1)P Les assemblages métalliques doivent être conformes à EN 14592 et les assembleurs métalliques doivent être conformes à EN 14545 .

Section 4 durabilité

4.1 Résistance aux organismes biologiques

(1)P Le bois et les matériaux à base de bois doivent avoir une durabilité naturelle adaptée conformément à EN 350-2 pour les classes de risque particulières (définies dans EN 335-1, EN 335-2 et EN 335-3), ou recevoir un traitement de préservation sélectionné conformément à EN 351-1 et EN 460.

NOTE 1

Un traitement de préservation peut affecter les propriétés de résistance et de rigidité.

NOTE 2 Des règles relatives à la spécification de traitements de préservation sont données dans EN 350-2 et EN 335.

4.2 Résistance à la corrosion

(1)P Les assemblages métalliques et les autres assemblages structuraux doivent, si nécessaire, être anti-corrosion par nature ou protégés contre la corrosion.

(2) Des exemples de protection à la corrosion minimale ou des spécifications de matériau pour les différentes classes de service (voir 2.3.1.3) sont donnés dans le Tableau 4.1

Tableau 4.1 -Exemples de dispositions concernant le choix des matériaux ou de la protection vis-à-vis de la corrosion pour les assemblages (en relation avec ISO 2081)

Assemblage	Classe de service ^{b)}		
	1	2	3
Pointes et tire-fonds avec $\varnothing \leq 4$ mm	Rien	Fe/Zn 12c ^{a)}	Fe/Zn 25c ^{a)}
Boulons, broches, pointes et tire-fonds avec $\varnothing > 4$ mm	Rien	Rien	Fe/Zn 25c ^{a)}
Agrafes	Fe/Zn 12c ^{a)}	Fe/Zn 12c ^{a)}	Acier inoxydable
Plaques métalliques embouties et plaques métalliques jusqu'à 3 mm d'épaisseur	Fe/Zn 12c ^{a)}	Fe/Zn 12c ^{a)}	Acier inoxydable
Plaques métalliques dont l'épaisseur est comprise entre 3 mm et 5 mm	Rien	Fe/Zn 12c ^{a)}	Fe/Zn 25c ^{a)}
Plaques métalliques d'épaisseur supérieure à 5 mm	Rien	Rien	Fe/Zn 25c ^{a)}
<i>a) Si un revêtement par galvanisation à chaud est utilisé, il convient de remplacer Fe/Zn 12c par Z275 et Fe/Zn 25c par Z350 conformément à EN 10147.</i> <i>b) Pour des conditions particulièrement corrosives, il convient d'envisager le Fe/Zn 40, un revêtement par galvanisation à chaud ou de l'acier inoxydable.</i>			

Section 5 bases de l'analyse de structure

5.1 Généralités

(1)P Les calculs doivent être menés en utilisant des modèles de calcul appropriés (complétés si nécessaire par des essais) prenant en compte toutes les variables influentes. Les modèles doivent être suffisamment précis pour prédire le comportement d'ensemble de la structure, homogène au niveau d'exécution susceptible d'être atteint, et à la fiabilité de l'information sur laquelle le calcul est basé.

(2)P Il convient de vérifier le comportement global de la structure en calculant les effets des actions avec un modèle de comportement linéaire pour les matériaux (comportement élastique).

(3) Pour les structures qui sont capables de redistribuer les efforts internes via des assemblages d'une ductilité suffisante, des méthodes élastoplastiques peuvent être utilisées pour le calcul des efforts internes dans les éléments.

(4)P Le modèle servant au calcul des efforts internes dans la structure ou dans une partie de celle-ci doit prendre en compte les effets des déformations des assemblages.

(5) En général, il convient de considérer l'influence des déformations dans les assemblages au travers de leur rigidité (en rotation ou en translation par exemple) ou via des valeurs de glissement prescrites comme une fonction du niveau de chargement dans l'assemblage.

5.2 Éléments

(1)P Les éléments suivants doivent être pris en compte par l'analyse de structure :

- écarts de rectitude ;
- inhomogénéités du matériau.

NOTE

Les écarts de rectitude et les inhomogénéités sont pris en compte implicitement par les méthodes de calcul données dans cette norme.

(2)P Les réductions de section doivent être prises en compte dans la vérification en résistance des éléments.

(3) Les réductions de section peuvent être ignorées pour les cas suivants :

- pointes et tire-fonds dont le diamètre est inférieur ou égal à 6 mm, enfoncés sans avant-trous ;
- trous dans les zones de compression d'éléments, dans le cas où les trous sont comblés avec un matériau dont la rigidité est supérieure à celle du bois.

(4) Lorsqu'une vérification de section efficace est effectuée dans un assemblage par organes multiples, il convient de considérer tous les trous dont la distance vis-à-vis d'une section donnée est inférieure à la moitié de l'espacement minimal des organes mesuré parallèlement au fil comme appartenant à cette section.

5.3 Assemblages

(1)P La capacité résistante des assemblages doit être vérifiée en considérant les efforts et les moments, entre les éléments déterminés, par l'analyse de structure globale.

(2)P La déformation de l'assemblage doit être compatible avec celle qui est supposée dans l'analyse globale

(3)P L'analyse d'un assemblage doit considérer le comportement de tous les éléments qui constituent l'assemblage.

5.4 Sous-systèmes

5.4.1 Généralités

(1)P L'analyse de structure doit être menée en utilisant des modèles statiques qui considèrent avec suffisamment de précision le comportement de la structure et des appuis.

(2) Il convient de mener l'analyse en utilisant des modèles à barres conformément à 5.4.2 ou une analyse simplifiée conformément à 5.4.3 pour les fermes assemblées par plaques métalliques embouties.

(3) Il convient de mener une analyse du second ordre pour les arcs et portiques plans conformément à 5.4.4 .

5.4.2 Structures à barres

(1)P Les structures à barres doivent être analysées de telle façon que les déformations des éléments et des assemblages, l'influence des excentricités d'appui et la rigidité de la structure de soutien soient considérées dans la détermination des efforts et moments internes, voir Figure 5.1 pour la définition des configurations de structure et des éléments du modèle.

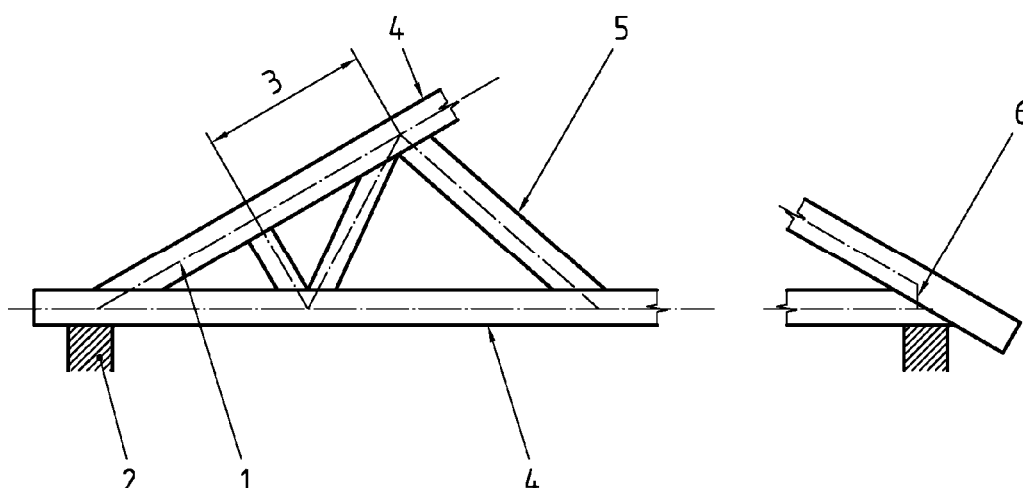
(2)P Dans une analyse de structure à barres, les lignes d'épure pour tous les éléments doivent être à l'intérieur de l'enveloppe des éléments. Pour les éléments principaux, par exemple les éléments externes d'une ferme, les lignes d'épure doivent coïncider avec les axes des éléments.

(3)P Si les lignes d'épure pour les éléments internes ne coïncident pas avec les axes, l'influence de l'excentricité doit être prise en compte dans la vérification en résistance de ces éléments.

(4) Des éléments de poutre fictifs et des éléments de ressort peuvent être utilisés pour modéliser les assemblages excentriques ou les appuis. Il convient que l'orientation des éléments de poutre fictifs et la localisation des éléments de ressort coïncident aussi bien que possible avec la configuration réelle de l'assemblage.

(5) Dans une analyse élastique linéaire du premier ordre, l'effet des déformations initiales et des flèches induites peut être négligé s'il est pris en compte dans la vérification en résistance des éléments.

Figure 5.1 -Exemples d'éléments du modèle dans une analyse de structure à barres



Clé :

- 1 Ligne d'épure
- 2 Appui
- 3 Travée
- 4 Élément externe
- 5 Élément interne
- 6 Élément de poutre fictif

(6) Il convient de mener l'analyse d'une structure à barres en utilisant les valeurs appropriées pour les rigidités des éléments, telles que définies dans 2.2.2. Il convient de supposer que les éléments de poutre fictifs ont une rigidité qui correspond à celle des assemblages réels.

(7) Les assemblages peuvent être supposés comme rigides en rotation, si leur déformation n'a pas d'effet significatif sur la distribution des efforts et des moments dans les éléments. Dans les autres cas, les assemblages peuvent être en général considérés comme des rotules.

(8) Les glissements en translation des assemblages peuvent être ignorés pour la vérification en résistance sauf s'ils affectent de façon significative la distribution des efforts et moments internes.

(9) Les joints de membrures utilisés dans les structures en treillis peuvent être modélisés comme rigides en rotation si la rotation réelle sous charge n'a pas d'effet significatif sur les efforts internes dans les éléments. Cette exigence est remplie si l'une des conditions suivantes est satisfaite :

- Le joint de membrure a une capacité résistante qui correspond au moins à 1,5 fois la combinaison de l'effort appliqué et du moment ;
- Le joint de membrure a une capacité résistante qui correspond au moins à la combinaison de l'effort appliqué et du moment, pourvu que les éléments en bois ne soient pas sujets à des contraintes de flexion qui sont supérieures à 0,3 fois la résistance en flexion des éléments et que le sous-système est stable si tous les assemblages de ce type agissent comme des rotules.

5.4.3 Analyse simplifiée des fermes assemblées par plaques métalliques embouties

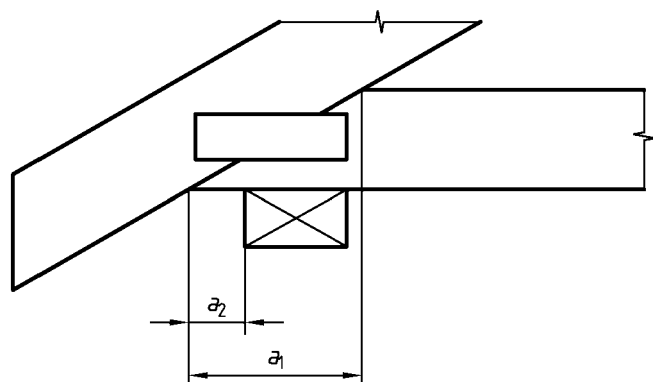
(1) Il convient qu'une analyse simplifiée de fermes totalement triangulées soit conforme aux conditions suivantes :

- Il n'y a pas d'angle entrant dans l'enveloppe extérieure ;
- La largeur d'appui est située en deçà de la longueur a_1 , et la distance a_2 dans la Figure 5.2 n'est pas supérieure à $a_1/3$ ou 100 mm, en considérant la valeur maximale ;
- La hauteur totale de la ferme est supérieure à 0,15 fois la portée et 10 fois la hauteur maximale des éléments extérieurs.

(2) Il convient de déterminer les efforts normaux dans les éléments selon l'hypothèse que chaque noeud de la structure est considéré comme une rotule.

(3) Il convient de déterminer les moments de flexion dans les éléments à une seule travée selon l'hypothèse que les noeuds d'extrémité sont rotulés. Il convient de déterminer les moments de flexion dans les éléments qui sont continus sur plusieurs travées selon l'hypothèse que l'élément est une poutre avec un appui simple à chaque noeud. Il convient de considérer l'effet de la déformation aux noeuds et la rigidité partielle aux assemblages au travers d'une réduction de 10 des moments pour les appuis intérieurs de l'élément. Il convient d'utiliser les moments aux appuis intérieurs afin de calculer les moments de flexion sur la portée.

Figure 5.2 -Géométrie de l'appui



5.4.4 Arcs et portiques plans

(1)P Les exigences de 5.2 s'appliquent. L'effet des déformations induites sur les efforts et moments internes doit être considéré.

(2) L'effet des déformations induites sur les efforts et moments internes peut être considéré en menant une analyse linéaire au second ordre avec les hypothèses suivantes :

- Il convient de supposer que la forme imparfaite de la structure correspond à une déformation initiale qui est déterminée en appliquant un angle C6 d'inclinaison à la structure ou à ses parties considérées, simultanément à une courbure sinusodale initiale entre les noeuds de la structure correspondant à une excentricité maximale e ;
- Il convient de prendre au minimum la valeur suivante pour C6 en radians :

$$\begin{aligned} \phi &= 0,005 & \text{pour} & \quad h \leq 5 \text{ m} \\ \phi &= 0,005 \sqrt{5/h} & \text{pour} & \quad h \geq 5 \text{ m} \end{aligned} \quad \dots (5.1)$$

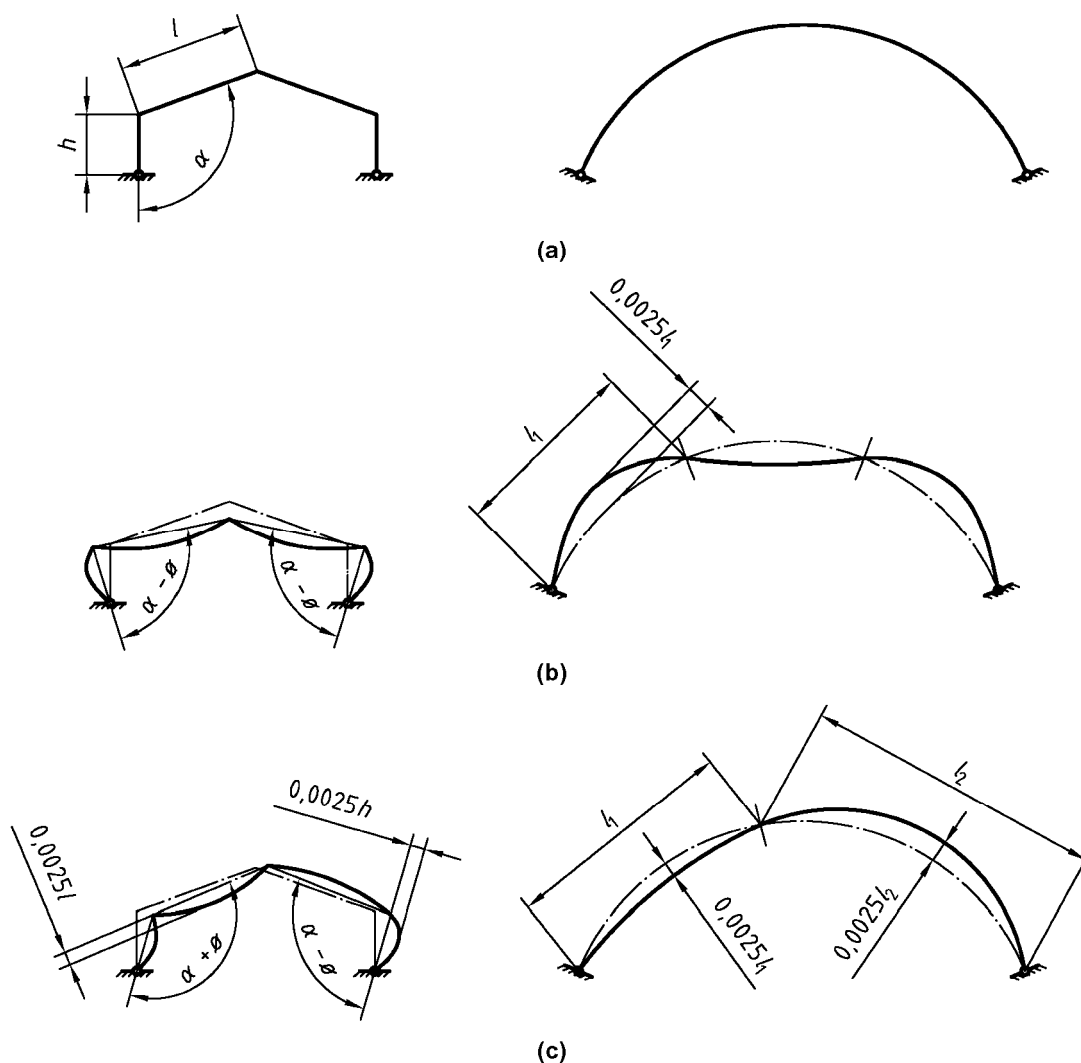
où :

- h est la hauteur de la structure ou la longueur de l'élément, en m.
- Il convient de prendre au minimum la valeur suivante pour e :

$$e = 0,0025 \ell \quad \dots (5.2)$$

Des exemples d'hypothèses de déviation initiale dans la géométrie et la définition de e sont donnés dans la Figure 5.3 .

Figure 5.3 -Exemples d'hypothèses de déviation initiale dans la géométrie d'un portique (a), correspondant à un chargement symétrique (b) et un chargement non symétrique (c)



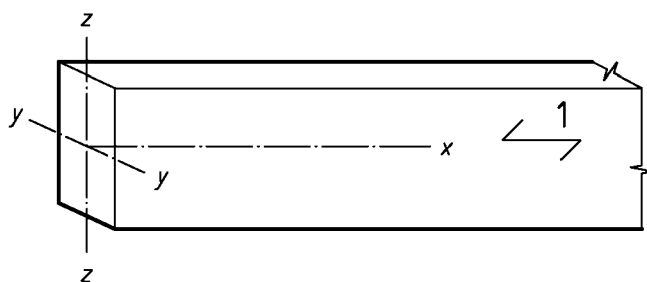
Section 6 états limites ultimes

6.1 Calcul des sections soumises à une contrainte dans une direction principale

6.1.1 Généralités

(1) L'article 6.1 s'applique au bois massif, au bois lamellé collé et aux produits structuraux à base de bois de section constante, et dont la direction du fil est essentiellement parallèle à la longueur de l'élément. Celui-ci est supposé sollicité par des contraintes dans la direction d'un seul des axes principaux du matériau (voir Figure 6.1).

Figure 6.1 -Axes de l'élément



Clé :

1 Direction du fil

6.1.2 Traction parallèle au fil

(1)P L'équation suivante doit être satisfaite :

$$\sigma_{t,0,d} \leq f_{t,0,d} \quad \dots (6.1)$$

où :

- $\sigma_{t,0,d}$ est la valeur de calcul de la contrainte de traction parallèle au fil ;
- $f_{t,0,d}$ est la valeur de calcul de la résistance en traction parallèle au fil.

6.1.3 Traction perpendiculaire au fil

(1)P L'effet de la dimension de l'élément doit être pris en compte.

6.1.4 Compression parallèle au fil

(1)P L'équation suivante doit être satisfaite :

$$\sigma_{c,0,d} \leq f_{c,0,d} \quad \dots (6.2)$$

où :

- $\sigma_{c,0,d}$ est la valeur de calcul de la contrainte de compression parallèle au fil ;
- $f_{c,0,d}$ est la valeur de calcul de la résistance en compression parallèle au fil.

NOTE

Des règles relatives à l'instabilité des éléments sont données en 6.3 .

6.1.5 Compression perpendiculaire au fil

(1) P L'équation suivante doit être satisfaite :

$$\sigma_{c,90,d} \leq k_{c,90} f_{c,90,d} \quad \dots (6.3)$$

où :

- $\sigma_{c,90,d}$ est la valeur de calcul de la contrainte de compression dans la zone de contact perpendiculaire au fil ;
- $f_{c,90,d}$ est la valeur de calcul de la résistance en compression perpendiculaire au fil ;
- $k_{c,90}$ est un facteur qui tient compte de la configuration de chargement, de la possibilité de fendage et d'un degré de déformation en compression.

(2) Il convient de prendre $k_{c,90}$ égal à 1,0, à l'exception des cas précisés dans les articles suivants. Pour ces cas spécifiques, la valeur maximale de $k_{c,90}$ peut être prise, jusqu'à une limite supérieure de $k_{c,90} = 4,0$.

NOTE

Lorsqu'une valeur plus élevée de $k_{c,90}$ est utilisée, et que le contact survient sur la totalité de la largeur de l'élément b , la déformation en compression qui en résulte à l'état limite ultime sera approximativement égale à 10 % de la hauteur de l'élément.

(3) Pour un élément de poutre qui repose sur des appuis (voir Figure 6.2), il convient de calculer le facteur $k_{c,90}$ selon :

- Lorsque la distance entre le bord du support et l'extrémité de la poutre, a , $h/3$:

$$k_{c,90} = \left(2,38 - \frac{\ell}{250} \right) \left(1 + \frac{h}{12\ell} \right) \quad \dots (6.4)$$

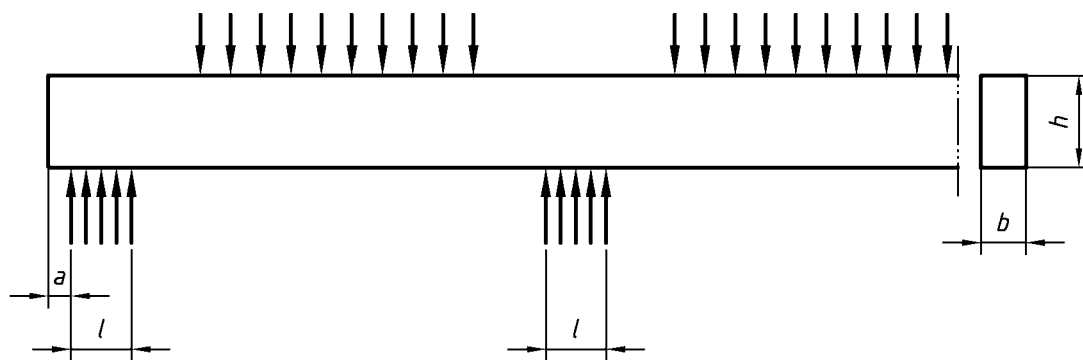
- Aux appuis intérieurs :

$$k_{c,90} = \left(2,38 - \frac{\ell}{250} \right) \left(1 + \frac{h}{6\ell} \right) \quad \dots (6.5)$$

où :

- ℓ est la longueur de contact en mm ;
- h est la hauteur de l'élément en mm.

Figure 6.2 -Poutre sur appuis



(4) Pour un élément dont la hauteur $h \geq 2,5b$, lorsqu'un effort concentré en contact sur toute la largeur b de l'élément est appliqué sur une face directement au droit d'un appui continu ou discret, voir Figure 6.3, il convient de prendre le facteur $k_{c,90}$ selon :

$$k_{c,90} = \left(2,38 - \frac{\ell}{250} \right) \left(\frac{\ell_{ef}}{\ell} \right)^{0,5} \quad \dots (6.6)$$

où :

- ℓ_{ef} est la longueur efficace de la distribution, en mm, voir (5) ci-dessous ;
- ℓ est la longueur de contact en mm, voir Figure 6.3.

(5) Il convient de déterminer les longueurs efficaces en considérant une distribution de contraintes avec une inclinaison verticale de 1 : 3 sur la hauteur h , mais au delà d'une distance $a/2$ de l'une quelconque des extrémités, ou une distance $\ell/4$ vis-à-vis d'une zone comprimée voisine quelconque, voir Figure 6.3a et b.

Pour des positions particulières d'effort, la longueur efficace est donnée par :

- pour des charges à proximité de l'extrémité de l'élément, voir Figure 6.3a :

$$\ell_{ef} = \ell + \frac{h}{3} \quad \dots (6.7)$$

- lorsque la distance entre le bord de la charge et l'extrémité de la poutre, $a \geq s$, $h/3$, voir Figure 6.3b :

$$\ell_{ef} = \ell + \frac{2h}{3} \quad \dots (6.8)$$

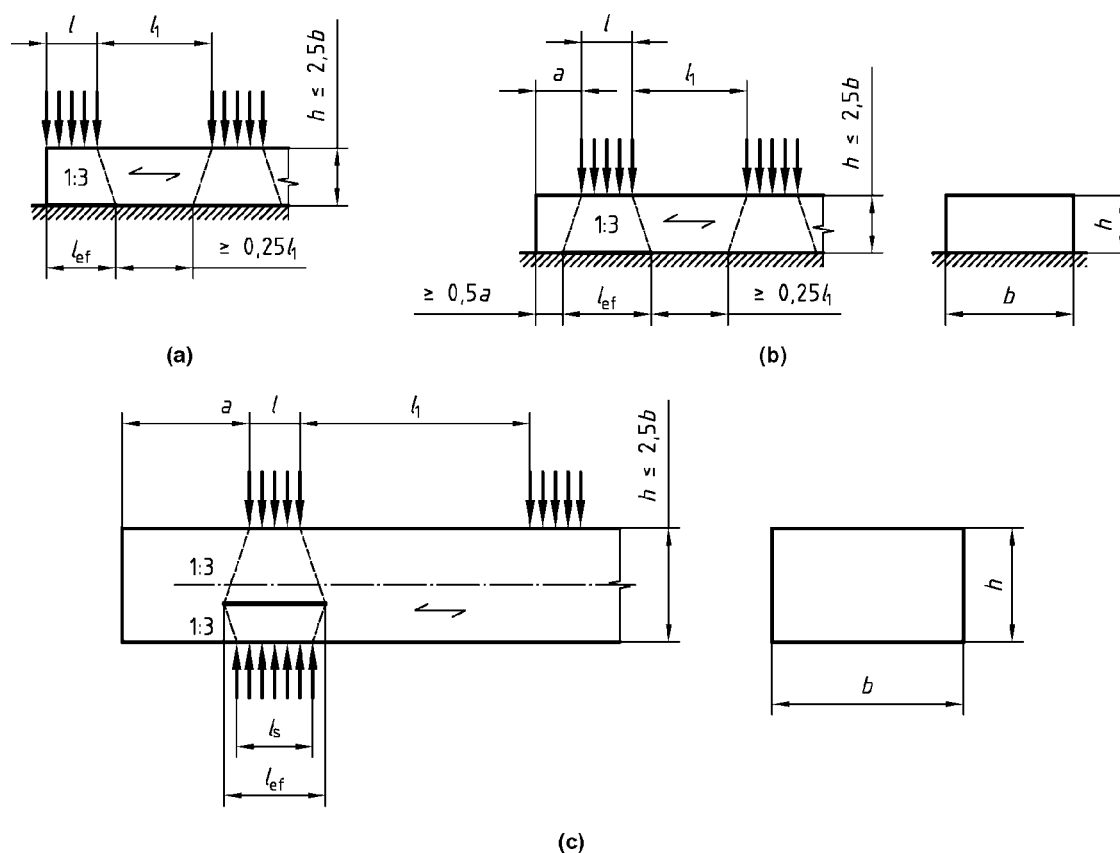
où :

- h est égale à la valeur maximale entre la hauteur de l'élément et 40 mm.

Pour des éléments sur appuis discontinus, à condition que $a \leq h$ et $l_1 \leq 2h$, voir Figure 6.3c, il convient de calculer la longueur efficace selon :

$$l_{ef} = 0,5 \left(l + \frac{2h}{3} + l_s \right) \quad \dots (6.9)$$

Figure 6.3 -Détermination des longueurs efficaces pour un élément avec $h \leq 2,5b$ sur appui continu (a) et (b), et appui discret (c)



(6) Pour un élément avec une hauteur $h \leq 2,5b$, soumis à un effort concentré de compression sur les deux faces opposées (voir Figure 6.4b) ou un effort concentré de compression survenant directement au droit d'un appui continu (voir Figure 6.4a), il convient de calculer le facteur $k_{c,90}$ à partir de (6.10) à condition que :

- l'effort appliqué en compression survient sur la totalité de la largeur b de l'élément ;
- la longueur de contact est inférieure au maximum de h ou 100 mm.

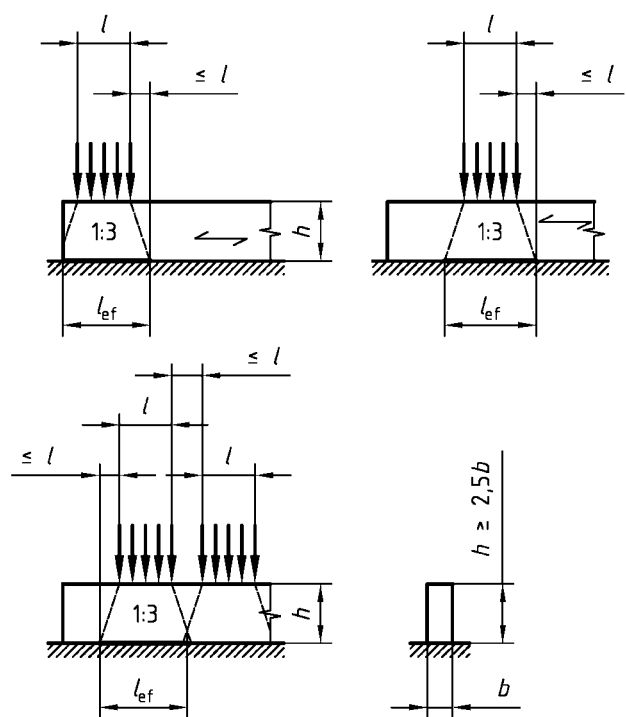
$$k_{c,90} = \frac{\ell_{ef}}{\ell} \quad \dots (6.10)$$

où :

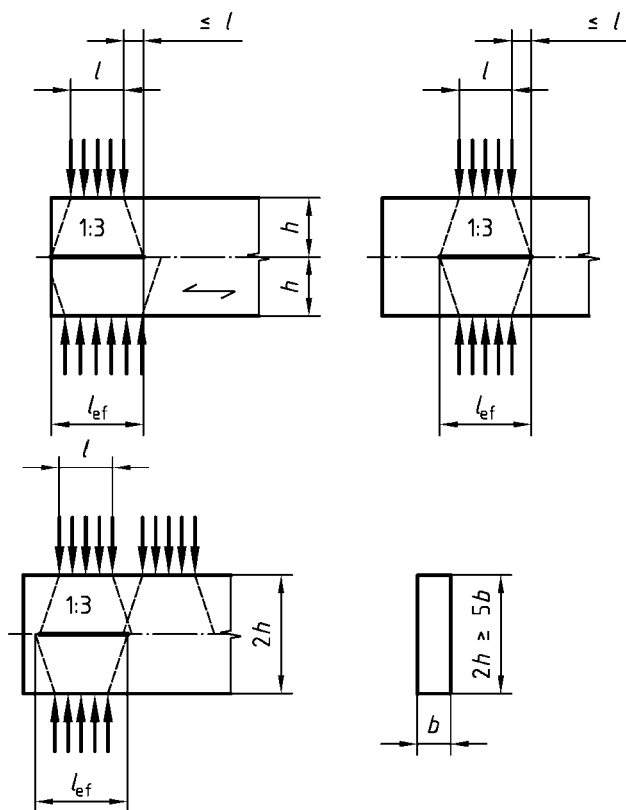
- ℓ_{ef} est la longueur efficace de distribution, en mm, conformément à la Figure 6.4 ;
- ℓ est la longueur de contact en mm conformément à la Figure 6.4 .

La longueur efficace de distribution ne doit pas dépasser de plus de $h/b \geq 2,5$ sur chaque côté de la longueur de contact.

Figure 6.4 -Détermination des longueurs efficaces pour un élément avec $h/b \geq 2,5$ sur (a) un appui continu, (b) des appuis discrets



(a)



(b)

(7) Pour des éléments dont la hauteur varie linéairement au-dessus des appuis (par exemple entrants de ferme au niveau du talon), il convient de prendre, pour la hauteur h , la hauteur de l'élément correspondant à la ligne moyenne au niveau de l'appui, et de prendre, pour la longueur efficace l_{ef} , la longueur de contact.

6.1.6 Flexion

(1)P Les équations suivantes doivent être satisfaites :

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad \dots (6.11)$$

$$k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad \dots (6.12)$$

où :

- $\sigma_{m,y,d}$ et $\sigma_{m,z,d}$ sont les valeurs de calcul des contraintes de flexion selon les axes principaux tels qu'illustrés en Figure 6.1 ;
- $f_{m,y,d}$ et $f_{m,z,d}$ sont les valeurs de calcul correspondantes pour les résistances en flexion.

NOTE

Le facteur k_m traduit la possibilité de redistribution des contraintes ainsi que l'effet des inhomogénéités du matériau dans une section.

(2) Il convient de prendre pour le facteur k_m la valeur suivante :

Pour le bois massif, le bois lamellé collé et le LVL :

- pour les sections rectangulaires : $k_m = 0,7$
- pour les autres sections : $k_m = 1,0$

Pour les autres produits structuraux à base de bois :

- pour toutes les sections : $k_m = 1,0$

(3)P Une vérification de la condition d'instabilité (voir 6.3) doit être également effectuée.

6.1.7 Cisaillement

(1)P Pour du cisaillement avec une composante de contrainte parallèle au fil, voir Figure 6.5a , ainsi que pour du cisaillement avec les deux composantes de contrainte perpendiculaire au fil, voir Figure 6.5b , l'équation suivante doit être satisfaite :

$$\tau_d \leq f_{v,d} \quad \dots (6.13)$$

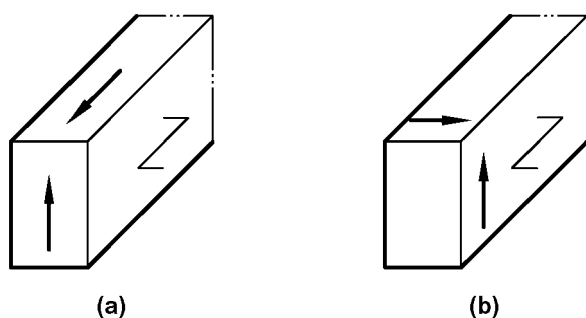
où :

- τ_d est la valeur de calcul de la contrainte de cisaillement ;
- $f_{v,d}$ est la valeur de calcul de la résistance au cisaillement pour la condition envisagée.

NOTE

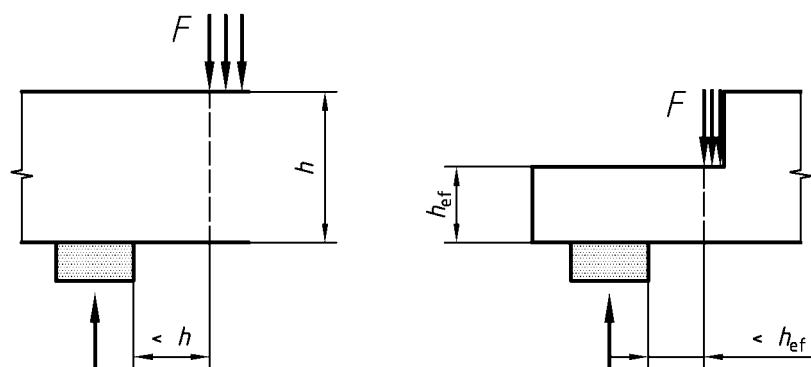
La résistance au cisaillement pour le cisaillement roulant est approximativement égale à la résistance en traction perpendiculaire au fil.

Figure 6.5 -(a) Élément avec une composante de contrainte en cisaillement parallèle au fil (b) Élément avec les deux composantes de contrainte perpendiculaires au fil (cisaillement roulant)



(2) Aux appuis, la contribution à l'effort tranchant total d'une charge concentrée F agissant sur la face supérieure d'une poutre et en deçà d'une distance h ou h_{ef} à partir de l'extrémité de l'appui peut être négligée (voir Figure 6.6). Pour les poutres avec une entaille au niveau de l'appui, cette réduction de l'effort tranchant s'applique seulement lorsque l'entaille est du côté opposé à l'appui.

Figure 6.6 -Conditions d'appui pour lesquelles un effort concentré F peut être négligé par le calcul de l'effort tranchant



6.1.8 Torsion

(1)P L'équation suivante doit être satisfaite

$$\tau_{\text{tor,d}} \leq k_{\text{shape}} f_{v,d} \quad \dots (6.14)$$

avec :

$$k_{\text{shape}} = \begin{cases} 1,2 & \text{pour une section circulaire} \\ \min \left\{ \begin{array}{l} 1 + 0,15 \frac{h}{b} \\ 2,0 \end{array} \right. & \text{pour une section rectangulaire} \end{cases} \quad \dots (6.15)$$

où :

- $\tau_{\text{tor,d}}$ est la valeur de calcul de la contrainte de torsion ;
- $f_{v,d}$ est la valeur de calcul de la résistance en cisaillement ;

- k_{shape} est un facteur qui dépend de la géométrie de la section ;
- h est la plus grande dimension de la section ;
- b est la plus petite dimension de la section.

6.2 Calcul des sections soumises à des combinaisons de contraintes

6.2.1 Généralités

(1)P L'article 6.2 s'applique au bois massif, bois lamellé collé ou autres produits structuraux à base de bois de section constante, avec la direction du fil essentiellement parallèle à la longueur de l'élément. On suppose que l'élément est sollicité par des contraintes résultant de combinaisons d'actions ou par des contraintes agissant dans deux ou trois de ses axes principaux.

6.2.2 Contraintes de compression inclinées par rapport au fil

(1)P L'interaction entre les contraintes de compression dans deux directions ou plus doit être considérée.

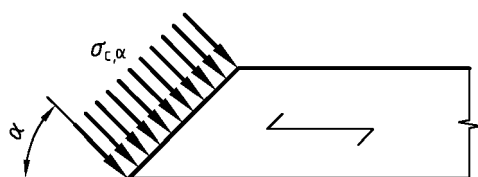
(2) Les contraintes de compression à un angle vis-à-vis du fil, (voir Figure 6.7), doivent satisfaire l'équation suivante :

$$\sigma_{c,\alpha,d} \leq \frac{f_{c,0,d}}{\frac{f_{c,0,d}}{k_{c,90} f_{c,90,d}} \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} \quad \dots (6.16)$$

où :

- $\sigma_{c,\alpha,d}$ est la contrainte de compression agissant à un angle vis-à-vis du fil ;
- $k_{c,90}$ est un facteur donné en 6.1.5 considérant l'effet de toute contrainte perpendiculaire au fil.

Figure 6.7 -Contraintes de compression inclinées par rapport au fil



6.2.3 Flexion et traction axiale combinées

(1)P Les équations suivantes doivent être satisfaites :

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad \dots (6.17)$$

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad \dots (6.18)$$

(2) Les valeurs de k_m données dans 6.1.6 s'appliquent.

6.2.4 Flexion et compression axiale combinées

(1)P Les équations suivantes doivent être satisfaites :

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad \dots (6.19)$$

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad \dots (6.20)$$

(2)P Les valeurs de k_m données 6.1.6 dans s'appliquent.

NOTE

Pour la vérification de la condition d'instabilité, une méthode est donnée en 6.3 .

6.3 Stabilité des éléments

6.3.1 Généralités

(1)P Les contraintes de flexion dues à une courbure initiale, des excentricités et des déformations induites doivent être considérées, en complément de celles dues à une charge latérale quelconque.

(2)P Le flambement et le déversement latéral des poteaux doivent être vérifiés en utilisant les propriétés caractéristiques, par exemple $E_{0,05}$.

(3) Il convient de vérifier la stabilité des poteaux soumis soit à une compression soit à une combinaison de compression et de flexion selon 6.3.2 .

(4) Il convient de vérifier la stabilité en torsion latérale des poutres soumises soit à une compression soit à une combinaison de compression et de flexion selon 6.3.3 .

6.3.2 Poteaux sollicités soit en compression soit par une combinaison de compression et flexion

(1) Il convient de prendre pour les rapports d'élancement relatifs :

$$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} \quad \dots (6.21)$$

et

$$\lambda_{rel,z} = \frac{\lambda_z}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} \quad \dots (6.22)$$

où :

- $\lambda_{y,rel,y}$ sont les rapports d'élancement correspondant à une flexion selon l'axe y (flèche dans la direction z) ;
- $\lambda_{z,rel,z}$ sont les rapports d'élancement correspondant à une flexion selon l'axe z (flèche dans la direction y) ;
- $E_{0,05}$ est la valeur à 5 du module d'élasticité parallèle au fil.

(2) Lorsqu'à la fois $\lambda_{rel,z} \leq 0,3$ et $\lambda_{rel,y} \leq 0,3$, il convient que les contraintes satisfassent les équations (6.19) et (6.20) en 6.2.4.

(3) Dans tous les autres cas, il convient que les contraintes, qui seront augmentées du fait des déformations, satisfassent les équations suivantes :

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y}f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad \dots (6.23)$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z}f_{c,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad \dots (6.24)$$

où les symboles sont définis comme suit :

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}} \quad \dots (6.25)$$

$$k_{c,z} = \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}} \quad \dots (6.26)$$

$$k_y = 0,5 \left(1 + \beta_c (\lambda_{rel,y} - 0,3) + \lambda_{rel,y}^2 \right) \quad \dots (6.27)$$

$$k_z = 0,5 \left(1 + \beta_c (\lambda_{rel,z} - 0,3) + \lambda_{rel,z}^2 \right) \quad \dots (6.28)$$

où :

- β_c est un facteur relatif aux éléments dont les limites de rectitude sont définies dans la Section 10 :

$$\beta_c = \begin{cases} 0,2 & \text{pour le bois massif} \\ 0,1 & \text{pour le bois lamellé-collé et le LVL} \end{cases} \quad \dots (6.29)$$

- k_m défini dans 6.1.6 .

6.3.3 Poutres sollicitées soit en compression soit par une combinaison de compression et flexion

(1) P Le déversement latéral doit être vérifié à la fois dans le cas d'un moment M_y selon l'axe fort y, ainsi que dans le cas d'une combinaison d'un moment M_y et d'un effort normal N_c .

(2) Il convient de prendre pour l'élanement relatif en flexion :

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit}}} \quad \dots (6.30)$$

où :

- $\sigma_{m,crit}$ est la contrainte de flexion critique calculée conformément à la théorie classique de la stabilité, en utilisant les valeurs de rigidité à 5 .

Il convient de calculer la contrainte de flexion critique selon :

$$\sigma_{m,crit} = \frac{M_{y,crit}}{W_y} = \frac{\pi \sqrt{E_{0,05} I_z G_{0,05} I_{tor}}}{\ell_{ef} W_y} \quad \dots (6.31)$$

où :

- $E_{0,05}$ est la valeur à 5 du module d'élasticité parallèle au fil ;
- $G_{0,05}$ est la valeur à 5 du module de cisaillement parallèle au fil ;
- I_z est le moment d'inertie selon l'axe faible z ;
- I_{tor} est le moment d'inertie en torsion ;
- ℓ_{ef} est la longueur efficace de la poutre, qui dépend des conditions d'appui et de la configuration de chargement, conformément au Tableau 6.1 ;
- W_y est le module d'inertie selon l'axe fort y.

Pour les bois résineux de section rectangulaire, $\sigma_{m,crit}$ peut être pris égal à :

$$\sigma_{m,crit} = \frac{0,78 b^2}{h \ell_{ef}} E_{0,05} \quad \dots (6.32)$$

où :

- b est la largeur de la poutre ;
- h est la hauteur de la poutre.

(3) Dans le cas d'un moment M_y , selon l'axe fort y , il convient que les contraintes vérifient l'équation suivante :

$$\sigma_{m,d} \leq k_{crit} f_{m,d} \quad \dots (6.33)$$

où :

- $\sigma_{m,d}$ est la valeur de calcul de la contrainte de flexion ;
- $f_{m,d}$ est la valeur de calcul de la résistance en flexion ;
- k_{crit} est un facteur qui tient compte de la réduction de résistance due au déversement latéral.

Tableau 6.1 -Longueur efficace définie comme un rapport de la portée

Type de poutre	Type de chargement	ℓ_{ef}/ℓ ^{a)}
Sur appuis simples	Moment constant	1,0
	Charge répartie constante	0,9
	Charge concentrée au milieu de la portée	0,8
Porte à faux	Charge répartie constante	0,5
	Charge concentrée agissant à l'extrémité libre	0,8

a) Le rapport entre la longueur efficace ℓ_{ef} et la portée ℓ est valable pour une poutre dont les appuis sont limités en torsion et chargée en son centre de gravité. Si la charge est appliquée sur la fibre comprimée de la poutre, ℓ_{ef} doit être augmenté de $2h$ et peut être diminué de $0,5h$ pour une charge appliquée sur la fibre tendue de la poutre.

(4) Pour les poutres qui ont une déviation de rectitude latérale en deçà des limites définies en Section 10, k_{crit} peut être déterminé à partir de (6.34)

$$k_{crit} = \begin{cases} 1 & \text{pour } \lambda_{rel,m} \leq 0,75 \\ 1,56 - 0,75\lambda_{rel,m} & \text{pour } 0,75 < \lambda_{rel,m} \leq 1,4 \\ \frac{1}{\lambda_{rel,m}^2} & \text{pour } 1,4 < \lambda_{rel,m} \end{cases} \quad \dots (6.34)$$

(5) Le facteur k_{crit} peut être pris égal à 1,0 pour une poutre dont le déplacement latéral de la face comprimée est évité sur toute sa longueur et où la rotation en torsion est évitée au niveau des appuis.

(6) Dans le cas d'une combinaison d'un moment M_y selon l'axe fort y et d'un effort normal N_c , il convient que les contraintes vérifient l'équation suivante :

$$\left(\frac{\sigma_{m,d}}{k_{crit} f_{m,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{c,d}}{k_{c,z} f_{c,0,d}} \leq 1 \quad \dots (6.35)$$

où :

- $\sigma_{m,d}$ est la valeur de calcul de la contrainte de flexion ;
- $\sigma_{c,d}$ est la valeur de calcul de la contrainte de compression ;
- $f_{m,d}$ est la valeur de calcul de la résistance en flexion ;
- $f_{c,0,d}$ est la valeur de calcul de la résistance en compression parallèle au fil ;
- $k_{c,z}$ est donné par l'équation (6.26) .

6.4 Calcul des sections dans les éléments à section variable ou à forme courbe

6.4.1 Généralités

- (1) P L'effet d'une combinaison d'effort normal et de moment de flexion doit être considéré.
- (2) Les parties appropriées de 6.2 et 6.3 doivent être vérifiées.
- (3) La contrainte en une section résultant d'un effort normal peut être calculée selon :

$$\sigma_N = \frac{N}{A} \quad \dots (6.36)$$

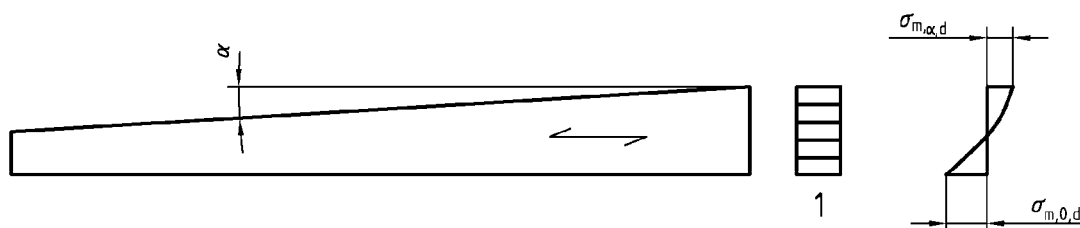
où :

- σ_N est la contrainte normale ;
- N est l'effort normal ;
- A est l'aire de section.

6.4.2 Poutre à simple décroissance

- (1) P L'influence de la décroissance sur les contraintes de flexion parallèles à la surface doit être considérée.

Figure 6.8 -Poutre à simple décroissance



Clé :

1 Section

(2) Les valeurs de calcul des contraintes de flexion, $m_{\alpha,d}$ et $m_{0,d}$ (voir Figure 6.8) peuvent être prises selon :

$$\sigma_{m,\alpha,d} = \sigma_{M,0,d} = \frac{6M_d}{bh^2} \quad \dots (6.37)$$

Pour la fibre extrême de la face inclinée, il convient que les contraintes satisfassent l'équation suivante :

$$\sigma_{m,\alpha,d} \leq k_{m,\alpha} f_{m,d} \quad \dots (6.38)$$

où :

- $m_{\alpha,d}$ est la valeur de calcul de la contrainte de flexion à un angle du fil ;
- $f_{m,d}$ est la valeur de calcul de la résistance en flexion.

Il convient que $k_{m,\alpha}$ soit calculé comme suit :

Pour les contraintes de traction parallèles à la face inclinée :

$$k_{m,\alpha} = \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{f_{m,d}}{0,75 f_{v,d}} \tan \alpha \right)^2 + \left(\frac{f_{m,d}}{f_{t,90,d}} \tan^2 \alpha \right)^2}} \quad \dots (6.39)$$

Pour les contraintes de compression parallèles à la face inclinée :

$$k_{m,\alpha} = \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{f_{m,d}}{1,5 f_{v,d}} \tan \alpha \right)^2 + \left(\frac{f_{m,d}}{f_{c,90,d}} \tan^2 \alpha \right)^2}} \quad \dots (6.40)$$

6.4.3 Poutres à double décroissance, courbes et à inertie variable

(1) Cet article s'applique seulement pour le bois lamellé collé et le LVL.

(2) Les exigences de 6.4.2 s'appliquent aux parties de la poutre qui ont une simple décroissance.

(3) Dans la zone de faîtage (voir Figure 6.9), il convient que les contraintes de flexion satisfassent l'équation suivante :

$$\sigma_{m,d} \leq k_r f_{m,d} \quad \dots (6.41)$$

où :

- k_r tient compte de la réduction de résistance due à la flexion des lamelles au cours de la production.

NOTE

Dans les poutres courbes et à inertie variable, la zone de faîtage s'étend au-delà de la zone courbe de la poutre.

(4) Il convient de calculer la contrainte de flexion dans la zone de faîtage selon :

$$\sigma_{m,d} = k_\ell \frac{6M_{ap,d}}{bh_{ap}^2} \quad \dots (6.42)$$

avec :

$$k_\ell = k_1 + k_2 \left(\frac{h_{ap}}{r} \right) + k_3 \left(\frac{h_{ap}}{r} \right)^2 + k_4 \left(\frac{h_{ap}}{r} \right)^3 \quad \dots (6.43)$$

$$k_1 = k_1 + 1 + 1,4 \tan \alpha_{ap} + 5,4 \tan^2 \alpha_{ap} \quad \dots (6.44)$$

$$k_2 = 0,35 - 8 \tan \alpha_{ap} \quad \dots (6.45)$$

$$k_3 = 0,6 + 8,3 \tan \alpha_{ap} - 7,8 \tan^2 \alpha_{ap} \quad \dots (6.46)$$

$$k_4 = 6 \tan^2 \alpha_{ap} \quad \dots (6.47)$$

$$r = r_{in} + 0,5h_{ap} \quad \dots (6.48)$$

où :

- $M_{ap,d}$ est la valeur de calcul du moment au faîtage ;
- h_{ap} est la hauteur de la poutre au faîtage, définie dans la Figure 6.9 ;
- b est la largeur de la poutre ;
- r_{in} est le rayon intérieur, voir Figure 6.9 ;

- α_p est l'angle de l'inclinaison au milieu de la zone de faîtage, voir Figure 6.9 .

(5) Pour les poutres à double décroissance $k_r = 1,0$. Pour les poutres courbes et à inertie variable, il convient de prendre k_r selon :

$$k_r = \begin{cases} 1 & \text{pour } \frac{r_{in}}{t} \geq 240 \\ 0,76 + 0,001 \frac{r_{in}}{t} & \text{pour } \frac{r_{in}}{t} \leq 240 \end{cases} \quad \dots (6.49)$$

où :

- r_{in} est le rayon intérieur, voir Figure 6.9 ;
- t est l'épaisseur des lamelles.

(6) Dans la zone de faîtage, il convient que la valeur maximale de la contrainte en traction perpendiculaire au fil, $\sigma_{t,90,d}$, satisfasse l'équation suivante :

$$\sigma_{t,90,d} \leq k_{dis} k_{vol} f_{t,90,d} \quad \dots (6.50)$$

avec :

$$k_{vol} = \begin{cases} 1,0 & \text{pour le bois massif} \\ \left(\frac{V_0}{V} \right)^{0,2} & \text{pour le bois lamellé collé et le LVL} \\ & \text{avec tous les placages parallèles à l'axe de la poutre} \end{cases} \quad \dots (6.51)$$

$$k_{dis} = \begin{cases} 1,4 & \text{pour les poutres à double décroissance et poutres courbes} \\ 1,7 & \text{pour les poutres à inertie variable} \end{cases} \quad \dots (6.52)$$

où :

- k_{dis} est un facteur qui tient compte de l'effet de la distribution des contraintes dans la zone de faîtage ;
- k_{vol} est un facteur de volume ;
- $f_{t,90,d}$ est la valeur de calcul de la résistance en traction perpendiculaire au fil ;
- V_0 est le volume de référence de 0,01m³ ;
- V est le volume contraint en m³ de la zone de faîtage (voir Figure 6.9). Il convient de prendre comme valeur maximale pour V , $2V_b/3$, où V_b est le volume total de la poutre.

(7)P Pour une combinaison de traction perpendiculaire au fil et de cisaillement, l'équation suivante doit être satisfaite :

$$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} + \frac{\sigma_{t,90,d}}{k_{dis} k_{vol} f_{t,90,d}} \leq 1 \quad \dots (6.53)$$

où :

- τ_d est la valeur de calcul de la contrainte de cisaillement ;
- $f_{v,d}$ est la valeur de calcul de la résistance en cisaillement ;
- $\sigma_{t,90,d}$ est la valeur de calcul de la contrainte de traction perpendiculaire au fil ;
- k_{dis} et k_{vol} sont donnés dans (6).

(8) Il convient de calculer la valeur maximale de la contrainte de traction perpendiculaire au fil due à un moment de flexion selon :

$$\sigma_{t,90,d} = k_p \frac{6M_{ap,d}}{bh_{ap}^2} \quad \dots (6.54)$$

ou bien, en alternative à l'équation (6.54) , selon :

$$\sigma_{t,90,d} = k_p \frac{6M_{ap,d}}{bh_{ap}^2} - 0,6 \frac{p_d}{b} \quad \dots (6.55)$$

où :

- p_d est la charge répartie uniforme agissant sur la face supérieure de la poutre sur la zone de faîtage ;
 - b est la largeur de la poutre ;
 - $M_{ap,d}$ est la valeur de calcul du moment au faîtage provenant des contraintes de traction parallèles au côté courbé intérieur.
- avec :

$$k_p = k_5 + k_6 \left(\frac{h_{ap}}{r} \right) + k_7 \left(\frac{h_{ap}}{r} \right)^2 \quad \dots (6.56)$$

$$k_5 = 0,2 \tan \alpha_{ap} \quad \dots (6.57)$$

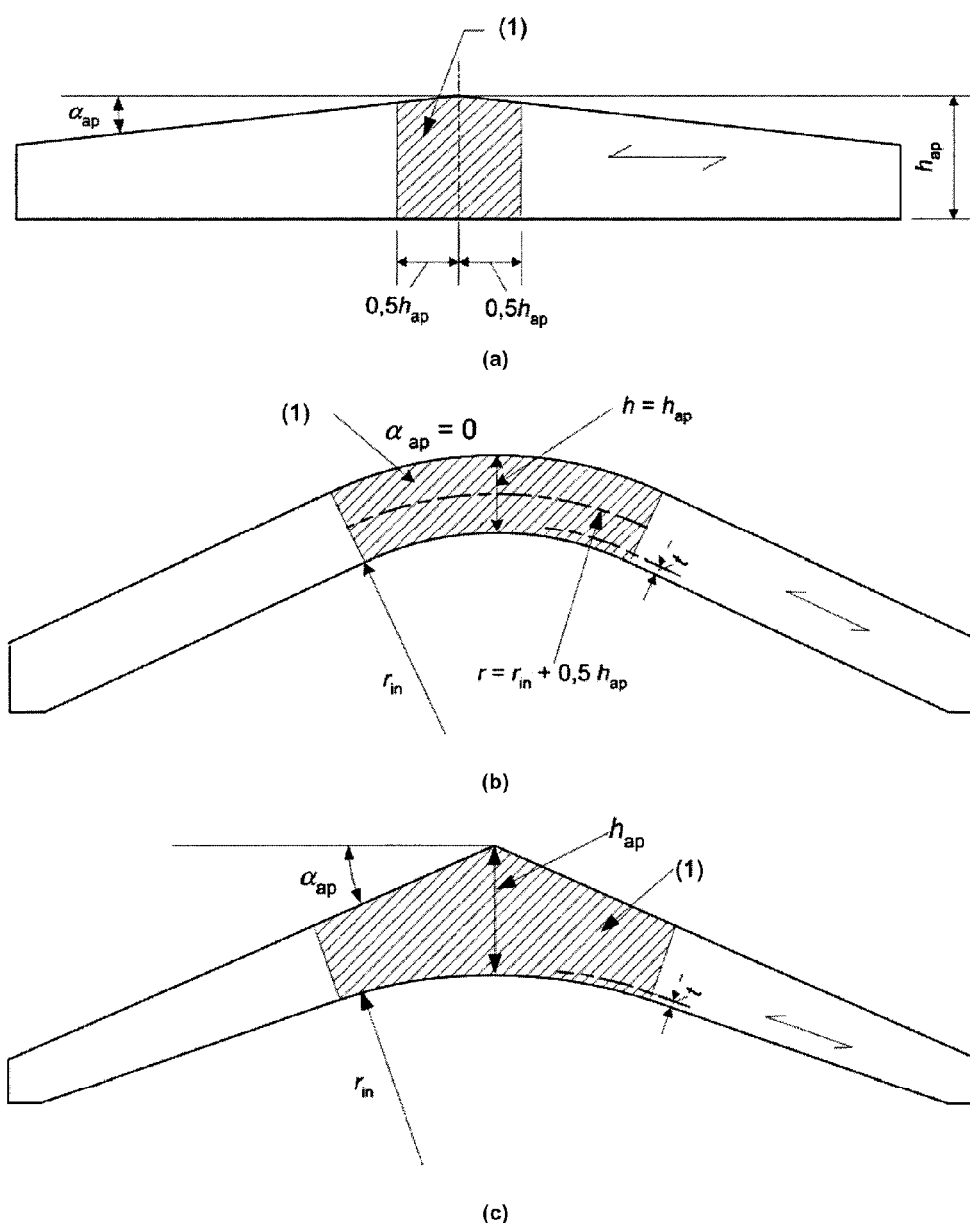
$$k_6 = 0,25 - 1,5 \tan \alpha_{ap} + 2,6 \tan^2 \alpha_{ap} \quad \dots (6.58)$$

$$k_7 = 2,1 \tan \alpha_{ap} - 4 \tan^2 \alpha_{ap} \quad \dots (6.59)$$

NOTE

L'équation recommandée est (6.54) . Une information sur le choix national entre l' équation (6.54) et (6.55) peut être trouvée dans l'Annexe Nationale.

Figure 6.9 -Poutres à double décroissance (a), courbes (b) et à inertie variable (c) avec la direction du fil parallèle à la face inférieure de la poutre



Clé :

(1) Zone de faïtage

NOTE Dans les poutres courbes et à inertie variable, la zone de faïtage dépasse les parties courbes des poutres.

6.5 Éléments entaillés

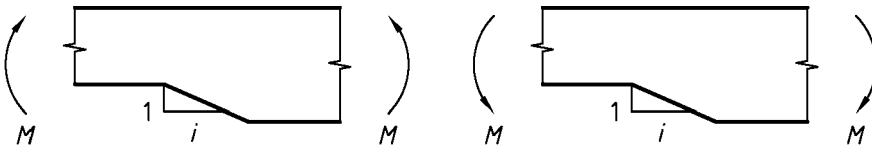
6.5.1 Généralités

(1) P L'effet des concentrations de contrainte dans l'entaille doit être considéré dans vérification de la résistance des éléments.

(2) L'effet des concentrations de contrainte peut être ignoré dans les cas suivants :

- traction ou compression parallèles au fil ;
- flexion avec des contraintes de traction du côté de l'entaille si l'inclinaison n'est pas supérieure à $1 : i = 1 : 10$, c'est-à-dire $i \leq 10$, voir Figure 6.10a ;
- flexion avec des contraintes de compression du côté de l'entaille, voir Figure 6.10b .

Figure 6.10 -Flexion au niveau d'une entaille. A gauche, contrainte de traction du côté de l'entaille, à droite contrainte de compression du côté de l'entaille



6.5.2 Poutres avec une entaille au niveau d'un appui

(1) Pour les poutres de section rectangulaire et dont le fil est essentiellement parallèle à la longueur de l'élément, il convient de calculer la contrainte de cisaillement au niveau de l'appui entaillé en utilisant la hauteur efficace (réduite) h_{ef} (voir Figure 6.11).

(2) Il convient de vérifier que :

$$\tau_d = \frac{1,5 V}{b h_{ef}} \leq k_v f_{v,d} \quad \dots (6.60)$$

où :

- k_v est un facteur de réduction défini comme suit :
- Pour les poutres entaillées sur la face opposée à l'appui (voir Figure 6.11b)

$$k_v = 1,0 \quad \dots (6.61)$$

- Pour les poutres entaillées sur la face de l'appui de la poutre (voir Figure 6.11a)

$$k_v = \min \cdot \left\{ \frac{1}{k_n \left(1 + \frac{1,1 i^{1,5}}{\sqrt{h}} \right)} \right. \quad \dots (6.62)$$

$$\left. \frac{1}{\sqrt{h} \left(\sqrt{\alpha(1-\alpha)} + 0,8 \frac{x}{h} \sqrt{\frac{1}{\alpha} - \alpha^2} \right)} \right\}$$

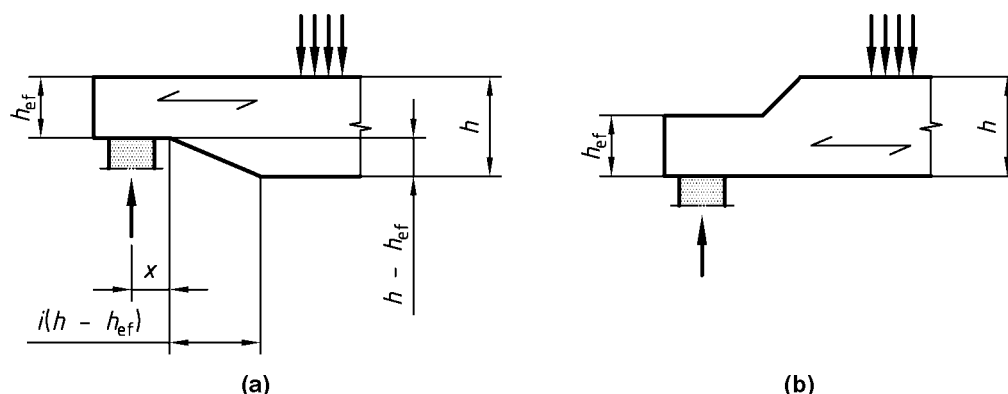
où :

- i est l'inclinaison de l'entaille (voir Figure 6.11a) ;
- h est la hauteur de la poutre en mm ;
- x est la distance entre la ligne d'action de la réaction de l'effort et le coin de l'entaille, en mm.

$$\alpha = \frac{h_{ef}}{h}$$

$$k_n = \begin{cases} 4,5 & \text{pour le LVL} \\ 5 & \text{pour le bois massif} \\ 6,5 & \text{pour le bois lamellé collé} \end{cases} \quad \dots (6.63)$$

Figure 6.11 -Poutres entaillées en extrémité



6.6 Effet système

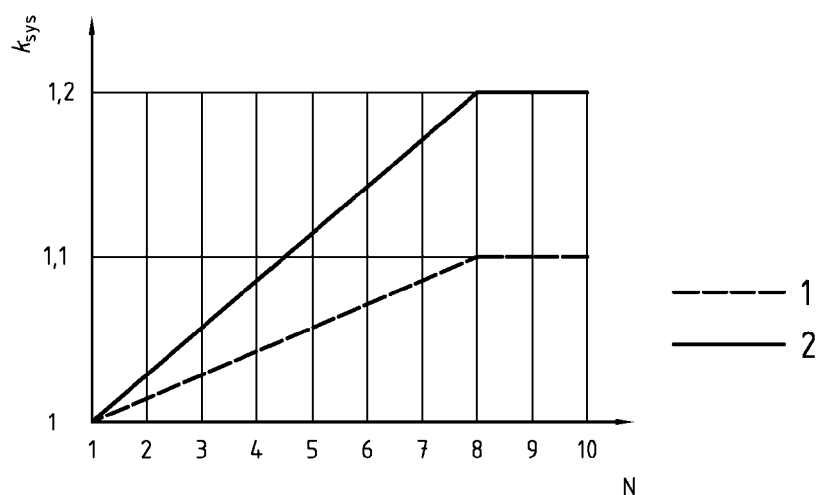
- (1) Lorsque plusieurs éléments, composants ou sous-systèmes espacés uniformément sont connectés latéralement par un système de redistribution des charges continues, les propriétés de résistance de l'élément ou du composant peuvent être multipliées par un facteur d'effet système k_{sys} .
- (2) A condition que le système continu de distribution des charges soit capable de transférer les efforts d'un élément aux éléments voisins, il convient de prendre pour le facteur k_{sys} la valeur de 1,1.
- (3) Il convient de mener la vérification en résistance du système de redistribution des charges en supposant des charges de courte durée.

NOTE

Pour les fermes de toiture avec un espacement maximal de 1,2 m on peut supposer que des liteaux, des pannes ou des panneaux peuvent transférer la charge aux fermes voisines à condition que ces éléments de distribution des charges soient continus au moins sur deux portées, et que tous les assemblages soient en quinconce.

- (4) Pour les platelages de bois lamellé ou les planchers, il convient d'utiliser pour k_{sys} les valeurs données dans la **Figure 6.12**.

Figure 6.12 -Facteur d'effet système k_{sys} pour des platelages lamellés de bois massif ou d'éléments en bois lamellé collé



Clé :

- 1 Lamelles clouées ou assemblées par tire-fonds
- 2 Lamelles pré-contraintes ou collées

Section 7 états limites de service

7.1 Glissement des assemblages

(1) Pour les assemblages réalisés avec des organes de type tige, il convient de prendre le module de glissement K_{ser} par plan de cisaillement et par organe pour une charge de service à partir du **Tableau 7.1** avec m en kg/m et d ou d_c en mm. Pour la définition de d_c , voir EN 13271.

NOTE

Dans EN 26891, le symbole utilisé est k_s au lieu de K_{ser} .

Tableau 7.1 - Valeurs de K_{ser} pour les organes d'assemblage et les assembleurs en N/mm dans le cas des assemblages bois-bois et bois-panneaux

Type d'organe d'assemblage	K_{ser}
Broches Boulons sans jeu ^{a)} Tire-fonds Pointes (avec avant-trous)	$\rho_m^{1,5} d/23$
Pointes (sans avant-trous)	$\rho_m^{1,5} d^{0,8}/30$
Agrafes	$\rho_m^{1,5} d^{0,8}/80$
Anneaux type A conformément à EN 912 Anneaux type B conformément à EN 912	$\rho_m d_c/2$
Crampons Crampons types C1 à C9 conformément à EN 912 Crampons types C10 & C11 conformément à EN 912	$1,5 \rho_m d_c/4$ $\rho_m d_c/2$
<i>a) Le jeu doit être ajouté spécifiquement à la déformation.</i>	

(2) Si les masses volumiques moyennes de deux éléments assemblés à base de bois sont différentes ($\rho_{m,1}$ et $\rho_{m,2}$), alors il convient de prendre ρ_m dans les équations ci-dessus selon :

$$\rho_m = \sqrt{\rho_{m,1} \rho_{m,2}} \quad \dots (7.1)$$

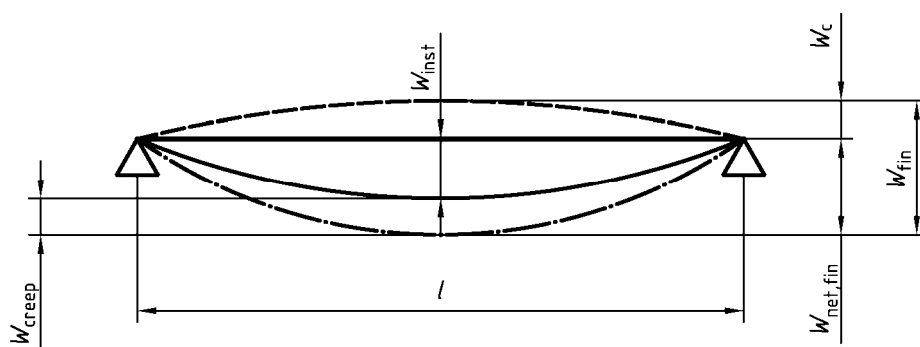
(3) Pour les assemblages bois-métal ou bois-béton, il convient de baser le calcul de K_{ser} sur la masse volumique ρ_m de l'élément de bois et il est possible de multiplier K_{ser} par 2,0.

7.2 Valeurs limites pour les flèches de poutres

(1) Les composantes de la flèche qui résultent d'une combinaison d'actions (voir 2.2.3 (6)) sont illustrées dans la **Figure 7.1**, où les symboles sont définis comme suit, voir 2.2.3 :

- w_c est la contreflèche (si elle existe) ;
- w_{inst} est la flèche instantanée ;
- w_{creep} est la flèche de fluage ;
- w_{fin} est la flèche finale ;
- $w_{net,fin}$ est la flèche résultante finale.

Figure 7.1 -Composantes de la flèche



(2) Il convient de prendre la flèche résultante en-dessous d'une ligne droite entre les appuis, $w_{net,fin}$, selon :

$$w_{net,fin} = w_{inst} + w_{creep} - w_c = w_{fin} - w_c \quad \dots (7.2)$$

NOTE

Les niveaux recommandés de valeurs limites de flèche pour les poutres ayant une portée sont donnés dans le **Tableau 7.2** en fonction du niveau de déformation acceptable. Des informations sur les paramètres définis au niveau national peuvent être trouvées dans une Annexe Nationale.

Tableau 7.2 -Exemples de valeurs limites pour les flèches de poutres

	w_{inst}	$w_{net,fin}$	w_{fin}
Poutre sur deux appuis	$l/300$ à $l/500$	$l/250$ à $l/350$	$l/150$ à $l/300$
Poutre en porte-à-faux	$l/150$ à $l/250$	$l/125$ à $l/175$	$l/75$ à $l/150$

7.3 Vibrations

7.3.1 Généralités

(1) P On doit s'assurer que les actions qui peuvent être raisonnablement anticipées sur un élément, un composant ou une structure, ne génèrent pas de vibrations qui peuvent affecter le fonctionnement de la structure ou causer un désagrément inacceptable vis-à-vis des utilisateurs.

(2) Il convient d'estimer le niveau de vibration par mesure ou par calcul en considérant la rigidité attendue de l'élément, du composant ou de la structure ainsi que le coefficient d'amortissement modal.

(3) Pour les planchers, à moins que d'autres valeurs aient été démontrées comme mieux appropriées, il convient de supposer un coefficient d'amortissement modal = 0,01 (c'est-à-dire 1 %).

7.3.2 Vibrations causées par des machines

(1) P Les vibrations causées par des machines rotatives ou d'autres équipements doivent être limitées vis-à-vis des combinaisons défavorables d'actions permanentes et variables qui peuvent être attendues.

(2) Pour les planchers, il convient de retenir les niveaux acceptables de vibration continue à partir de la figure 5a de l'Appendice A de ISO 2631-2 avec un facteur multiplicatif de 1,0.

7.3.3 Planchers résidentiels

(1) Pour les planchers résidentiels avec une fréquence fondamentale inférieure à 8 Hz ($f_1 < 8$ Hz), il convient de mener une étude

spécifique.

(2) Pour les planchers résidentiels avec une fréquence fondamentale supérieure à 8 Hz ($f_1 \geq 8$ Hz), il convient de satisfaire les exigences suivantes :

$$\frac{w}{F} \leq a \quad \text{mm/kN} \quad \dots (7.3)$$

et :

$$v \leq b^{(f_1 \zeta - 1)} \quad \text{m/(Ns}^2\text{)} \quad \dots (7.4)$$

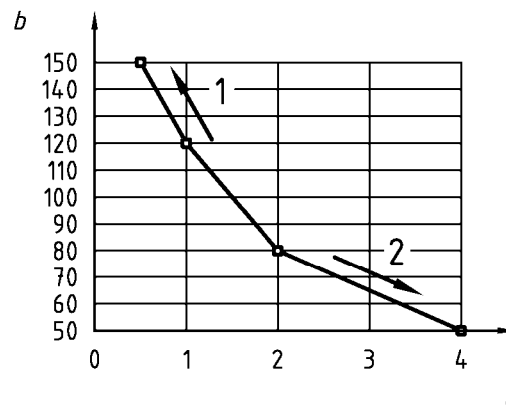
où :

- u est la flèche verticale maximale instantanée causée par un effort concentré vertical statique F appliqué en un point quelconque du plancher, tenant compte de la distribution des charges, où $k_{\text{def}} = 0,0$;
- est la réponse en vitesse à une impulsion unitaire, c'est-à-dire la valeur maximale initiale de la vitesse vibratoire verticale du plancher (en m/s) causée par une impulsion unitaire idéale (1 Ns) appliquée au point du plancher donnant une réponse maximale. Les termes supérieurs à 40 Hz peuvent être négligés ;
- est le coefficient d'amortissement modal.

NOTE

Les niveaux recommandés de valeurs limites pour a et b et la relation recommandée entre a et b sont donnés dans la **Figure 7.2** . Des informations sur les paramètres déterminés au niveau national peuvent être trouvées dans une Annexe Nationale.

Figure 7.2 -Valeurs et ratios recommandés pour a et b



Clé :

- 1 Meilleure performance
- 2 Performance plus faible

(3) Il convient de mener les calculs dans 7.3.3(2) en supposant que le plancher n'est pas chargé, c'est-à-dire en ne considérant que la masse qui correspond au poids propre du plancher et aux autres actions permanentes.

(4) Pour un plancher rectangulaire dont les dimensions globales sont b , simplement appuyé sur les quatre côtés et dont les solives en bois ont une portée ℓ , il est possible d'approximer la fréquence fondamentale f_1 selon :

$$f_1 = \frac{\pi}{2\ell^2} \sqrt{\frac{(EI)_\ell}{m}} \quad \dots (7.5)$$

où :

- m est la masse par unité de surface en kg/m ;
- ℓ est la portée du plancher en m ;
- $(EI)_\ell$ est la rigidité équivalente en flexion de plaque du plancher selon un axe perpendiculaire à la direction des solives en Nm/m.

(5) Pour un plancher rectangulaire de dimensions b , simplement appuyé sur ses quatre bords, il est possible de prendre, par approximation, la valeur v selon :

$$v = \frac{4(0,4 + 0,6n_{40})}{mb\ell + 200} \quad \dots (7.6)$$

où :

- est la réponse en vitesse à une impulsion unitaire, en m/(Ns) ;
- n_{40} est le nombre de modes du premier ordre avec des fréquences naturelles inférieures à 40 Hz ;
- m est la masse par unité de surface en kg/m ;
- est la portée du plancher en m ;
- b est la largeur du plancher en m.

La valeur de n_{40} peut être calculée selon :

$$n_{40} = \left\{ \left(\left(\frac{40}{f_1} \right)^2 - 1 \right) \left(\frac{b}{\ell} \right)^4 \frac{(EI)_\ell}{(EI)_b} \right\}^{0,25} \quad \dots (7.7)$$

où :

- $(EI)_b$ est la rigidité équivalente en flexion de plaque, en Nm/m, du plancher selon un axe parallèle aux solives où $(EI)_\ell = (EI)_b$.

Section 8 assemblages par organes métalliques

8.1 Généralités

8.1.1 Exigences sur les organes d'assemblage

(1)P A l'exception de règles spécifiques données ci-dessous, la valeur caractéristique de la capacité résistante, ainsi que la rigidité des assemblages doivent être déterminées par essais conformément à EN 1075, EN 1380, EN 1381, EN 26891 et EN 28970. Si les normes appropriées décrivent des essais de traction et de compression, les essais utilisés pour la détermination de la valeur caractéristique de la capacité résistante doivent être réalisés en traction.

8.1.2 Assemblages par organes multiples

- (1)P La disposition et la dimension des organes dans un assemblage, ainsi que les espacements, les distances d'extrémité et distances de rive entre organes, doivent être choisis de telle sorte que la rigidité et la résistance attendues puissent être obtenues.
- (2)P On doit considérer que pour un assemblage par organes multiples constitué d'organes du même type et de même dimensions, la capacité résistante de l'assemblage peut être inférieure à la somme des capacités résistantes individuelles de chaque organe.
- (3) Lorsqu'un assemblage comprend différents types d'organes, ou lorsque la rigidité des assemblages dans les plans de cisaillement respectifs d'un assemblage à cisaillement à plans multiples est différente, il convient de vérifier leur compatibilité.
- (4) Pour une file d'organes d'assemblage parallèle à la direction du fil, il convient de prendre la valeur caractéristique efficace de la capacité résistante parallèlement à la file, $F_{v,ef,Rk}$ selon :

$$F_{v,ef,Rk} = n_{ef} F_{v,Rk} \quad \dots (8.1)$$

où :

- $F_{v,ef,Rk}$ est la valeur caractéristique efficace de la capacité résistante d'une file d'organes d'assemblage parallèle au fil ;
- n_{ef} est le nombre efficace d'organes dans une ligne parallèle au fil ;

- $F_{v,Rk}$ est la valeur caractéristique de la capacité résistante par organe parallèle au fil.

NOTE

Les valeurs de n_{ef} pour des files d'organes d'assemblage parallèles au fil du bois sont données dans 8.3.1.1 (8) et 8.5.1.1 (4).

(5) Pour un effort agissant à un angle vis à vis du fil du bois, il convient de vérifier que la composante de l'effort parallèle à la file d'organes d'assemblage reste inférieure ou égale à la capacité résistante calculée selon l'équation (8.1).

8.1.3 Assemblages à plans de cisaillement multiples

(1) Dans les assemblages à plans multiples, il convient de déterminer la résistance de chaque plan de cisaillement en supposant que chaque plan de cisaillement appartient à une série d'assemblages à trois éléments.

(2) Afin de pouvoir combiner la résistance de chaque plan individuel de cisaillement dans un assemblage à plans multiples, il convient que les modes de rupture déterminants des organes d'assemblage dans les plans de cisaillement respectifs soient compatibles entre eux et ne consistent pas en une combinaison de mode de rupture (a), (b), (g) et (h) selon la **Figure 8.2** ou de modes (e) et (h/k) selon la **Figure 8.3** avec les autres modes de rupture.

8.1.4 Efforts d'assemblages inclinés par rapport au fil

(1)P Lorsqu'un effort dans un assemblage agit à un angle vis-à-vis du fil, voir **Figure 8.1**, la possibilité de fendage causé par la composante d'effort de traction perpendiculaire au fil, $F_{Ed} \sin$, doit être considérée.

(2)P Pour tenir compte de la possibilité de fendage causé par la composante de l'effort de traction perpendiculaire au fil, $F_{Ed} \sin$, l'exigence suivante doit être vérifiée :

$$F_{v,Ed} \leq F_{90,Rd} \quad \dots (8.2)$$

avec :

$$F_{v,Ed} = \max \begin{cases} F_{v,Ed,1} \\ F_{v,Ed,2} \end{cases} \quad \dots (8.3)$$

où :

- $F_{90,Rd}$ est la valeur de calcul de la capacité au fendage, calculée à partir de la valeur caractéristique de la capacité au fendage $F_{90,Rk}$ conformément à 2.4.3 ;
- $F_{v,Ed,1}$, $F_{v,Ed,2}$ sont les valeurs de calcul des efforts tranchants sur les côtés de l'assemblage (voir **Figure 8.1**).

(3) Pour les résineux, il convient de prendre la valeur caractéristique de la capacité au fendage dans le cas des dispositions illustrées en **Figure 8.1**, selon :

$$F_{90,Rk} = 14bw \sqrt{\frac{h_e}{1 - \frac{h_e}{h}}} \quad \dots (8.4)$$

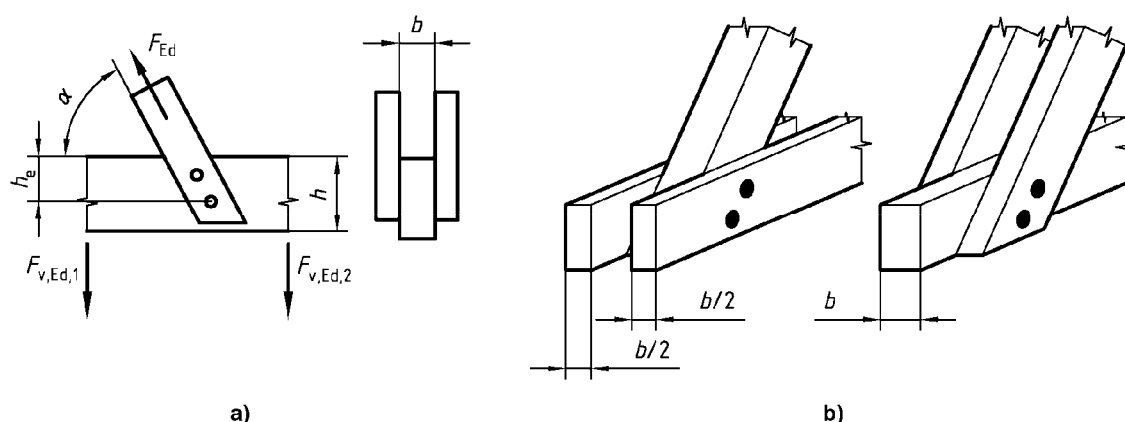
avec :

$$w = \begin{cases} \max \left\{ \left(\frac{w_{pl}}{100} \right)^{0,35} \right. & \text{pour les plaques métalliques embouties} \\ 1 & \text{pour tous les autres organes d'assemblage} \end{cases} \quad \dots (8.5)$$

où :

- $F_{90,Rk}$ est la valeur caractéristique de la capacité au fendage, en N ;
- w est un facteur de modification ;
- h_e est la distance de rive chargée vis-à-vis du centre de l'organe le plus éloigné ou du bord de la plaque, en mm ;
- h est la hauteur de l'élément en bois, en mm ;
- b est l'épaisseur de l'élément, en mm ;
- w_{pl} est la largeur de la plaque métallique emboutie parallèlement au fil, en mm.

Figure 8.1 - Effort incliné transmis par un assemblage.



8.1.5 Efforts d'assemblage alternés

(1)P La valeur caractéristique de la capacité résistante d'un assemblage doit être réduite si l'assemblage est soumis à des efforts internes alternés dus à des actions à long terme ou à moyen terme.

(2) Il convient de considérer l'effet sur la résistance de l'assemblage des actions alternées de long terme et de moyen terme entre la valeur de calcul d'un effort de traction $F_{t,Ed}$ et la valeur de calcul d'un effort de compression $F_{c,Ed}$ en concevant l'assemblage pour $(F_{t,Ed} + 0,5F_{c,Ed})$ et $(F_{c,Ed} + 0,5F_{t,Ed})$.

8.2 Capacité résistante latérale pour les organes métalliques de type tige

8.2.1 Généralités

(1)P Pour la détermination de la valeur caractéristique de la capacité résistante d'assemblages par organes métalliques, on doit considérer les contributions respectives de la limite élastique, de la portance locale, de la résistance à l'arrachement de l'organe d'assemblage.

8.2.2 Assemblages bois-bois et bois-panneaux

(1) Il convient de déterminer la valeur caractéristique de la capacité résistante des pointes, agrafes, boulons, broches et tire-fonds par plan de cisaillement et par organe, ceci pour les espacements minimum spécifiés, comme la valeur minimale issue des équations suivantes :

- Pour les organes en simple cisaillement :

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{ll} f_{h,1,k} t_1 d & (a) \\ f_{h,2,k} t_2 d & (b) \\ \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{1 + \beta} \left[\sqrt{\beta + 2\beta^2 \left[1 + \frac{t_2}{t_1} + \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2 \right] + \beta^3 \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2} - \beta \left(1 + \frac{t_2}{t_1} \right) \right] & (c) \\ 1,05 \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{2 + \beta} \left[\sqrt{2\beta(1 + \beta) \frac{4\beta(2 + \beta) M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} d t_1^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & (d) \\ 1,05 \frac{f_{h,1,k} t_2 d}{1 + 2\beta} \left[\sqrt{2\beta^2(1 + \beta) + \frac{4\beta(1 + 2\beta) M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} d t_2^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & (e) \\ 1,15 \sqrt{\frac{2\beta}{1 + \beta}} \sqrt{2 M_{y,Rk} f_{h,1,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & (f) \end{array} \right. \quad \dots (8.6)$$

• Pour les organes en double cisaillement :

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{ll} f_{h,1,k} t_1 d & (g) \\ 0,5 f_{h,2,k} t_2 d & (h) \\ 1,05 \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{2 + \beta} \left[\sqrt{2\beta(1 + \beta) + \frac{4\beta(2 + \beta) M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} d t_1^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & (i) \\ 1,15 \sqrt{\frac{2\beta}{1 + \beta}} \sqrt{2 M_{y,Rk} f_{h,1,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & (k) \end{array} \right. \quad \dots (8.7)$$

avec :

$$\beta = \frac{f_{h,2,k}}{f_{h,1,k}} \quad \dots (8.8)$$

où :

- $F_{v,Rk}$ est la valeur caractéristique de la capacité résistante par plan de cisaillement et par organe ;
- t_i est l'épaisseur du bois ou du panneau ou la hauteur de pénétration, avec $i = 1$ ou 2 , voir également 8.3 à 8.7 ;
- $f_{h,i,k}$ est la valeur caractéristique de la portance locale de l'élément en bois i ;
- d est le diamètre de l'organe ;

- $M_{y,Rk}$ est la valeur caractéristique du moment d'écoulement plastique de l'organe ;
- est un rapport entre les portances locales des éléments ;
- $F_{ax,Rk}$ est la valeur caractéristique de la capacité à l'arrachement axial de l'organe, voir (2).

NOTE

La plasticité des assemblages ne peut être assurée que lorsque des organes relativement élancés sont utilisés. Dans ce cas, les modes de rupture (f) et (k) sont déterminants.

(2) Dans les équations (8.6) et (8.7) ci-dessus, le premier terme de la partie droite est la capacité résistante conformément à la théorie de Johansen, alors que le second terme $F_{ax,Rk}/4$ est la contribution de l'effet de corde. Il convient que la contribution à la capacité résistante due à l'effet de corde soit limitée aux pourcentages suivants de la partie de Johansen :

- Pointes de section circulaire 15
- Pointes de section carrée 25
- Autres pointes 50
- Tirrefonds 100
- Boulons 25
- Broches 0

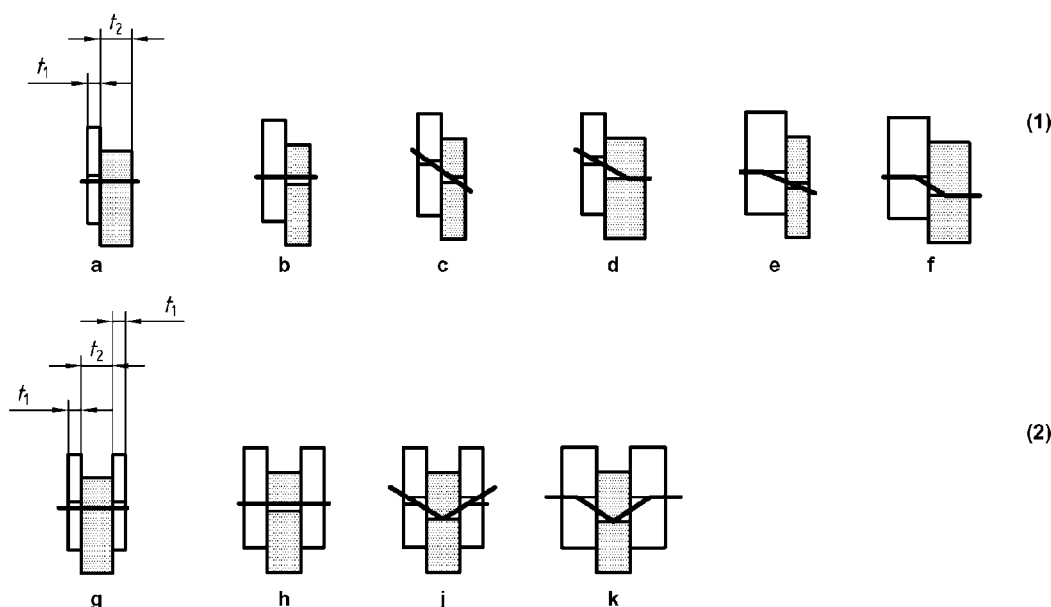
Si $F_{ax,Rk}$ n'est pas connu, il convient alors de prendre la contribution de l'effet de corde égale à zéro.

Pour des organes en simple cisaillement, la valeur caractéristique de la capacité résistante à l'arrachement, $F_{ax,Rk}$, est prise comme la valeur minimale des deux éléments. Les différents modes de rupture sont illustrés en **Figure 8.2**. Pour la capacité à l'arrachement, $F_{ax,Rk}$, des boulons, il est possible de prendre la résistance conférée par les rondelles.

(3) En l'absence de règles de calcul spécifiées ci-dessous, il convient de déterminer la valeur caractéristique de la portance locale $f_{h,k}$ conformément à EN 383 et EN 14358.

(4) En l'absence de règles de calcul spécifiées ci-dessous, il convient de déterminer la valeur caractéristique du moment d'écoulement plastique $M_{y,Rk}$ conformément à EN 409 et EN 14358.

Figure 8.2 - Modes de rupture pour les assemblages bois-bois et bois-panneaux



Clé :

- (1) Simple cisaillement
- (2) Double cisaillement

NOTE Les lettres correspondent aux références des équations (8.7) et (8.8).

8.2.3 Assemblages bois-métal

(1) La valeur caractéristique de la capacité résistante d'un assemblage bois-métal dépend de l'épaisseur des plaques métalliques. Les plaques métalliques dont l'épaisseur est inférieure ou égale $0,5d$ sont classées comme plaques minces et les plaques métalliques dont l'épaisseur est supérieure ou égale à d avec une tolérance des trous de perçage inférieure à $0,1d$ sont classées comme plaques épaisses. Il convient de calculer la valeur caractéristique de la capacité résistante d'assemblage avec des

plaques métalliques dont l'épaisseur est intermédiaire entre une plaque mince et une plaque épaisse par interpolation linéaire entre les valeurs limites correspondant aux plaques minces et épaisses.

(2) La résistance de la plaque métallique doit également être vérifiée.

(3) Il convient de prendre pour la valeur caractéristique de la capacité résistante de pointes, boulons, broches et tire-fonds par plan de cisaillement et par organe, ceci pour les espacements minimum spécifiés, comme la valeur minimum déterminée à partir des équations suivantes :

- Pour une plaque métallique mince en simple cisaillement :

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} 0,4 f_{h,k} t_1 d & (a) \\ 1,15 \sqrt{2 M_{y,Rk} f_{h,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & (b) \end{cases} \quad \dots (8.9)$$

- Pour une plaque métallique épaisse en simple cisaillement :

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} f_{h,k} t_1 d \left[\sqrt{2 + \frac{4 M_{y,Rk}}{f_{h,k} d t_1^2}} - 1 \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & (c) \\ 2,3 \sqrt{M_{y,Rk} f_{h,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & (d) \\ f_{h,k} t_1 d & (e) \end{cases} \quad \dots (8.10)$$

- Pour une plaque métallique d'épaisseur quelconque constituant l'élément central d'un assemblage à double cisaillement :

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} f_{h,1,k} t_1 d & (f) \\ f_{h,1,k} t_1 d \left[\sqrt{2 + \frac{4 M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} d t_1^2}} - 1 \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & (g) \\ 2,3 \sqrt{M_{y,Rk} f_{h,1,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & (h) \end{cases} \quad \dots (8.11)$$

- Pour les plaques métalliques minces constituant les éléments externes d'un assemblage à double cisaillement :

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} 0,5 f_{h,2,k} t_2 d & (j) \\ 1,15 \sqrt{2 M_{y,Rk} f_{h,2,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & (k) \end{cases} \quad \dots (8.12)$$

- Pour les plaques métalliques épaisses constituant les éléments externes d'un assemblage à double cisaillement :

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} 0,5 f_{h,2,k} t_2 d & (l) \\ 2,3 \sqrt{M_{y,Rk} f_{h,2,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & (m) \end{cases} \quad \dots (8.13)$$

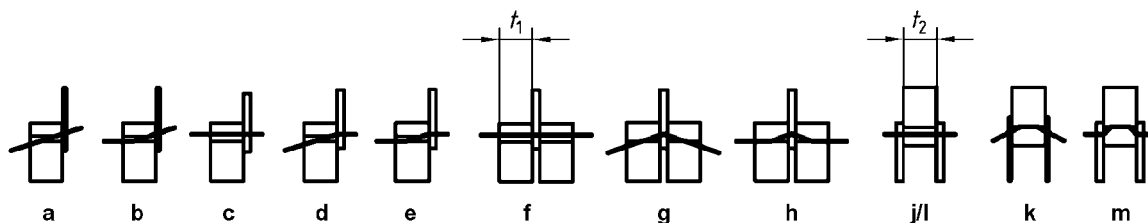
où :

- $F_{v,Rk}$ est valeur caractéristique de la capacité résistante par plan de cisaillement et par organe ;
- $f_{h,k}$ est la valeur caractéristique de la portance locale dans l'élément de bois ;
- t_1 est la valeur minimale entre l'épaisseur de l'élément de bois latéral et la profondeur de pénétration ;
- t_2 est l'épaisseur de l'élément de bois central ;
- d est le diamètre de l'organe ;
- $M_{y,Rk}$ est la valeur caractéristique du moment d'écoulement plastique de l'organe ;
- $F_{ax,Rk}$ est la valeur caractéristique de la capacité d'arrachement axial d'un organe d'assemblage.

NOTE

Les différents modes de rupture sont illustrés en **Figure 8.3**.

Figure 8.3 -Mode de rupture dans les assemblages bois-métal



(4) Pour la limitation de l'effet de corde, $F_{ax,Rk}$, 8.2.2 (2) s'applique.

(5) On doit considérer que la capacité résistante d'assemblages bois-métal à proximité des extrémités de l'élément en bois est affectée par une rupture qui survient selon le périmètre du groupe d'organes.

NOTE

Une méthode pour la détermination de la résistance du groupe d'organes d'assemblage est donnée en Annexe A (Informative).

8.3 Assemblages par pointes

8.3.1 Pointes chargées latéralement

8.3.1.1 Généralités

(1) Les symboles pour les épaisseurs dans le cas des assemblages à simple et double cisaillements (voir **Figure 8.4**) sont définis comme suit :

t_1 est :

- l'épaisseur de bois du côté de la tête dans un assemblage en simple cisaillement ;
- la valeur minimale entre l'épaisseur de bois du côté de la tête et la pénétration du côté de la pointe dans un assemblage en double cisaillement ;

t_2 est :

- la pénétration du côté de la pointe dans un assemblage en simple cisaillement ;
- l'épaisseur de l'élément central dans un assemblage en double cisaillement.

(2) Il convient de pré-percer le bois lorsque :

- la masse volumique caractéristique du bois est supérieure ou égale à 500 kg/m³ ;
- le diamètre d de la pointe est supérieur à 8 mm.

(3) Pour les pointes de section carrée, le diamètre de la pointe d doit être pris égal à la dimension du côté.

(4) Pour les pointes lisses ordinaires fabriquées à partir d'un fil d'acier dont la résistance en traction est supérieure ou égale à 600 N/mm², il convient d'utiliser les valeurs caractéristiques suivantes pour le moment d'écoulement plastique :

$$M_{y,Rk} = \begin{cases} 0,3f_u d^{2,6} & \text{pour pointes de section circulaire} \\ 0,45f_u d^{2,6} & \text{pour pointes de section carrée} \end{cases} \quad \dots (8.14)$$

où :

- $M_{y,Rk}$ est la valeur caractéristique du moment d'écoulement plastique, en Nmm ;
- d est le diamètre de la pointe tel que défini dans EN 14592, en mm ;
- f_u est la résistance en traction du fil d'acier, en N/mm².

(5) Pour les pointes dont le diamètre est inférieur ou égal à 8 mm, il convient d'utiliser les valeurs caractéristiques suivantes pour la portance locale du bois et du LVL :

- sans pré-perçage :

$$f_{h,k} = 0,082\rho_k d^{-0,3} \quad \text{N/mm}^2 \quad \dots (8.15)$$

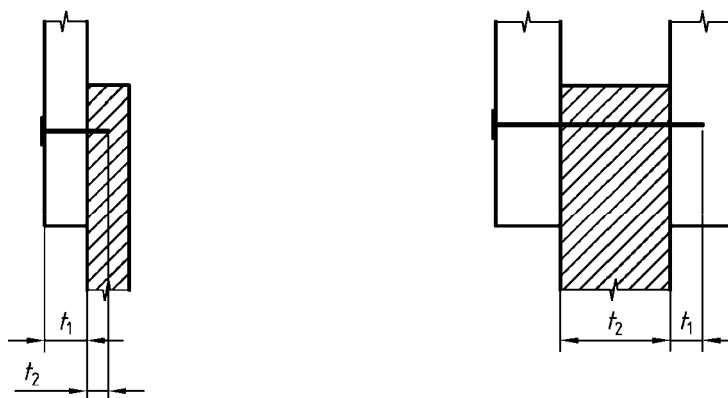
- avec pré-perçage :

$$f_{h,k} = 0,082(1 - 0,01d)\rho_k \quad \text{N/mm}^2 \quad \dots (8.16)$$

où :

- k est la masse volumique caractéristique du bois, en kg/m ;
- d est le diamètre de la pointe, en mm.

Figure 8.4 -Définitions de t_1 et t_2



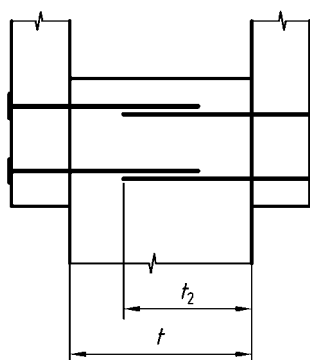
(a) Assemblage en simple cisaillement

(b) Assemblage en double cisaillement

(6) Pour les pointes dont le diamètre est supérieur à 8 mm, les valeurs caractéristiques de la portance locale données pour les boulons conformément à 8.5.1 s'appliquent.

(7) Dans un assemblage à trois éléments, les pointes peuvent être enfoncées sans avant-trous et se superposer dans l'élément central sous condition que $(t - t_2)$ soit supérieur à $4d$ (voir **Figure 8.5**).

Figure 8.5 -Pointes à recouvrement



(8) Pour une file de n pointes parallèle au fil du bois, à moins que cette file ne soit en quinconce d'une distance d'au moins $1d$ perpendiculairement au fil (voir **Figure 8.6**), il convient de calculer la capacité résistante parallèle au fil, voir 8.1.2 (4), à partir du nombre efficace d'organes n_{ef} où :

$$n_{ef} = n^{k_{ef}} \quad \dots (8.17)$$

où :

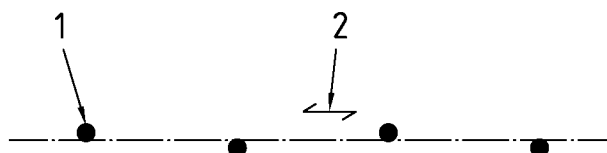
- n_{ef} est le nombre efficace de pointes dans la file ;
- n est le nombre de pointes dans une file ;
- k_{ef} est donné dans le **Tableau 8.1**.

Tableau 8.1 - Valeurs de k_{ef}

Espacement ^{a)}	k_{ef}	
	Sans préperçage	Avec préperçage
$a_1 \geq 14d$	1,0	1,0
$a_1 = 10d$	0,85	0,85
$a_1 = 7d$	0,7	0,7
$a_1 = 4d$	—	0,5

a) Pour des espacement intermédiaires, une interpolation linéaire de k_{ef} est autorisée.

Figure 8.6 - File de pointes parallèle au fil du bois en quinconce d'une valeur de d perpendiculairement au fil



Clé :

- 1 Pointe
- 2 Direction du fil

(9) Il convient qu'il y ait au moins deux pointes dans un assemblage.

(10) Les exigences concernant les détails structuraux et le contrôle des assemblages par pointes sont données dans 10.4.2 .

8.3.1.2 Assemblages bois-bois par pointes

(1) Pour les pointes lisses, il convient que la longueur de pénétration du côté de la pointe soit au moins égal à $8d$.

(2) Pour les pointes annelées et les pointes torsadées, telles que définies dans EN 14592 , il convient que la longueur de pénétration du côté de la pointe soit au moins égale à $6d$.

(3) Il convient de considérer que les pointes en bout de fil ne sont pas capables de transmettre un effort latéral.

(4) En alternative à 8.3.1.2(3), pour les pointes en bout de fil, les règles suivantes s'appliquent :

- Dans les structures secondaires, les pointes lisses peuvent être utilisées. Il convient de prendre comme valeur de calcul de la capacité résistante 1/3 de la valeur d'un clouage effectué perpendiculairement au fil.
- Les pointes autres que lisses, tel que défini dans EN 14592 , peuvent être utilisées dans des structures autres que secondaires. Il convient de prendre la valeur de calcul de la capacité résistante comme 1/3 de la valeur d'une pointe de diamètre équivalent clouée perpendiculairement au fil, sous condition que :
 - les pointes sont seulement chargées latéralement ;
 - il y a au moins trois pointes par assemblage ;
 - la pénétration du côté de la pointe est au moins égale à $10d$;
 - l'assemblage n'est pas exposé à des conditions correspondant à la classe de service 3 ;
 - les valeurs d'espacement et de distances spécifiées dans le **Tableau 8.2** sont satisfaites.

NOTE 1

Un exemple de structure secondaire est une planche de rive clouée sur chevrons.

NOTE 2 La règle d'application recommandée est donnée dans 8.3.1.2(3). Un choix national peut être donné dans l'Annexe Nationale.

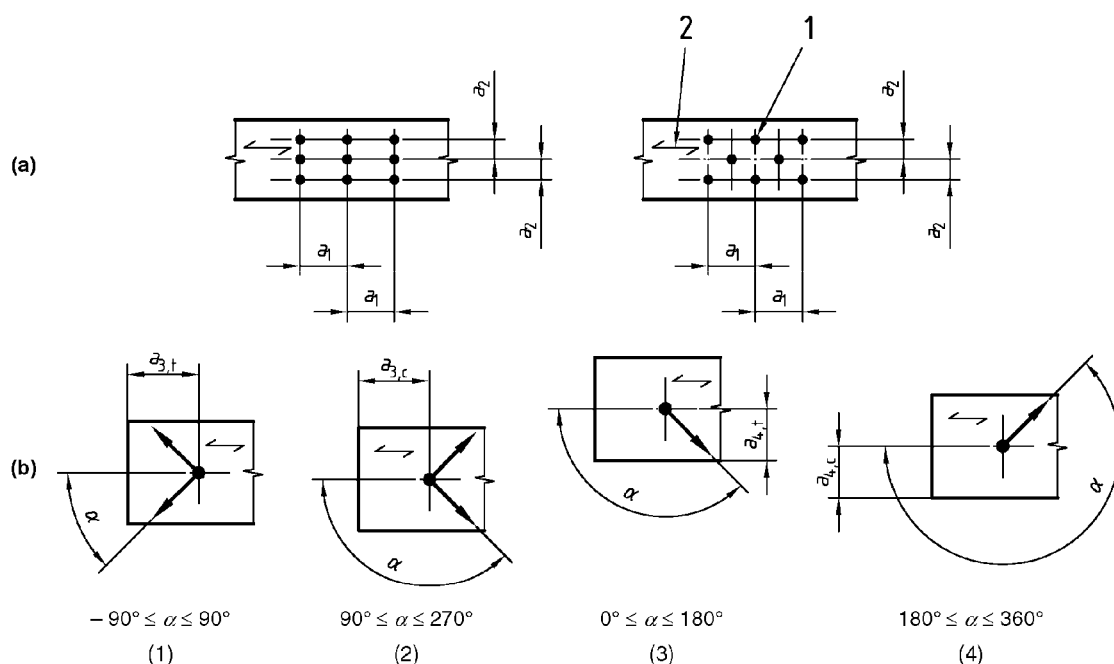
(5) Il convient de prendre les espacements et distances minimaux donnés dans le **Tableau 8.2**, où (voir **Figure 8.7**) :

- a_1 est l'espacement des pointes dans une file parallèle au fil du bois ;
- a_2 est l'espacement des pointes perpendiculairement au fil du bois ;
- $a_{3,c}$ est la distance entre une pointe et une extrémité non chargée ;
- $a_{3,t}$ est la distance entre une pointe et une extrémité chargée ;
- $a_{4,c}$ est la distance entre une pointe et une rive non chargée ;
- $a_{4,t}$ est la distance entre une pointe et une rive chargée.

Tableau 8.2 -Espacements et distances minimaux pour les pointes

Espacements et distances (voir Figure 8.7)	Angle	Distance minimum		
		Sans pré-perçage		Avec pré-perçage
		$\rho_k \leq 420 \text{ kg/m}^3$	$420 \text{ kg/m}^3 < \rho_k \leq 500 \text{ kg/m}^3$	
a_1 (parallèle au fil)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$d < 5 \text{ mm} : (5 + 5 \cos \alpha) d$ $d \geq 5 \text{ mm} : (5 + 7 \cos \alpha) d$	$(7 + 8 \cos \alpha) d$	$(4 + \cos \alpha) d$
a_2 (perpendiculaire au fil)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$5 d$	$7 d$	$(3 + \sin \alpha) d$
$a_{3,t}$ (distance d'extrémité chargée)	$-90^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$	$(10 + 5 \cos \alpha) d$	$(15 + 5 \cos \alpha) d$	$(7 + 5 \cos \alpha) d$
$a_{3,c}$ (distance d'extrémité non chargée)	$90^\circ \leq \alpha \leq 270^\circ$	$10 d$	$15 d$	$7 d$
$a_{4,t}$ (distance de rive chargée)	$0^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$	$d < 5 \text{ mm} : (5 + 2 \sin \alpha) d$ $d \geq 5 \text{ mm} : (5 + 5 \sin \alpha) d$	$d < 5 \text{ mm} : (7 + 2 \sin \alpha) d$ $d \geq 5 \text{ mm} : (7 + 5 \sin \alpha) d$	$d < 5 \text{ mm} : (3 + 2 \sin \alpha) d$ $d \geq 5 \text{ mm} : (3 + 4 \sin \alpha) d$
$a_{4,c}$ (distance de rive non chargée)	$180^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$5 d$	$7 d$	$3 d$

Figure 8.7 -Espacements et distances - Définitions (a) Espacements parallèle et perpendiculaire au fil (b) Distance d'extrémité et distance de rive ; est l'angle entre l'effort et la direction du fil



Clé :

- | | |
|---------------------------|-----------------------|
| (1) Extrémité chargée | 1 Organe d'assemblage |
| (2) Extrémité non chargée | 2 Direction du fil |
| (3) Rive chargée | |
| (4) Rive non chargée | |

(6) Il convient réaliser des avant-trous lorsque l'épaisseur des éléments de bois est inférieure à :

$$t = \max \left\{ \begin{array}{l} 7d \\ (13d - 30) \frac{\rho_k}{400} \end{array} \right. \quad \dots (8.18)$$

où :

- t est l'épaisseur minimale des éléments de bois permettant d'éviter un pré-perçage, en mm ;
- ρ_k est la masse volumique caractéristique du bois, en kg/m ;
- d est le diamètre de la pointe, en mm.

(7) Il convient que les pièces de bois d'essences particulièrement sensibles à la fissuration soient pré-perçées lorsque leur épaisseur est inférieure à :

$$t = \max \begin{cases} 14d \\ (13d - 30) \frac{\rho_k}{200} \end{cases} \quad \dots (8.19)$$

L'équation (8.19) peut être remplacée par l'équation (8.18) pour des distances de rive données par :

$a \geq 4s$; $10d$ pour $\rho_k \leq 420 \text{ kg/m}^3$

$a \geq 4s$; $14d$ pour $420 \text{ kg/m}^3 < \rho_k \leq 500 \text{ kg/m}^3$

NOTE

Des exemples d'essences de bois sensibles à la fissuration sont le Sapin (*abies alba*) et le Douglas (*pseudotsuga menziesii*). Il est recommandé d'appliquer 8.3.1.2(7) pour le Sapin (*abies alba*) et le Douglas (*pseudotsuga menziesii*). Un choix national peut être spécifié dans l'Annexe Nationale.

8.3.1.3 Assemblages bois-panneaux par pointes

(1) Les espacements minimum de pointes dans tous les assemblages bois-panneaux sont donnés selon le **Tableau 8.2**, multipliés par un facteur de 0,85. Les distances de bout et de rive restent inchangées aux exceptions données ci-dessous près.

(2) Il convient de prendre les distances minimales de rive et de bout dans les éléments de contreplaqué égales à $3d$ pour une rive (ou extrémité) non chargée et à $(3 + 4 \sin \alpha)d$ pour une rive (ou extrémité) chargée, où α est l'angle entre la direction de l'effort et la rive (ou l'extrémité) chargée.

(3) Pour les pointes dont les têtes ont un diamètre au minimum égal à $2d$, les valeurs caractéristiques pour la portance locale sont :

- Pour le contreplaqué :

$$f_{h,k} = 0,11 \rho_k d^{-0,3} \quad \dots (8.20)$$

où :

- $f_{h,k}$ est la valeur caractéristique de la portance locale, en N/mm ;
- ρ_k est la masse volumique caractéristique du contreplaqué, en kg/m³ ;
- d est le diamètre de la pointe, en mm.

- Pour les panneaux durs conformes à EN 622-2 :

$$f_{h,k} = 30 d^{-0,3} t^{0,6} \quad \dots (8.21)$$

où :

- $f_{h,k}$ est la valeur caractéristique de la portance locale, en N/mm ;

- d est le diamètre de la pointe, en mm ;
- t est l'épaisseur du panneau, en mm.
- Pour les panneaux de particules et l'OSB :

$$f_{h,k} = 65 d^{-0,7} t^{0,1} \quad \dots (8.22)$$

où :

- $f_{h,k}$ est la valeur caractéristique de la portance locale, en N/mm ;
- d est le diamètre de la pointe, en mm ;
- t est l'épaisseur du panneau, en mm.

8.3.1.4 Assemblages bois-métal par pointes

(1) Les distances minimum de rive et de bout données pour les pointes dans le **Tableau 8.2** s'appliquent. Les espacements minimum entre pointes sont à prendre dans le **Tableau 8.2**, multipliés par un facteur de 0,7.

8.3.2 Pointes chargées axialement

(1)P Les pointes lisses ne doivent pas être utilisées pour résister à un chargement axial permanent ou à long terme.

(2) Pour les pointes crantées, il convient de considérer que seule la partie crantée est capable de transmettre un effort axial.

(3) Il convient de considérer que les clouages en bout ne sont pas capables de transmettre un effort axial.

(4) Il convient de prendre pour la valeur caractéristique de la capacité à l'arrachement, $F_{ax,Rk}$, de clous dans le cas d'un clouage perpendiculaire au fil (**Figure 8.8a**) et lardé (**Figure 8.8b**), la plus petite des valeurs définies dans les équations suivantes :

- Pour les pointes autres que les pointes lisses, tel que défini dans EN 14592 :

$$F_{ax,Rk} = \begin{cases} f_{ax,k} d t_{pen} & (a) \\ f_{head,k} d_h^2 & (b) \end{cases} \quad \dots (8.23)$$

- Pour les pointes lisses :

$$F_{ax,Rk} = \begin{cases} f_{ax,k} d t_{pen} & (a) \\ f_{ax,k} d t + f_{head,k} d_h^2 & (b) \end{cases} \quad \dots (8.24)$$

où :

- $f_{ax,k}$ est la valeur caractéristique de la résistance à l'arrachement du côté de la pointe ;
- $f_{head,k}$ est la valeur caractéristique de la résistance à l'enfoncement du côté de la tête ;
- d est le diamètre de la pointe conformément à 8.3.1.1 ;
- t_{pen} est la longueur de pénétration du côté de la pointe ou la longueur de la partie crantée dans l'élément du côté de la pointe ;
- t est l'épaisseur de l'élément du côté de la tête ;
- d_h est le diamètre de la tête de la pointe.

(5) Il convient que les résistances caractéristiques $f_{ax,k}$ et $f_{head,k}$ soient déterminées par essais conformément à EN 1382 , EN 1383 et EN 14358 à l'exception d'éléments spécifiques donnés dans les articles suivants.

(6) Pour les pointes lisses dont la pénétration du côté de la pointe est supérieure à $12d$, il convient que les valeurs caractéristiques pour les résistances à l'arrachement et à la traversée de la tête soient prises égales à :

$$f_{ax,k} = 20 \times 10^{-6} \rho_k^2 \quad \dots (8.25)$$

$$f_{head,k} = 70 \times 10^{-6} \rho_k^2 \quad \dots (8.26)$$

où :

- ρ_k est la masse volumique caractéristique du bois, en kg/m.

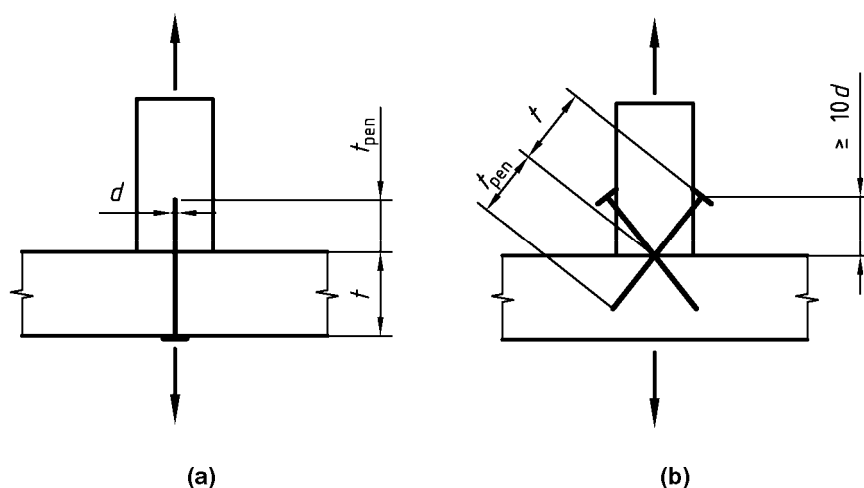
(7) Pour les pointes lisses, il convient que la pénétration du côté de la pointe t_{pen} soit au moins égale à $8d$. Pour les pointes dont la pénétration du côté de la pointe est inférieure à $12d$, il convient de multiplier la capacité à l'arrachement par $(t_{pen}/4d - 2)$. Pour les pointes crantées, il convient que la pénétration du côté de la pointe soit au moins égale à $6d$. Pour les pointes dont la pénétration du côté de la pointe est inférieure à $8d$, il convient de multiplier la capacité à l'arrachement par $(t_{pen}/2d - 3)$.

(8) Pour du bois de structure qui est mis en oeuvre au point de saturation des fibres ou à une valeur proche, et qui est susceptible de sécher sous charge, il convient que les valeurs de $f_{ax,k}$ et $f_{head,k}$ soient multipliées par 2/3.

(9) Il convient que les espacements et distances pour les pointes chargées axialement soient les mêmes que pour les pointes chargées latéralement.

(10) Pour le clouage lardé, il convient que la distance à la rive chargée soit au moins égal à $10d$ (voir **Figure 8.8b**). Il convient qu'il y ait au minimum deux pointes lardées dans un assemblage.

Figure 8.8 -Clouage perpendiculaire et lardé (a) clouage perpendiculaire (b) clouage lardé



8.3.3 Pointes chargées à la fois latéralement et axialement

(1) Pour les assemblages qui sont sollicités par une combinaison d'effort axial ($F_{ax,Ed}$) et d'effort latéral ($F_{v,Ed}$), il convient que les équations suivantes soient satisfaites :

- pour les pointes lisses :

$$\frac{F_{ax,Ed}}{F_{ax,Rd}} + \frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} \leq 1 \quad \dots (8.27)$$

- pour les pointes autres que lisses, tel que défini dans EN 14592 :

$$\left(\frac{F_{ax,Ed}}{F_{ax,Rd}} \right)^2 + \left(\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} \right)^2 \leq 1 \quad \dots (8.28)$$

où :

- $F_{ax,Rd}$ et $F_{v,Rd}$ sont les valeurs de calcul des capacités résistantes de l'assemblage chargé avec un effort axial ou latéral respectivement.

8.4 Assemblages par agrafes

(1) Les règles données dans 8.3, à l'exception de 8.3.1.1(5) et (6) et de 8.3.1.2(7), s'appliquent aux agrafes de section circulaire

ou quasi circulaire, rectangulaire, avec des pointes bisautées ou symétriques.

(2) Pour les agrafes de section rectangulaire, il convient que le diamètre d soit pris égal à la racine carrée du produit des deux dimensions.

(3) Il convient que la largeur minimale b de la tête d'agrafe soit au moins égale à $6d$ et que la longueur de pénétration minimale du côté de la pointe t_2 soit au moins égale à $14d$, voir **Figure 8.9**.

(4) Il convient d'utiliser au minimum deux agrafes pour constituer un assemblage.

(5) Il convient de considérer la valeur de calcul de la capacité résistante latérale par agrafe et par plan de cisaillement comme équivalente à celle de deux pointes de diamètre égal à celui de l'agrafe, sous condition que l'angle entre la tête d'agrafe et la direction du fil du bois sous la tête soit supérieur à 30° , voir **Figure 8.10**. Si l'angle entre la tête d'agrafe et la direction du fil sous la tête est inférieur ou égal à 30° , alors il convient que la valeur de calcul de la capacité résistante latérale soit multipliée par un facteur de 0,7.

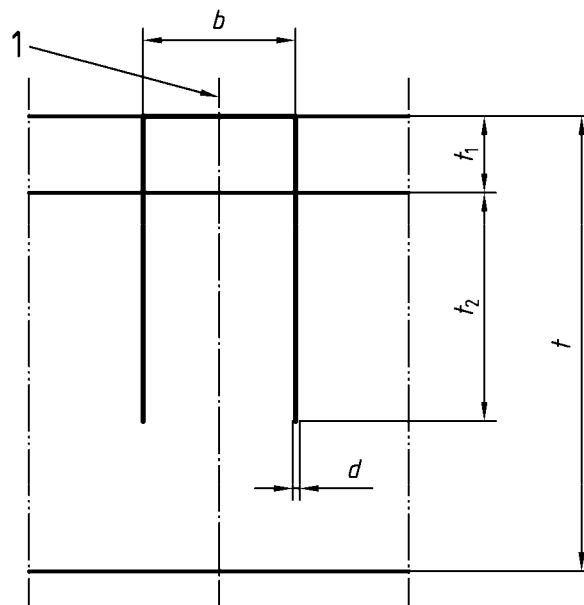
(6) Pour les agrafes réalisées à partir d'un fil d'acier dont la résistance en traction minimale est de 800 N/mm, il convient d'utiliser pour la valeur caractéristique du moment d'écoulement plastique par jambe la valeur suivante :

$$M_{y,Rk} = 240d^{2,6} \quad \text{Nmm} \quad \dots (8.29)$$

où :

- $M_{y,Rk}$ est la valeur caractéristique du moment d'écoulement plastique, en Nmm ;
- d est le diamètre de la jambe de l'agrafe, en mm.

Figure 8.9 -Dimensions de l'agrafe

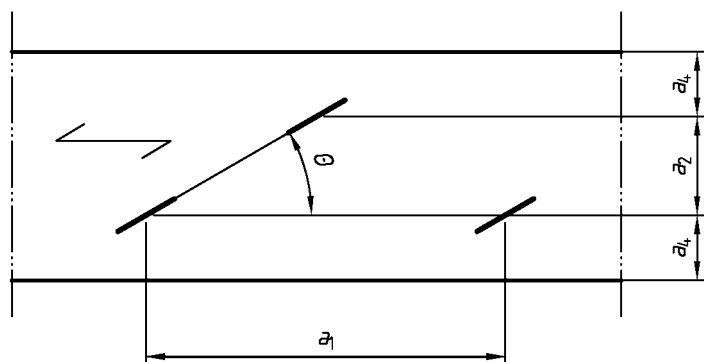


Clé :

- 1 Centre de l'agrafe

(7) Pour une file de n agrafes dans la direction du fil du bois, il convient que la capacité résistante dans cette direction soit calculée à partir du nombre efficace d'organes n_{ef} dans une file conformément à 8.3.1.1 (8).

(8) Les espacements et distances minimum sont données dans le **Tableau 8.3**, et illustrés en **Figure 8.10**, où B8 est l'angle entre le plan de l'agrafe et la direction du fil.

Figure 8.10 -Définition des espacements pour les agrafes**Tableau 8.3 -Espacements et distances minimum pour les agrafes**

Espacements et distances (voir Figure 8.7)	Angle	Distance minimum
a_1 (parallèle au fil) pour $\theta \geq 30^\circ$ pour $\theta < 30^\circ$	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$(10 + 5 \cos \alpha) d$ $(15 + 5 \cos \alpha) d$
a_2 (perpendiculaire au fil)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$15 d$
$a_{3,t}$ (distance d'extrémité chargée)	$-90^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$	$(15 + 5 \cos \alpha) d$
$a_{3,c}$ (distance d'extrémité non chargée)	$90^\circ \leq \alpha \leq 270^\circ$	$15 d$
$a_{4,t}$ (distance de rive chargée)	$0^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$	$(15 + 5 \sin \alpha) d$
$a_{4,c}$ (distance de rive non chargée)	$180^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$10 d$

8.5 Assemblages par boulons

8.5.1 Boulons chargés latéralement

8.5.1.1 Généralités et assemblages bois-bois par boulons.

(1) Pour les boulons, il convient d'utiliser la valeur caractéristique suivante pour le moment d'écoulement plastique :

$$M_{y,Rk} = 0,3 f_{u,k} d^{2,6} \quad \dots (8.30)$$

où :

- $f_{u,k}$ est la valeur caractéristique de la résistance en traction, en N/mm ;
- $M_{y,Rk}$ est la valeur caractéristique suivante du moment d'écoulement plastique, en Nmm ;
- d est le diamètre du boulon, en mm.

(2) Pour des boulons dont le diamètre est inférieur ou égal à 30mm, il convient d'utiliser pour la valeur caractéristique de la portance locale du bois et du LVL à un angle vis-à-vis du fil, l'équation suivante :

$$f_{h,\alpha,k} = \frac{f_{h,0,k}}{k_{90} \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} \quad \dots (8.31)$$

$$f_{h,0,k} = 0,082(1 - 0,01d)\rho_k \quad \text{N/mm}^2 \quad \dots (8.32)$$

avec :

$$k_{90} = \begin{cases} 1,35 + 0,015d & \text{pour les résineux} \\ 1,30 + 0,015d & \text{pour le LVL} \\ 0,90 + 0,015d & \text{pour les feuillus} \end{cases} \quad \dots (8.33)$$

où :

- $f_{h,0,k}$ est la valeur caractéristique de la portance locale parallèlement au fil, en N/mm ;
- ρ_k est la masse volumique caractéristique du bois, en kg/m ;
- d est le diamètre du boulon, en mm ;
- α est l'angle entre l'effort et la direction du fil.

(3) Il convient que les espacements et distances minimum soient pris à partir du **Tableau 8.4** , avec les symboles illustrés en **Figure 8.7**.

Tableau 8.4 -Espacements et distances minimum pour les boulons

Espacement et distance (voir Figure 8.7)	Angle	Distance minimum
a_1 (parallèle au fil)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$(4 + \cos \alpha) d$
a_2 (perpendiculaire au fil)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$4 d$
$a_{3,t}$ (distance d'extrémité chargée)	$-90^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$	$\max(7 d ; 80 \text{ mm})$
$a_{3,c}$ (distance d'extrémité non chargée)	$90^\circ \leq \alpha < 150^\circ$	$\max[(1 + 6 \sin \alpha) d ; 4d]$
	$150^\circ \leq \alpha < 210^\circ$	$4 d$
	$210^\circ \leq \alpha \leq 270^\circ$	$\max[(1 + 6 \sin \alpha) d ; 4d]$
$a_{4,t}$ (distance de rive chargée)	$0^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$	$\max[(2 + 2 \sin \alpha) d ; 3d]$
$a_{4,c}$ (distance de rive non chargée)	$180^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$3 d$

(4) Pour une file de n boulons parallèle au fil du bois, il convient que la capacité résistante parallèle au fil soit calculée à partir du nombre efficace n_{ef} d'organes dans la file où :

$$n_{\text{ef}} = \min \left\{ n, n^{0,9} \sqrt[4]{\frac{a_1}{13d}} \right\} \quad \dots (8.34)$$

où :

- a_1 est l'espacement entre boulons dans la direction du fil du bois ;
- d est le diamètre du boulon ;
- n est le nombre de boulons dans une file.

Pour les charges perpendiculaires au fil, il convient que le nombre efficace d'organes soit pris selon :

$$n_{\text{ef}} = n \quad \dots (8.35)$$

Pour les angles 0° - 90° entre la charge et la direction du fil, n_{ef} peut être déterminé par interpolation linéaire entre les équations (8.34) et (8.35) .

(5) Les exigences pour le diamètre du boulon et les dimensions des rondelles sont données en 10.4.3 .

8.5.1.2 Assemblages bois-panneaux par boulons

(1) Pour le contreplaqué, il convient d'utiliser pour la portance locale la valeur suivante, quel que soit l'angle vis-à-vis du fil :

$$f_{h,k} = 0,11(1 - 0,01d)\rho_k \quad \text{N/mm}^2 \quad \dots (8.36)$$

où :

- ρ_k est la masse volumique caractéristique du contreplaqué, en kg/m³ ;
- d est le diamètre du boulon, en mm.

(2) Pour les panneaux de particules et l'OSB, il convient d'utiliser pour la portance locale la valeur suivante, quel que soit l'angle vis-à-vis du fil :

$$f_{h,k} = 50d^{-0,6}t^{0,2} \quad \text{N/mm}^2 \quad \dots (8.37)$$

où :

- t est l'épaisseur du panneau, en mm ;
- d est le diamètre du boulon, en mm.

8.5.1.3 Assemblages bois-métal par boulons

(1) Les règles données dans 8.2.3 s'appliquent.

8.5.2 Boulons chargés axialement

(1) Il convient de prendre pour la capacité résistante axiale et la capacité à l'arrachement d'un boulon la valeur minimum entre :

- la résistance en traction du boulon ;
- la capacité résistante soit de la rondelle soit (pour les assemblages bois-métal) de la plaque métallique.

(2) Il convient que la valeur de calcul de la capacité résistante de la rondelle soit calculée en supposant une résistance de compression sous la rondelle de $3,0 f_{c,90,d}$.

(3) Il convient que la capacité résistante par boulon d'une plaque métallique ne dépasse pas celle d'une rondelle circulaire dont le diamètre est égal à la valeur minimum entre :

- $12t$, où t est l'épaisseur de la plaque ;
- $4d$, où d est le diamètre du boulon.

8.6 Assemblages par broches

(1) Les règles données dans 8.5.1 à l'exception de 8.5.1.1 (3) s'appliquent.

(2) Il convient que le diamètre des broches soit compris entre 6 mm et 30 mm.

(3) Il convient que les espacements et distances minimum soient pris à partir du **Tableau 8.5**, avec les symboles illustrés en **Figure 8.7**.

Tableau 8.5 - Espacements et distances minimaux pour les broches

Espacements et distance (voir Figure 8.7)	Angle	Distance minimum
a_1 (parallèle au fil)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$(3 + 2 \cos \alpha) d$
a_2 (perpendiculaire au fil)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$3 d$
$a_{3,t}$ (distance d'extrémité chargée)	$-90^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$	$\max(7 d ; 80 \text{ mm})$
$a_{3,c}$ (distance d'extrémité non chargée)	$90^\circ \leq \alpha < 150^\circ$	$\max(a_{3,t} \sin \alpha d ; 3d)$
	$150^\circ \leq \alpha < 210^\circ$	$3 d$
	$210^\circ \leq \alpha \leq 270^\circ$	$\max(a_{3,t} \sin \alpha d ; 3d)$
$a_{4,t}$ (distance de rive chargée)	$0^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$	$\max[(2 + 2 \sin \alpha) d ; 3d]$
$a_{4,c}$ (distance de rive non chargée)	$180^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$3 d$

(6) Des exigences concernant les détails structuraux et le contrôle des assemblages par broche sont données dans 10.4.4 .

8.7 Assemblages par tire-fonds

8.7.1 Tire-fonds chargés latéralement

(1) P L'effet de la partie filetée du tire-fond doit être considéré dans la détermination de la capacité résistante en utilisant un diamètre efficace d_{ef} .

(2) Pour les tire-fonds avec partie lisse, lorsque le diamètre de la partie filetée est égal à celui de la partie lisse, les règles données dans 8.2 relatives à la capacité résistante s'appliquent, à condition que :

- le diamètre efficace d_{ef} est pris égal au diamètre de la partie lisse ;
- la partie lisse pénètre l'élément contenant la pointe au moins de $4d$.

(3) Lorsque les conditions données dans (2) ne sont pas satisfaites, il convient de calculer la capacité résistante du tire-fond en utilisant un diamètre efficace égal à 1,1 fois le diamètre intérieur de la partie filetée.

(4) Pour les tire-fonds à partie lisse et dont le diamètre $d \leq 6 \text{ mm}$, les règles de 8.5.1 s'appliquent.

(5) Pour les tire-fonds à partie lisse et dont le diamètre $d \leq 6 \text{ mm}$, les règles de 8.3.1 s'appliquent.

(6) Les exigences pour les détails structuraux et le contrôle des assemblages par tire-fonds sont données en 10.4.5 .

8.7.2 Tire-fonds chargés axialement

(1) Il convient que les modes de rupture suivants soit vérifiés lorsque l'on établit la capacité résistante d'assemblages par tire-fonds chargés axialement :

- capacité à l'arrachement de la partie enfoncée filetée du tire-fond ;
- pour les tire-fonds utilisés en combinaison avec des plaques métalliques, il convient que la capacité à l'arrachement de la tête du tire-fond soit supérieure à la résistance en traction du tire-fond ;
- la résistance de la tête vis-à-vis de la traversée ;
- la résistance en traction du tire-fond ;
- pour les tire-fonds utilisés en combinaison avec des plaques métalliques, rupture selon la périphérie d'un groupe de tire-fonds (cisaillement de bloc).

(2) Il convient de prendre les espacements et distances minimum pour les tire-fonds chargés axialement à partir du **Tableau 8.6**.

Tableau 8.6 -Espacements et distances minimum pour des tire-fonds chargés axialement

Tire-fonds enfoncé	Espacement minimum	Distance de rive minimum
À un angle droit vis-à-vis du fil	$4d$	$4d$
En bout de fil	$4d$	$2,5d$

(3) Il convient que la longueur de pénétration minimale du côté de la pointe de la partie filetée soit $6d$.

(4) Il convient de prendre la valeur caractéristique de la capacité à l'arrachement des assemblages constitués de tire-fonds chargés axialement selon :

$$F_{ax,\alpha,Rk} = n_{ef}(\pi d l_{ef})^{0,8} f_{ax,\alpha,k} \quad \dots (8.38)$$

où :

- $F_{ax,\alpha,Rk}$ est la valeur caractéristique de la capacité résistante à l'arrachement de l'assemblage à un angle vis-à-vis du fil ;
- n_{ef} est le nombre efficace de tire-fonds ;
- d est le diamètre extérieur mesuré sur la partie crantée ;
- l_{ef} est la longueur de pénétration du côté de la pointe de la partie filetée diminuée d'un diamètre de tire-fond ;
- $f_{ax,\alpha,k}$ est la résistance caractéristique à l'arrachement à un angle vis-à-vis du fil.

(5) Il convient de prendre la valeur caractéristique de la résistance à l'arrachement à un angle vis-à-vis du fil selon :

$$f_{ax,\alpha,k} = \frac{f_{ax,k}}{\sin^2 \alpha + 1,5 \cos^2 \alpha} \quad \dots (8.39)$$

avec :

$$f_{ax,k} = 3,6 \times 10^{-3} \rho_k^{1,5} \quad \dots (8.40)$$

où :

- $f_{ax,k}$ est la valeur caractéristique de la résistance à l'arrachement à un angle vis-à-vis du fil ;
- $f_{ax,k}$ est la valeur caractéristique de la résistance à l'arrachement perpendiculairement au fil ;
- ρ_k est la masse volumique caractéristique, en kg/m.

NOTE

Les modes de rupture dans l'acier ou dans le bois autour du tire-fond sont fragiles, c'est-à-dire avec une déformation ultime faible et par conséquent ont une possibilité limitée de redistribution de contrainte.

(6) La résistance à la traversée de la tête doit être déterminée par essais, conformément à EN 1383 .

(7) Pour un assemblage constitué d'un groupe de tire-fonds chargés par une composante d'effort parallèle à la tige, le nombre efficace de tire-fonds est donné par :

$$n_{ef} = n^{0,9} \quad \dots (8.41)$$

où :

- n_{ef} le nombre efficace de tire-fonds ;
- n est le nombre de tire-fonds agissant simultanément dans un assemblage.

8.7.3 Tire-fonds chargés par une combinaison d'efforts latéraux et normaux

(1) Pour les assemblages par tire-fonds sollicités par une combinaison d'un effort normal et d'un effort latéral, il convient que l'équation (8.28) soit satisfaite.

8.8 Assemblages réalisés par plaques métalliques embouties

8.8.1 Généralités

(1) P Les assemblages réalisés par plaques métalliques embouties doivent comprendre des plaques métalliques embouties de même type et de même orientation positionnées sur chaque côté des éléments de bois.

(2) Les règles ci-dessous s'appliquent uniquement aux plaques métalliques embouties avec deux directions orthogonales.

8.8.2 Géométrie de la plaque

(1) Les symboles utilisés pour définir la géométrie d'un assemblage par plaques métalliques embouties sont donnés en **Figure 8.11** et définis comme suit :

- Direction x direction principale de la plaque ;
- Direction y perpendiculaire à la direction principale de la plaque ;
- angle entre la direction x et l'effort (traction : 0° - 90° ; compression : 90° - 180°) ;
- angle entre la direction du fil et l'effort ;
- angle entre la direction x et la ligne d'assemblage ;
- A_{ef} aire de la surface totale de contact entre la plaque et le bois, réduite de 5 mm vis-à-vis des rives du bois et d'une distance à partir des extrémités du bois dans la direction du fil de 6 fois l'épaisseur nominale de l'organe ;
- dimension de la plaque mesurée le long de la ligne d'assemblage.

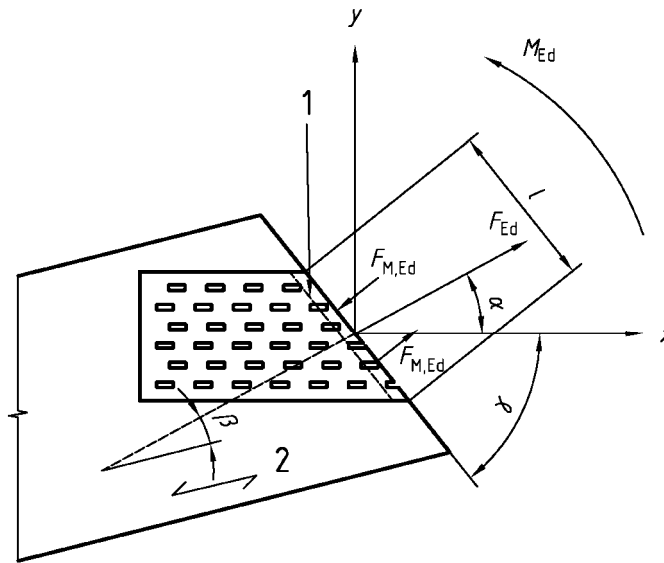
8.8.3 Propriétés en résistance de la plaque

(1) P La plaque doit avoir des valeurs caractéristiques pour les propriétés suivantes déterminées conformément à EN 14545 à partir d'essais réalisés conformément à EN 1075 :

- $f_{a,0,0}$ capacité d'ancrage par unité de surface pour $\alpha = 0^\circ$ et $\beta = 0^\circ$;
- $f_{a,90,90}$ capacité d'ancrage par unité de surface pour $\alpha = 90^\circ$ et $\beta = 90^\circ$;
- $f_{t,0}$ capacité en traction par unité de largeur de la plaque pour $\alpha = 0^\circ$;
- $f_{c,0}$ capacité en compression par unité de largeur de la plaque pour $\alpha = 0^\circ$;
- $f_{v,0}$ capacité en cisaillement par unité de largeur de la plaque pour $\alpha = 0^\circ$;
- $f_{t,90}$ capacité en traction par unité de largeur de la plaque pour $\alpha = 90^\circ$;
- $f_{c,90}$ capacité en compression par unité de largeur de la plaque pour $\alpha = 90^\circ$;
- $f_{v,90}$ capacité en cisaillement par unité de largeur de la plaque pour $\alpha = 90^\circ$;
- k_1, k_2, k_0 constantes.

(2) P Afin de calculer les capacités de calcul en traction, compression et cisaillement de la plaque, la valeur de k_{mod} doit être égale à 1,0.

Figure 8.11 -Géométrie d'une plaque métallique emboutie chargée par un effort F_{Ed} et un moment M_{Ed}



Clé :

- 1 Périimètre de l'aire efficace
- 2 Direction du fil

8.8.4 Résistances à l'ancrage de la plaque

(1) Il convient que la valeur caractéristique de la résistance d'ancrage par plaque $f_{a,\alpha,k}$ soit déduite ou bien d'essais, ou par calcul, selon :

$$f_{a,\alpha,\beta,k} = \max \begin{cases} f_{a,\alpha,0,k} - (f_{a,\alpha,0,k} - f_{a,90,90,k}) \frac{\beta}{45^\circ} \\ f_{a,0,0,k} - (f_{a,0,0,k} - f_{a,90,90,k}) \sin(\max(\alpha, \beta)) \end{cases} \quad \text{lorsque } \beta \leq 45^\circ, \text{ où} \quad \dots (8.42)$$

$$f_{a,\alpha,\beta,k} = f_{a,0,0,k} - (f_{a,0,0,k} - f_{a,90,90,k}) \sin(\max(\alpha, \beta)) \quad \text{lorsque } 45^\circ < \beta \leq 90^\circ \quad \dots (8.43)$$

(2) Il convient de prendre la valeur caractéristique de la résistance à l'ancrage par plaque parallèle au fil selon :

$$f_{a,\alpha,0,k} = \begin{cases} f_{a,0,0,k} + k_1 \alpha & \text{quand } \alpha \leq \alpha_0 \\ f_{a,0,0,k} + k_1 \alpha_0 + k_2 (\alpha - \alpha_0) & \text{quand } \alpha_0 < \alpha \leq 90^\circ \end{cases} \quad \dots (8.44)$$

Il convient que les constantes k_1 , k_2 et k_0 soit déterminées par essais d'ancrage conformément à EN 1075 et calculés selon la procédure donnée dans EN 14545 pour le type effectif de plaque.

8.8.5 Vérification en résistance de l'assemblage

8.8.5.1 Capacité d'ancrage de la plaque

(1) Il convient que la valeur de calcul de la contrainte d'ancrage $F_{t,d}$ sur une plaque métallique emboutie unique générée par un effort F_{Ed} et que la valeur de calcul de la contrainte d'ancrage $M_{t,d}$ générée par un moment M , soient prises égales à :

$$\tau_{F,d} = \frac{F_{t,Ed}}{A_{ef}} \quad \dots (8.45)$$

$$\tau_{M,d} = \frac{M_{t,Ed}}{W_p} \quad \dots (8.46)$$

avec :

$$W_p = \int_{A_{ef}} r \, dA \quad \dots (8.47)$$

où :

- $F_{t,Ed}$ est la valeur de calcul de l'effort agissant sur une plaque unique au centre de gravité de l'aire efficace (c'est-à-dire la moitié de l'effort total dans l'élément de bois) ;
- $M_{t,Ed}$ est la valeur de calcul du moment agissant sur une plaque unique au centre de gravité de l'aire efficace ;
- dA est le segment de surface de la plaque métallique emboutie ;
- r est la distance du centre de gravité de la plaque à l'élément de surface dA ;
- A_{ef} est l'aire efficace de la plaque.

(2) En alternative à l'équation (8.47), W_p peut être approximé de façon conservatrice selon :

$$W_p = \frac{A_{ef} d}{4} \quad \dots (8.48)$$

avec :

$$d = \sqrt{\left(\frac{A_{ef}}{h_{ef}}\right)^2 + h_{ef}^2} \quad \dots (8.49)$$

où :

- h_{ef} est la hauteur maximale de l'aire efficace d'ancrage perpendiculaire à la plus grande des dimensions.

(3) La pression de contact entre les éléments de bois peut être prise en compte pour réduire la valeur de F_{Ed} en compression à condition que l'espacement entre les éléments ait une valeur moyenne qui n'est pas supérieure à 1,5 mm, et une valeur maximale de 3 mm. Dans de tels cas, il convient que l'assemblage soit conçu pour une valeur de calcul minimum de l'effort en compression de $F_{A,Ed}/2$.

(4) La pression de contact entre les éléments de bois dans les joints de continuité dans les membrures en compression peut être prise en compte en vérifiant pour un effort de calcul $F_{A,Ed}$, et un moment de calcul $M_{A,Ed}$, selon les équations suivantes :

$$F_{A,Ed} = \sqrt{\left(\frac{F_{Ed}\cos\beta}{2} - \frac{3|M_{Ed}|}{2h}\right)^2 + (F_{Ed}\sin\beta)^2} \quad \dots (8.50)$$

$$M_{A,Ed} = \frac{M_{Ed}}{4} \quad \dots (8.51)$$

où :

- F_{Ed} est la valeur de calcul de l'effort normal dans la membrure (compression ou zéro) ;
- M_{Ed} est la valeur de calcul du moment dans la membrure ;
- h est la hauteur de la membrure.

(5) Il convient que l'équation suivante soit satisfaite :

$$\left(\frac{\tau_{F,d}}{f_{a,\alpha,\beta,d}}\right) + \left(\frac{\tau_{M,d}}{f_{a,0,0,d}}\right)^2 \leq 1 \quad \dots (8.52)$$

8.8.5.2 Capacité de la plaque

(1) Pour chaque interface d'assemblage, il convient que les efforts dans les deux directions principales soient pris selon :

$$F_{x,Ed} = F_{Ed} \cos \alpha \pm 2 F_{M,Ed} \sin \gamma \quad \dots (8.53)$$

$$F_{y,Ed} = F_{Ed} \sin \alpha \pm 2 F_{M,Ed} \cos \gamma \quad \dots (8.54)$$

où :

- F_{Ed} est la valeur de calcul de l'effort d'une plaque unique (c'est-à-dire la moitié de l'effort total dans l'élément de bois) ;
- $F_{M,Ed}$ est la valeur de calcul de l'effort à partir du moment M_d sur une plaque unique ($F_{M,Ed} = 2 M_{Ed} / l$).

(2) Il convient que l'équation suivante soit satisfaite :

$$\left(\frac{F_{x,Ed}}{F_{x,Rd}} \right)^2 + \left(\frac{F_{y,Ed}}{F_{y,Rd}} \right)^2 \leq 1 \quad \dots (8.55)$$

où :

- $F_{x,Ed}$ et $F_{y,Ed}$ sont les valeurs de calcul des efforts agissant selon les directions x et y ;
- $F_{x,Rd}$ et $F_{y,Rd}$ sont les valeurs de calcul correspondantes de la capacité de la plaque. Elles sont déterminées à partir des valeurs caractéristiques maximum des capacités aux sections parallèles ou perpendiculaires aux axes principaux, sur la base des équations suivantes pour les capacités caractéristiques de la plaque dans ces directions.

$$F_{x,Rk} = \max \left\{ \begin{array}{l} |f_{n,0,k} \ell \sin(\gamma - \gamma_0 \sin(2\gamma))| \\ |f_{v,0,k} \ell \cos \gamma| \end{array} \right. \quad \dots (8.56)$$

$$F_{y,Rk} = \max \left\{ \begin{array}{l} |f_{n,90,k} \ell \cos \gamma| \\ k f_{v,90,k} \ell \sin \gamma \end{array} \right. \quad \dots (8.57)$$

avec :

$$f_{n,0,k} = \begin{cases} f_{t,0,k} & \text{si } F_{x,Ed} > 0 \\ f_{c,0,k} & \text{si } F_{x,Ed} \leq 0 \end{cases} \quad \dots (8.58)$$

$$f_{n,90,k} = \begin{cases} f_{t,90,k} & \text{si } F_{y,Ed} > 0 \\ f_{c,90,k} & \text{si } F_{y,Ed} \leq 0 \end{cases} \quad \dots (8.59)$$

$$k = \begin{cases} 1 + k_v \sin(2\gamma) & \text{si } F_{x,Ed} > 0 \\ 1 & \text{si } F_{x,Ed} \leq 0 \end{cases} \quad \dots (8.60)$$

où :

- k_0 et k_v sont des constantes déterminées par des essais de cisaillement conformément à EN 1075 et calculées selon la procédure donnée dans EN 14545 pour le type de plaque envisagé.

(3) Si la plaque couvre plus de deux lignes d'assemblage sur l'élément, alors il convient que les efforts dans chaque partie droite de la ligne d'assemblage soient déterminés de telle sorte que l'équilibre soit satisfait et que l'équation donnée dans (8.55) soit satisfaite pour chaque partie droite de la ligne d'assemblage. Il convient de considérer toutes les sections critiques.

8.9 Assemblages réalisés par anneaux bois-bois ou bois-métal

(1) Pour les assemblages réalisés avec des anneaux de type A ou des anneaux de type B conformément à EN 912 et EN 14545, et avant un diamètre inférieur ou égal à 200 mm, il convient de prendre la valeur caractéristique de la capacité résistante pour un effort selon la direction du fil, $F_{v,0,Rk}$ par assembleur et par plan de cisaillement selon :

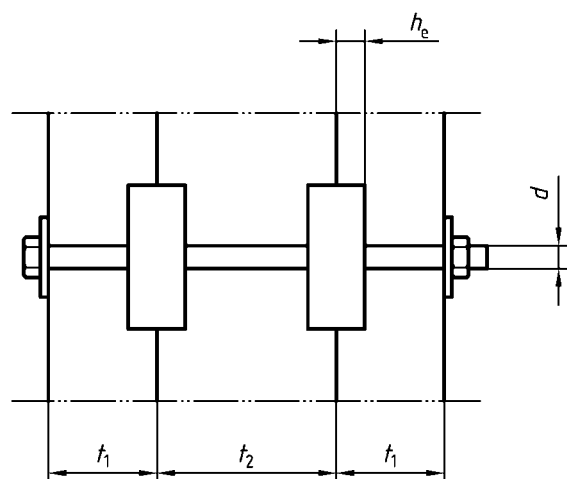
$$F_{v,0,Rk} = \min \begin{cases} k_1 k_2 k_3 k_4 (35 d_c^{1,5}) & (a) \\ k_1 k_3 h_e (31,5 d_c) & (b) \end{cases} \quad \dots (8.61)$$

où :

- $F_{v,0,Rk}$ est la valeur caractéristique de la capacité résistante parallèle au fil, en N ;
- d_c est le diamètre de l'assembleur, en mm ;
- h_e est la profondeur de pénétration, en mm ;
- k_i sont des facteurs de modification, avec $i = 1$ à 4, définis ci-dessous.

(2) Il convient que l'épaisseur des éléments de bois extérieurs soit au minimum de $2,25 h_e$ et que celle des éléments intérieurs soit au minimum de $3,75 h_e$, où h_e est la profondeur de pénétration, voir **Figure 8.12**.

Figure 8.12 -Dimensions pour les assemblages par anneaux



(3) Il convient que le facteur k_1 soit pris selon :

$$k_1 = \min \begin{cases} 1 \\ \frac{t_1}{3h_e} \\ \frac{t_2}{5h_e} \end{cases} \quad \dots (8.62)$$

(4) Il convient que le facteur k_2 , qui s'applique uniquement pour les assemblages chargés en traction (c'est-à-dire - 30° - 30°), soit pris selon :

$$k_2 = \min \begin{cases} k_a \\ \frac{a_{3,t}}{2d_c} \end{cases} \quad \dots (8.63)$$

où :

$$k_a = \begin{cases} 1,25 & \text{pour des assemblages avec un assembleur par plan de cisaillement} \\ 1,0 & \text{pour des assemblages avec plus d'un assembleur par plan de cisaillement} \end{cases} \quad \dots (8.64)$$

- $a_{3,t}$ est donné dans le **Tableau 8.7**.
- Pour les autres valeurs de k_2 , $k_2 = 1,0$.

(5) Il convient que le facteur k_3 , soit pris selon :

$$k_3 = \min \begin{cases} 1,75 \\ \frac{\rho_k}{350} \end{cases} \quad \dots (8.65)$$

où :

- ρ_k est la masse volumique caractéristique du bois, en kg/m.

(6) Il convient que le facteur k_4 , soit pris selon :

$$k_4 = \begin{cases} 1,0 & \text{pour les assemblages bois-bois} \\ 1,1 & \text{pour les assemblages bois-métal} \end{cases} \quad \dots (8.66)$$

(7) Pour les assemblages avec un assembleur par plan de cisaillement chargé en compression ($150^\circ \leq \alpha \leq 210^\circ$), La condition (a) de l'équation (8.61) peut être négligée.

(8) Pour un effort à un angle vis-à-vis du fil, il convient que la valeur caractéristique de la capacité résistante $F_{v,\alpha,Rk}$ par assembleur et par plan de cisaillement soit calculée selon l'équation suivante :

$$F_{v,\alpha,Rk} = \frac{F_{v,0,Rk}}{k_{90} \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} \quad \dots (8.67)$$

avec :

$$k_{90} = 1,3 + 0,001 d_c \quad \dots (8.68)$$

où :

- $F_{v,0,Rk}$ est la valeur caractéristique de la capacité résistante de l'assembleur pour un effort parallèle au fil conformément à l'équation (8.61) ;
- d_c est le diamètre de l'assembleur, en mm.

(9) Il convient que les espacements et distances minimum soient pris à partir du **Tableau 8.7**, avec les symboles illustrés en **Figure 8.7**

Tableau 8.7 -Espacements et distances minimum pour les anneaux

Espacements et distances (voir Figure 8.7)	Angle	Distance minimum
a_1 (parallèle au fil)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$(1,2 + 0,8 \cos \alpha) d_c$
a_2 (perpendiculaire au fil)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$1,2 d_c$
$a_{3,t}$ (distance d'extrémité chargée)	$-90^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$	$1,5 d_c$
$a_{3,c}$ (distance d'extrémité non chargée)	$90^\circ \leq \alpha < 150^\circ$	$(0,4 + 1,6 \sin \alpha) d_c$
	$150^\circ \leq \alpha < 210^\circ$	$1,2 d_c$
	$210^\circ \leq \alpha \leq 270^\circ$	$(0,4 + 1,6 \sin \alpha) d_c$
$a_{4,t}$ (distance de rive chargée)	$0^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$	$(0,6 + 0,2 \sin \alpha) d_c$
$a_{4,c}$ (distance de rive non chargée)	$180^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$0,6 d_c$

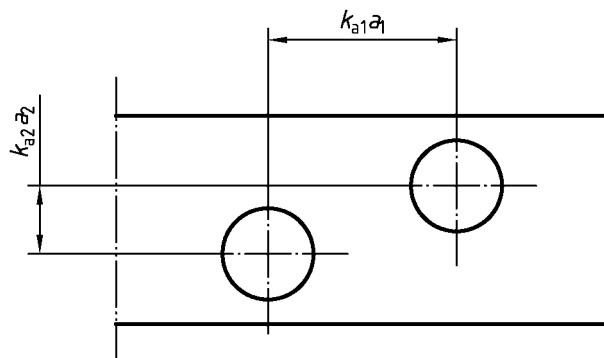
(10) Lorsque les assembleurs sont en quinconce (voir **Figure 8.13**), il convient que les espacements minimum respectivement parallèles et perpendiculaires aux directions du fil vérifient l'équation suivante :

$$(k_{a1})^2 + (k_{a2})^2 \geq 1 \quad \text{avec} \quad \begin{cases} 0 \leq k_{a1} \leq 1 \\ 0 \leq k_{a2} \leq 1 \end{cases} \quad \dots (8.69)$$

où :

- k_{a1} est un facteur de réduction pour la distance minimum a_1 parallèle au fil ;
- k_{a2} est un facteur de réduction pour la distance minimum a_2 perpendiculaire au fil.

Figure 8.13 -Distances réduites pour les assembleurs



(11) L'espacement parallèle au fil, $k_{a1} a_1$ peut être encore réduite par multiplication avec un facteur $k_{s,red}$, avec $0,5 \leq k_{s,red} \leq 1,0$, à condition que la capacité résistante soit multipliée par un facteur :

$$k_{R,red} = 0,2 + 0,8k_{s,red} \quad \dots (8.70)$$

(12) Pour une file d'assembleurs positionnés parallèlement au fil, il convient de calculer la capacité résistante dans cette direction en utilisant le nombre efficace d'assembleurs, pris selon :

$$n_{ef} = 2 + \left(1 - \frac{n}{20}\right)(n - 2) \quad \dots (8.71)$$

où :

- n_{ef} est le nombre efficace d'assembleurs ;
- n est le nombre d'assembleurs dans une file parallèle au fil.

(13) Les assembleurs sont considérés comme étant positionnés parallèles au fil lorsque $k_{a2} a_2 \geq 0,5 k_{a1} a_1$.

8.10 Assemblages réalisés par crampons

(1) Il convient que la valeur caractéristique de la capacité résistante d'assemblages réalisés par crampons soit prise égale à la somme de la capacité résistante caractéristique des crampons eux-mêmes et des boulons d'assemblage conformément à 8.5.

(2) Il convient que la valeur caractéristique de la capacité résistante $F_{v,Rk}$ par crampon pour les assembleurs de type C conformes à EN 912 (simple face : type C2, C4, C7, C9, C11, double face : type C1, C3, C5, C6, C8, C10) et EN 14545 soit calculée selon :

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} 18k_1k_2k_3d_c^{1,5} & \text{pour les simple face} \\ 25k_1k_2k_3d_c^{1,5} & \text{pour les double face} \end{cases} \quad \dots (8.72)$$

où :

- $F_{v,Rk}$ est la capacité résistante caractéristique par crampon, en N ;
- k_i sont des facteurs de modification, avec $i = 1$ à 3 ;
- d_c est :
 - le diamètre du crampon pour les types C1, C2, C6, C7, C10 et C11, en mm ;
 - la longueur de côté du crampon pour les types C5, C8 et C9, en mm ;
 - la racine carrée du produit des deux dimensions de côté pour les types C3 et C4, en mm.

(3) L'article 8.9 (2) s'applique.

(4) Il convient que le facteur k_1 soit pris selon :

$$k_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} 1 \\ \frac{t_1}{3h_e} \\ \frac{t_2}{5h_e} \end{array} \right. \quad \dots (8.73)$$

où :

- t_1 est l'épaisseur de l'élément latéral ;
- t_2 est l'épaisseur de l'élément central ;
- h_e est la profondeur de pénétration de la dent, en mm.

(5) Il convient que le facteur k_2 soit pris selon :

- Pour les types C1 à C9 :

$$k_2 = \min \left\{ \begin{array}{l} 1 \\ \frac{a_{3,t}}{1,5d_c} \end{array} \right. \quad \dots (8.74)$$

avec :

$$a_{3,t} = \max \left\{ \begin{array}{l} 1,1d_c \\ 7d \\ 80 \text{ mm} \end{array} \right. \quad \dots (8.75)$$

où :

- d est le diamètre du boulon, en mm ;
- d_c est expliqué dans (2) ci-dessus.
- Pour les types C10 et C11 :

$$k_2 = \min \left\{ \begin{array}{l} 1 \\ \frac{a_{3,t}}{2,0d_c} \end{array} \right. \quad \dots (8.76)$$

avec :

$$a_{3,t} = \max \left\{ \begin{array}{l} 1,5d_c \\ 7d \\ 80 \text{ mm} \end{array} \right. \quad \dots (8.77)$$

où :

- d est le diamètre du boulon, en mm ;
- d_c est expliqué dans (2) ci-dessus.

(6) Il convient que le facteur k_3 soit pris selon :

$$k_3 = \min \left\{ \begin{array}{l} 1,5 \\ \frac{\rho_k}{350} \end{array} \right. \quad \dots (8.78)$$

où :

- ρ_k est la masse volumique caractéristique du bois, en kg/m.

(7) Pour les crampons de types C1 à C9, il convient que les espacements et distances de rive et de bout minimaux soient pris à partir du **Tableau 8.8**, avec les symboles illustrés en **Figure 8.7**.

(8) Pour les crampons de types C10 et C11, il convient que les espacements et distances de rive et de bout minimaux soient pris à partir du **Tableau 8.9**, avec les symboles illustrés en **Figure 8.7**.

(9) Lorsque des assembleurs de types C1, C2, C6 et C7 avec une forme circulaire sont en quinconce, 8.9 (9) s'applique.

(10) Pour les boulons utilisés avec les crampons, 10.4.3 s'applique.

Tableau 8.8 -Espacements et distances minimum pour les crampons de types C1 à C9

Espacements et distances (voir Figure 8.7)	Angle	Distance minimum
a_1 (parallèle au fil)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$(1,2 + 0,3 \cos \alpha) d_c$
a_2 (perpendiculaire au fil)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$1,2 d_c$
$a_{3,t}$ (distance d'extrémité chargée)	$-90^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$	$2,0 d_c$
$a_{3,c}$ (distance d'extrémité non chargée)	$90^\circ \leq \alpha < 150^\circ$	$(0,9 + 0,6 \sin \alpha) d_c$
	$150^\circ \leq \alpha < 210^\circ$	$1,2 d_c$
	$210^\circ \leq \alpha \leq 270^\circ$	$(0,9 + 0,6 \sin \alpha) d_c$
$a_{4,t}$ (distance de rive chargée)	$0^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$	$(0,6 + 0,2 \sin \alpha) d_c$
$a_{4,c}$ (distance de rive non chargée)	$180^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$0,6 d_c$

Tableau 8.9 -Espaces et distances minimum pour des crampons de types C10 et C11

Espacement et distances (voir Figure 8.7)	Angle	Distance minimum
a_1 (parallèle au fil)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$(1,2 + 0,8 \cos \alpha) d_c$
a_2 (perpendiculaire au fil)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$1,2 d_c$
$a_{3,t}$ (distance d'extrémité chargée)	$-90^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$	$2,0 d_c$
$a_{3,c}$ (distance d'extrémité non chargée)	$90^\circ \leq \alpha < 150^\circ$	$(0,4 + 1,6 \sin \alpha) d_c$
	$150^\circ \leq \alpha < 210^\circ$	$1,2 d_c$
	$210^\circ \leq \alpha \leq 270^\circ$	$(0,4 + 1,6 \sin \alpha) d_c$
$a_{4,t}$ (distance de rive chargée)	$0^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$	$(0,6 + 0,2 \sin \alpha) d_c$
$a_{4,c}$ (distance de rive non chargée)	$180^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$0,6 d_c$

Section 9 composants et sous-systèmes

9.1 Composants

9.1.1 Poutres à âme mince collée

(1) Dans le cas où une variation linéaire des déformations selon la hauteur de la poutre est supposée, il convient que les contraintes normales dans les membrures à base de bois satisfassent les équations suivantes :

$$\sigma_{f,c,max,d} \leq f_{m,d} \quad \dots (9.1)$$

$$\sigma_{f,t,max,d} \leq f_{m,d} \quad \dots (9.2)$$

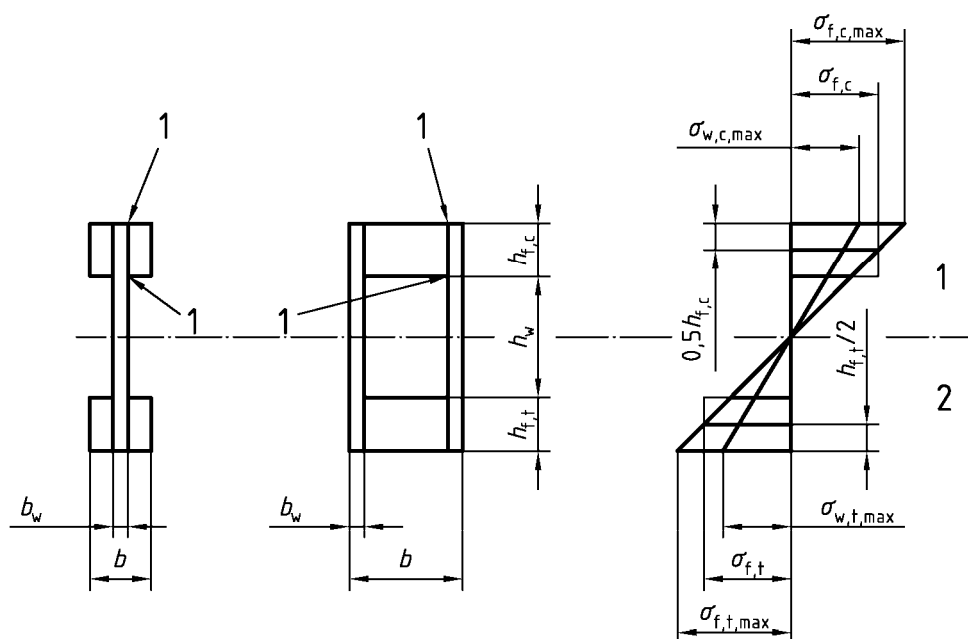
$$\sigma_{f,c,d} \leq k_c f_{c,0,d} \quad \dots (9.3)$$

$$\sigma_{f,t,d} \leq f_{t,0,d} \quad \dots (9.4)$$

où :

- $f_{c,max,d}$ est la valeur de calcul de la contrainte en compression dans la fibre extrême de la membrure ;
- $f_{t,max,d}$ est la valeur de calcul de la contrainte en traction dans la fibre extrême de la membrure ;
- $f_{c,d}$ est la valeur de calcul de la contrainte en compression moyenne dans la membrure ;
- $f_{t,d}$ est la valeur de calcul de la contrainte en traction moyenne dans la membrure ;
- k_c est un facteur qui tient compte de l'instabilité latérale.

Figure 9.1 -Poutres à membrure mince



Clé :

- 1 Compression
- 2 Traction

(3) Le facteur k_c peut être déterminé (de façon conservatrice, en particulier pour les poutres caissons) conformément à 6.3.2 avec :

$$\lambda_z = \sqrt{12} \left(\frac{\ell_c}{b} \right) \quad \dots (9.5)$$

où :

- ℓ_c est la distance entre les sections où la flèche latérale de la membrure comprimée est limitée ;
- b est donné en **Figure 9.1**.

Dans le cas où on mène une étude spécifique quant à l'instabilité latérale de la poutre considérée comme un tout, on peut supposer que $k_c = 1,0$.

(4) Il convient que les contraintes normales dans les âmes satisfassent les équations suivantes :

$$\sigma_{w,c,d} \leq f_{c,w,d} \quad \dots (9.6)$$

$$\sigma_{w,t,d} \leq f_{t,w,d} \quad \dots (9.7)$$

où :

- $\sigma_{w,c,d}$ et $\sigma_{w,t,d}$ sont les valeurs de calcul des contraintes en compression et en traction dans les âmes ;
- $f_{c,w,d}$ et $f_{t,w,d}$ sont les valeurs de calcul des résistances en compression et en traction des âmes.

(5) A moins que d'autres valeurs ne soient données, il convient que les valeurs de calcul des résistances en traction et en compression des âmes soient prises comme les valeurs de calcul des résistances en traction et en compression dans le plan.

(6) On doit vérifier que tous les joints de continuité collés ont une résistance suffisante.

(7) A moins qu'une analyse détaillée de flambement ne soit réalisée, il convient de vérifier que :

$$h_w \leq 70b_w \quad \dots (9.8)$$

et

$$F_{v,w,Ed} \leq \begin{cases} b_w h_w \left(1 + \frac{0,5(h_{f,t} + h_{f,c})}{h_w} \right) f_{v,0,d} & \text{pour } h_w \leq 35b_w \\ 35b_w^2 \left(1 + \frac{0,5(h_{f,t} + h_{f,c})}{h_w} \right) f_{v,0,d} & \text{pour } 35b_w \leq h_w \leq 70b_w \end{cases} \quad \dots (9.9)$$

où :

- $F_{v,w,Ed}$ est la valeur de calcul de l'effort tranchant agissant sur chaque âme ;
- h_w est la distance nette entre les membrures ;
- $h_{f,c}$ est la hauteur de la zone comprimée de la membrure ;
- $h_{f,t}$ est la hauteur de la zone tendue de la membrure ;
- b_w est la largeur de chaque âme ;
- $f_{v,0,d}$ est la valeur de calcul de la résistance en cisaillement co-planaire.

(8) Pour les âmes constituées de panneaux à base de bois, il convient de vérifier, pour les sections 1-1 illustrées en **Figure 9.1**, que :

$$\tau_{mean,d} \leq \begin{cases} f_{v,90,d} & \text{pour } h_f \leq 4b_{ef} \\ f_{v,90,d} \left(\frac{4b_{ef}}{h_f} \right)^{0,8} & \text{pour } h_f > 4b_{ef} \end{cases} \quad \dots (9.10)$$

où :

- $\tau_{mean,d}$ est la valeur de calcul de la contrainte en cisaillement aux sections 1-1, en supposant une distribution de contrainte uniforme ;
- $f_{v,90,d}$ est la valeur de calcul de la résistance en cisaillement co-planaire de l'âme ;
- h_f est soit $h_{f,c}$ soit $h_{f,t}$

$$b_{ef} = \begin{cases} b_w & \text{pour les poutres caissons} \\ b_w/2 & \text{pour les poutres en I} \end{cases} \quad \dots (9.11)$$

9.1.2 Poutres à semelle mince collée

(1) Cet article suppose une variation linéaire de la déformation selon la hauteur de la poutre est supposée.

(2) P Dans la vérification en résistance des poutres à semelle mince collée, il est nécessaire de considérer la distribution non uniforme des contraintes dans les semelles du fait du cisaillement et du flambement.

(3) A moins qu'une analyse plus détaillée ne soit réalisée, il convient de considérer le sous-système comme un ensemble de poutres en I ou poutre en U (voir **Figure 9.2**) en prenant les largeurs de semelle efficaces b_{ef} , comme suit :

- Pour les poutres en I

$$b_{ef} = b_{c,ef} + b_w \quad (\text{ou } b_{t,ef} + b_w) \quad \dots (9.12)$$

- Pour les poutres en U

$$b_{ef} = 0,5b_{c,ef} + b_w \quad (\text{ou } 0,5b_{t,ef} + b_w) \quad \dots (9.13)$$

Il convient que les valeurs de $b_{c,ef}$ et $b_{t,ef}$ ne soient pas supérieures à la valeur maximale calculée pour le cisaillement à partir du **Tableau 9.1**. De plus il convient que la valeur de $b_{c,ef}$ ne soit pas supérieure à la valeur maximale calculée pour le flambement de plaque à partir du **Tableau 9.1**.

(4) Il convient que les largeurs maximales efficaces des semelles dues aux effets de cisaillement et de flambement de plaque soient prises à partir du **Tableau 9.1**, où l est la portée de la poutre.

Tableau 9.1 -Largeurs maximales efficaces des semelles dues aux effets de cisaillement et de flambement de plaque

Matériau constituant la semelle	Cisaillement	Flambement de plaque
Contreplaqué, avec la direction du fil dans les plis extérieurs :		
— Parallèle aux âmes	$0,1l$	$20h_f$
— Perpendiculaire aux âmes	$0,1l$	$25h_f$
OSB	$0,15l$	$25h_f$
Panneau de particules ou panneau de fibres avec une orientation aléatoire des fibres	$0,2l$	$30h_f$

(5) A moins qu'une analyse de flambement détaillée ne soit réalisée, il convient que la largeur de la semelle non contrainte ne soit pas supérieure à deux fois la largeur efficace de la semelle due au flambement de plaque, définie selon le **Tableau 9.1**.

(6) Pour les semelles constituées à base de bois, il convient, pour les sections 1-1 d'une section de forme en I illustrée en **Figure 9.2**, de vérifier que :

$$\tau_{\text{mean,d}} \leq \begin{cases} f_{v,90,d} & \text{pour } b_w \leq 8h_f \\ f_{v,90,d} \left(\frac{8h_f}{b_w} \right)^{0,8} & \text{pour } b_w > 8h_f \end{cases} \quad \dots (9.14)$$

où :

- $\tau_{\text{mean,d}}$ est la valeur de calcul de la contrainte en traction aux sections 1-1, en supposant une distribution de contraintes uniforme ;
- $f_{v,90,d}$ est la valeur de calcul de la résistance en cisaillement co-planaire de la semelle.

Pour la section 1-1 d'une section en forme de U, il convient que les mêmes équations soient vérifiées, mais en remplaçant $8h_f$ par $4h_f$.

(7) Il convient que les contraintes normales dans les semelles, basées sur la largeur efficace de semelle adéquate, satisfassent les équations suivantes :

$$\sigma_{f,c,d} \leq f_{f,c,d} \quad \dots (9.15)$$

$$\sigma_{f,t,d} \leq f_{f,t,d} \quad \dots (9.16)$$

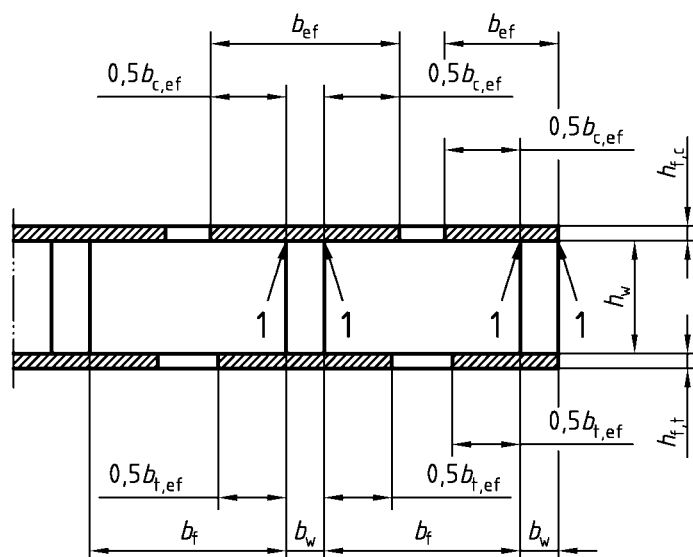
où :

- $f_{f,c,d}$ est la valeur de calcul de la contrainte en compression moyenne dans la semelle ;
- $f_{f,t,d}$ est la valeur de calcul de la contrainte en traction moyenne de la semelle ;
- $f_{f,c,d}$ est la valeur de calcul de la résistance en compression de la semelle ;
- $f_{f,t,d}$ est la valeur de calcul de la résistance en traction de la semelle.

(8) On doit vérifier que tous les joints de continuité collés ont une résistance suffisante.

(9) Il convient que les contraintes normales dans les semelles à base de bois satisfassent les équations (9.6) à (9.7) définies en 9.1.1

Figure 9.2 -Poutre à semelle mince



9.1.3 Poutres assemblées mécaniquement

- (1) P Dans le cas où la section d'un élément structural est composée de différentes parties assemblées par organes mécaniques, on doit étudier l'influence du glissement survenant au niveau des assemblages.
- (2) Il convient que les calculs soient menés en supposant une relation linéaire entre effort et déplacement.
- (3) Afin de déterminer l'espacement exigé des organes d'assemblage dans la direction longitudinale, où l'effort tranchant varie entre s_{min} et s_{max} ($4s_{min}$), il est possible d'utiliser un effort tranchant efficace s_{ef} comme suit :

$$s_{ef} = 0,75s_{min} + 0,25s_{max} \quad \dots (9.17)$$

NOTE

Une méthode pour le calcul de la capacité résistante des poutres assemblées mécaniquement est donnée en annexe B (Informative).

9.1.4 Poteaux assemblés mécaniquement et par collage

- (1) P Les déformations dues au glissement dans les assemblages, au cisaillement et à la flexion dans les traverses, les goussets, les piles et les semelles ainsi qu'aux efforts normaux dans la triangulation doivent être pris en compte lors de la vérification en résistance.

NOTE

Une méthode pour le calcul de la capacité résistante de poteaux en I ou poteaux caissons, poteaux espacés et poteaux triangulés, est donnée en Annexe C (Informative).

9.2 Sous-systèmes

9.2.1 Fermes

- (1) Pour les fermes qui sont chargées majoritairement aux noeuds, il convient de limiter la somme des taux de contrainte en flexion et en compression axiale donnés en (6.19) et (6.20) à 0,9.
- (2) Pour les éléments en compression, il convient en règle générale de prendre, pour la longueur efficace de flambement dans le cadre de la vérification en résistance dans le plan, la distance entre deux points adjacents d'inflexion.

(3) Si l'espacement entre les organes d'assemblage varie dans la direction longitudinale relative à l'effort tranchant entre $s_{\min}$ et $s_{\max}$ ($4s_{\min}$), un espacement efficace s_{ef} peut être utilisé comme suit :

- les éléments ont une longueur d'une seule travée, sans assemblage d'extrémité rigide ;
- les éléments sont continus sur deux travées ou plus et ne sont pas chargés latéralement.

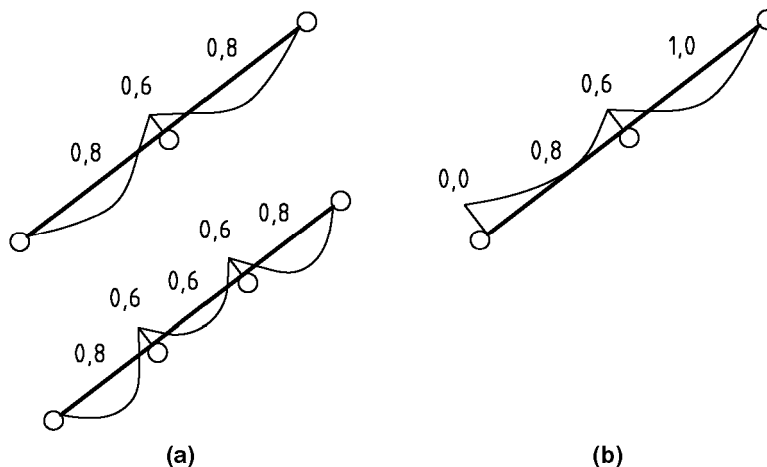
(4) Lorsqu'une analyse simplifiée est menée pour une ferme totalement triangulée et connectée par plaques métalliques embouties conformément à l'article 5.4.3, les longueurs efficaces de flambement suivantes peuvent être supposées (voir **Figure 9.3**).

- pour les éléments continus avec un chargement latéral mais sans moment d'extrémité significatif :
 - dans une travée externe : 0,8 fois la longueur de travée ;
 - dans une travée interne : 0,6 fois la longueur de travée ;
 - à un noeud : 0,6 fois la valeur maximale des longueurs de travées adjacentes ;
- pour les éléments continus avec une charge latérale et des moments d'extrémité significatifs :
 - à l'extrémité de la poutre avec moment : 0,0 (c'est-à-dire pas d'effet de flambement) ;
 - à la travée antipénultième : 1,0 fois la longueur de travée ;
 - pour les travées restantes et les noeuds : tel que décrit ci-dessus pour les éléments continus sans moment d'extrémité significatif ;
- pour tous les autres cas, 1,0 fois la longueur de travée.

Pour la vérification en résistance des éléments en compression et des assemblages, il convient d'augmenter les efforts normaux calculés de 10 %.

(5) Lorsqu'une analyse simplifiée est menée pour les fermes qui sont chargées aux noeuds, il convient de limiter les taux de contrainte en traction et en compression ainsi que la capacité des assemblages à 70 %.

Figure 9.3 - Courbes de moments et longueurs efficaces de flambement (a) Pas de moments d'extrémité significatif (b) Moments d'extrémité significatif



(6) On doit également vérifier que la stabilité latérale (hors plan) des éléments de la ferme est adéquate.

(7) Les assemblages doivent être capables de transférer les efforts qui surviennent lors de la manutention et du levage.

(8) Il convient que tous les assemblages soient capables de transférer un effort $F_{r,d}$ agissant dans n'importe quelle direction dans le plan de la ferme. Il convient que $F_{r,d}$ soit considéré comme un effort à court terme, agissant sur le bois en classe de service 2, avec la valeur :

$$F_{r,d} = 1,0 + 0,1L \quad \dots (9.18)$$

où :

- $F_{r,d}$ est en kN ;
- L est la longueur globale de la ferme, en m.

9.2.2 Fermes assemblées par plaques métalliques embouties

(1) Les fermes assemblées par plaques métalliques embouties doivent être conformes aux exigences de EN 14250 .

(2) Les exigences de 5.4.1 et 9.2.1 s'appliquent.

(3) Pour les fermes totalement triangulées dans le cas où un effort concentré de faible amplitude (par exemple une charge humaine) a une composante perpendiculaire à l'élément $1,5 \text{ kN}$, et lorsque $c_{d,d} \leq 0,4 f_{c,d}$, et $t_{d,d} \leq 0,4 f_{t,d}$, alors les exigences de 6.2.3 et 6.2.4 peuvent être remplacées par :

$$\sigma_{m,d} \leq 0,75 f_{m,d} \quad \dots (9.19)$$

(4) Il convient que le recouvrement minimum de la plaque métallique emboutie sur un élément de bois quelconque soit au moins égal à 40 mm ou un tiers de la hauteur de l'élément, en prenant la valeur maximale.

(5) Il convient que les plaques métalliques embouties utilisées dans les joints de continuité d'entrait couvrent au minimum 2/3 de la hauteur de l'élément exigée.

9.2.3 Diaphragmes de toiture et de plancher

9.2.3.1 Généralités

(1) Cette section s'applique aux diaphragmes simplement appuyés, tels que des planchers ou des toitures, assemblés à partir de plaques de matériaux à base de bois fixées par des organes métalliques à une ossature en bois.

(2) La capacité résistante des organes d'assemblage sur les rives des plaques peut être augmentée d'un facteur de 1,2 en regard des valeurs données dans la Section 8 .

9.2.3.2 Analyse simplifiée des diaphragmes de toiture et de plancher.

(1) Pour les diaphragmes qui ont un chargement uniformément réparti (voir **Figure 9.4**), il convient que la méthode simplifiée d'analyse décrite dans cette section soit utilisée à condition que :

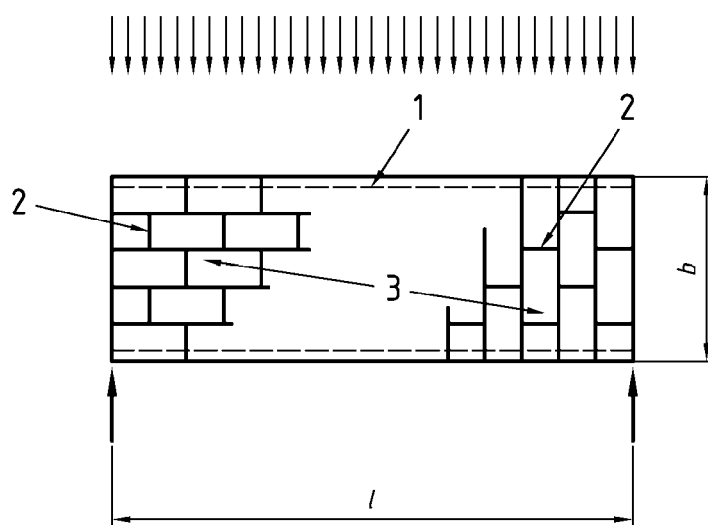
- la portée est comprise entre $2b$ et $6b$, où b est la largeur du diaphragme ;
- la condition critique en état limite ultime est la rupture dans les organes d'assemblage (et non dans les panneaux) ;
- les panneaux sont fixés conformément aux règles de détails structuraux données dans 10.8.1 .

(2) A moins qu'une analyse plus détaillée ne soit menée, il convient que les poutres de rive soient conçues pour résister au moment de flexion maximum dans le diaphragme.

(3) Il convient que les efforts tranchants dans le diaphragme soient supposés comme uniformément répartis selon la largeur du diaphragme.

(4) Lorsque les panneaux sont en quinconce, (voir **Figure 9.4**), les espacements entre pointes le long des rives de panneaux discontinus peuvent être augmentés d'un facteur de 1,5 (jusqu'à un maximum de 150 mm) sans réduction de la capacité résistante.

Figure 9.4 -Chargement d'un diaphragme et arrangement de panneaux en quinconce



Clé :

- 1 Poutre de rive
- 2 Rives discontinues
- 3 Arrangement des panneaux

9.2.4 Diaphragmes de mur

9.2.4.1 Généralités

- (1)P Les diaphragmes de mur doivent être conçus pour résister à la fois aux efforts horizontaux et verticaux auxquels ils sont sollicités.
- (2)P Le mur doit être encastré de manière adéquate afin d'éviter le déversement et le glissement.
- (3)P Les diaphragmes de mur conçus pour fournir une résistance au contreventement doivent être rigidifiés dans leur plan par des panneaux, une diagonalisation, ou des assemblages résistant aux moments.
- (4)P La résistance au contreventement d'un mur doit être déterminée soit par essai conformément à EN 594 soit par calcul, en utilisant les méthodes analytiques ou les modèles de calcul appropriés.
- (5)P Le calcul de diaphragmes de mur doit considérer à la fois la construction du matériau et l'arrangement géométrique du mur considéré.
- (6)P La réponse de diaphragme de mur aux actions doit être vérifiée afin de s'assurer que la construction reste dans des limites d'aptitude au service appropriées.
- (7) Pour les diaphragmes de mur, deux méthodes de calcul simplifiées alternatives sont données en 9.2.4.2 et 9.2.4.3

NOTE

La méthode recommandée est la méthode A donnée en 9.2.4.2. Un choix national peut être donné dans l'Annexe Nationale.

9.2.4.2 Analyse simplifiée de diaphragmes de mur - méthode A

- (1) Il convient que la méthode simplifiée donnée dans cet article ne soit appliquée que pour des diaphragmes de mur encastrés en pied, c'est-à-dire que l'élément vertical à l'extrémité est directement relié à la construction inférieure.
- (2) Il convient de déterminer la valeur de calcul de la capacité résistante $F_{v,Rd}$ (valeur de calcul de la résistance au contreventement) sous un effort F_k agissant au bord supérieur d'un panneau en porte-à-faux limité vis-à-vis du soulèvement (par des actions verticales ou par ancrage) en utilisant la méthode suivante d'analyse simplifiée de mur constitué d'un ou plusieurs panneaux, ou chaque panneau de mur consiste en une plaque fixée sur un côté d'une ossature en bois, à condition que :
 - l'espacement entre les organes d'assemblage soit constant le long de la périphérie de chaque panneau et que ;
 - la largeur de chaque panneau soit au moins égale à $h/4$.

- (3) Pour un mur constitué de plusieurs panneaux, il convient de calculer la valeur de calcul de la capacité résistante au contreventement du mur selon :

$$F_{v,Rd} = \sum F_{i,v,Rd} \quad \dots (9.20)$$

où :

- $F_{i,v,Rd}$ est la valeur de calcul de la capacité résistante du panneau conformément à 9.2.4.2 (3) et 9.2.4.2 (5).

(4) Il convient que la valeur de calcul de la capacité résistante au contreventement de chaque panneau de mur, $F_{i,v,Rd}$, conformément à la **Figure 9.5** soit calculée selon :

$$F_{i,v,Rd} = \frac{F_{f,Rd} b_i c_i}{s} \quad \dots (9.21)$$

où :

- $F_{f,Rd}$ est la valeur de calcul de la capacité latérale d'un organe d'assemblage isolé ;
- b_i est la largeur du panneau de mur ;
- s est l'espacement entre organes d'assemblage.
- et

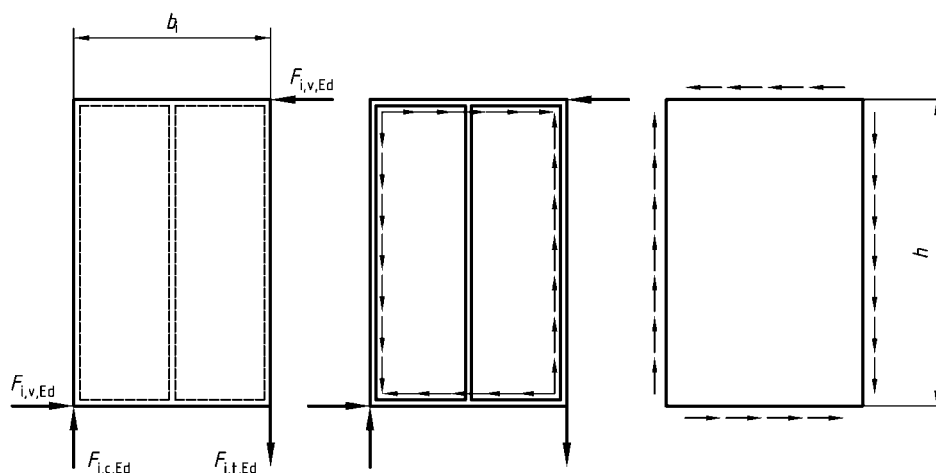
$$c_i = \begin{cases} 1 & \text{pour } b_i \geq b_0 \\ \frac{b_i}{b_0} & \text{pour } b_i < b_0 \end{cases} \quad \dots (9.22)$$

où :

- $b_0 = h / 2$
- h est la hauteur du mur.

(5) Pour les organes d'assemblage le long des rives d'une plaque isolée, il convient d'augmenter la valeur de calcul de la capacité résistante latérale d'un facteur de 1,2 en regard des valeurs correspondantes données dans la Section 8 . Lors de la détermination de l'espacement entre organes d'assemblage conformément aux exigences de la Section 8 , il convient de considérer que les rives sont non chargées.

Figure 9.5 - Efforts agissant sur un panneau de mur, sur l'ossature et sur la plaque



(6) Il convient de considérer qu'un panneau de mur qui contient une porte ou une ouverture de fenêtre n'est pas capable de contribuer à la capacité résistante totale au contreventement.

(7) Pour les panneaux de mur avec des plaques des deux côtés de l'ossature, les règles suivantes s'appliquent :

- si les plaques et les organes d'assemblage sont de même type et de même dimension, alors il convient de prendre pour la capacité résistante au contreventement du mur la somme des capacités résistantes au contreventement de chacun des deux côtés ;
- si différents types de plaques sont utilisées, 75 % de la capacité résistante du côté le plus faible peut, à moins qu'une autre valeur puisse être démontrée comme mieux appropriée, être considérée si des organes d'assemblage de même module de glissement sont utilisés. Dans les autres cas il convient de ne considérer que 50 %.

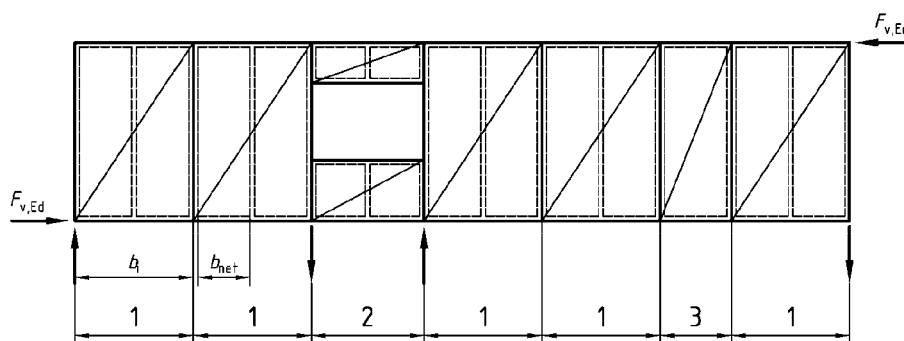
(8) Il convient que les efforts externes $F_{i,c,Ed}$ et $F_{i,t,Ed}$ conformément à la **Figure 9.5** soient déterminés selon :

$$F_{i,c,Ed} = F_{i,t,Ed} = \frac{F_{i,v,Ed} h}{b_i} \quad \dots (9.23)$$

(9) Ces efforts peuvent être soit transmis aux plaques d'un panneau de mur adjacent ou transmis aux éléments structuraux situés au-dessus ou en-dessous du panneau. Lorsque des efforts de traction sont transmis aux éléments constructifs situés en-dessous, il convient que le panneau soit ancré par des organes d'assemblage suffisamment rigides. Il convient de vérifier le flambement des éléments d'ossature conformément à 6.3.2. Lorsque les extrémités des éléments verticaux reposent sur des éléments horizontaux d'ossature, il convient de vérifier les contraintes de compression perpendiculaire dans les éléments horizontaux selon 6.1.5.

(10) Les efforts externes qui sollicitent les panneaux de mur contenant des ouvertures de portes ou de fenêtres et les panneaux de mur de plus faible largeur, voir **Figure 9.6**, peuvent être transmis de façon similaire aux éléments constructifs situés au-dessus ou en-dessous des panneaux.

Figure 9.6 -Exemple d'assemblage de panneaux de mur contenant un panneau avec une ouverture de fenêtre et un panneau de plus faible largeur



Clé :

- | | | | |
|---|----------------------------------|---|---|
| 1 | Panneau de mur (largeur normale) | 3 | Panneau de mur (la plus faible largeur) |
| 2 | Panneau de mur avec fenêtre | | |

(11) Le flambement dans le plan de la plaque peut-être négligé, à condition que $b_{net}/t \leq 100$.

où :

- b_{net} est l'espacement net entre les montants d'ossature ;
- t est l'épaisseur de la plaque.

(12) Afin de considérer que le montant central peut constituer un appui pour la plaque, il convient que l'espacement entre organes d'assemblage dans le montant central ne soit pas supérieur à deux fois l'espacement des organes d'assemblage le long des rives de la plaque.

(13) Lorsque chaque panneau constitue un élément de mur préfabriqué, il convient que le transfert des efforts tranchants entre les panneaux de mur distincts soit vérifié.

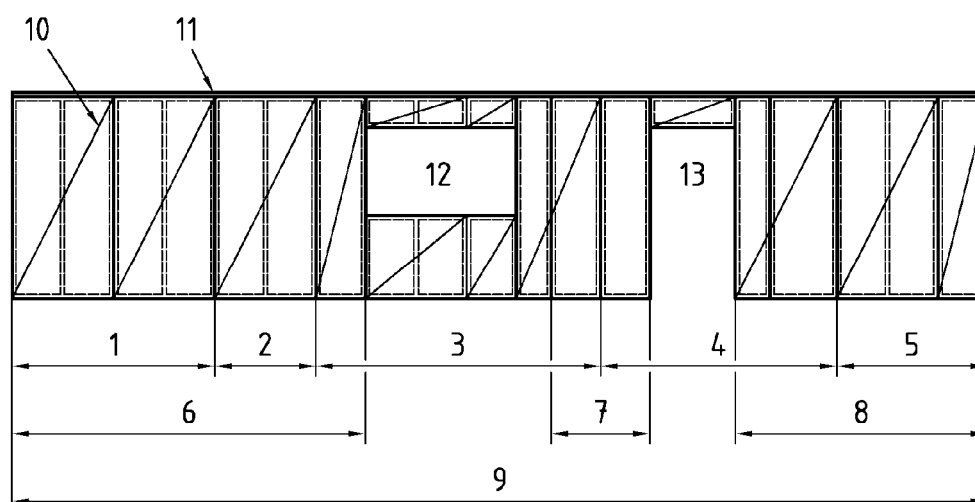
(14) Dans les zones de contact entre les montants verticaux et les montants horizontaux de bois, il convient de vérifier les contraintes de compression perpendiculaires au fil dans les éléments de bois.

9.2.4.3 Analyse simplifiée de diaphragmes de mur - méthode B

9.2.4.3.1 Construction des murs et des panneaux pour être conforme aux exigences de l'analyse simplifiée

(1) Un système de mur (voir **Figure 9.7**) est constitué d'un ou plusieurs murs, chacun d'entre eux étant constitué d'un ou plusieurs panneaux à base de bois, tels que ceux décrits en 3.5, connectés à une ossature bois.

Figure 9.7 -Exemple d'un système de mur constitué de plusieurs panneaux de mur



Clé :

- | | | | |
|----|------------------|----|------------------|
| 1 | Panneau de mur 1 | 2 | Panneau de mur 2 |
| 3 | Panneau de mur 3 | 4 | Panneau de mur 4 |
| 5 | Panneau de mur 5 | 6 | Mur 1 |
| 7 | Mur 2 | 8 | Mur 3 |
| 9 | Système de mur | 10 | Plaque |
| 11 | Lisse haute | 12 | Fenêtre |
| 13 | Porte | | |

(2) Pour qu'un panneau puisse contribuer à la résistance au contreventement dans le plan, il convient que la largeur du panneau soit au moins égale à la hauteur du panneau divisée par 4. Il convient que la liaison entre les plaques et l'ossature soit réalisée à partir de pointes ou de tire-fonds, les organes d'assemblage étant espacés uniformément sur la périphérie des plaques. Il convient que les organes d'assemblage qui sont intérieurs à la plaque ne soient pas distants de plus de deux fois l'espacement périphérique.

(3) Lorsqu'une ouverture est présente dans un panneau, il convient que les portions de panneau de part et d'autre de l'ouverture soient considérées comme des panneaux distincts.

(4) Lorsque les panneaux sont combinés pour constituer un mur :

- il convient que les traverses hautes des panneaux individuels soient chaînées par un élément ou un système qui traverse les joints entre panneaux ;
- il convient que la valeur de calcul de la résistance verticale exigée pour la liaison entre deux panneaux soit évaluée, avec un minimum requis de 2,5 kN/m ;
- il convient que les panneaux, lorsqu'ils sont liaisonnés pour constituer un mur, soient en mesure de résister aux efforts de déversement et de glissement, soit par ancrage à la structure de support, soit par application d'actions permanentes sur le mur, soit par une combinaison des deux effets.

9.2.4.3.2 Méthode de calcul

(1) Il convient que la valeur de calcul de la résistance au contreventement dans le plan $F_{v,Rd}$ vis à vis d'un effort $F_{v,Ed}$ agissant sur le bord supérieur d'un mur en porte-à-faux et qui est limité en soulèvement et glissement soit par actions verticales soit par ancrage, soit déterminé en utilisant la méthode de calcul ci-dessous pour une conception de mur définie en 9.2.4.3.1.

(2) Pour un système de mur constitué de plusieurs murs, il convient que la valeur de calcul de la résistance au contreventement dans le plan $F_{v,Rd}$ soit calculée selon :

$$F_{v,Rd} = \sum F_{i,v,Rd} \quad \dots (9.24)$$

où :

- $F_{i,v,Rd}$ est la valeur de calcul de la résistance au contreventement du mur i , conformément à (3) ci-dessous.

(3) Il convient que la valeur de calcul de la résistance au contreventement du mur i , $F_{i,v,Rd}$, soit calculée selon :

$$F_{i,v,Rd} = \frac{F_{f,Rd} b_i}{s_0} k_d k_{i,q} k_s k_n \quad \dots (9.25)$$

où :

- $F_{f,Rd}$ est la valeur de calcul de la capacité résistante latérale d'un organe d'assemblage isolé ;
- b_i est la longueur du mur, en m ;
- s_0 est l'espacement de base entre organes d'assemblage, voir (4) ci-dessous ;
- k_d est un facteur de dimension pour le panneau, voir (4) ci-dessous ;
- $k_{i,q}$ est un facteur de chargement réparti pour le mur i , voir (4) ci-dessous ;
- k_s est un facteur d'espacement entre organes d'assemblage, voir (4) ci-dessous ;
- k_n est un facteur relatif au matériau constituant les plaques, voir (4) ci-dessous.

(4) Il convient que les valeurs de s_0 , k_d , $k_{i,q}$, k_s et k_n soient calculées selon :

$$s_0 = \frac{9\,700d}{\rho_k} \quad \dots (9.26)$$

où :

- d est le diamètre de l'organe d'assemblage, en mm ;
- ρ_k est la masse volumique caractéristique de l'ossature en bois.

$$k_d = \begin{cases} \frac{b_i}{h} & \text{pour } \frac{b_i}{h} \leq 1,0 & (a) \\ \left(\frac{b_i}{h}\right)^{0,4} & \text{pour } \frac{b_i}{h} > 1,0 \text{ et } b_i \leq 4,8 \text{ m} & (b) \\ \left(\frac{4,8}{h}\right)^{0,4} & \text{pour } \frac{b_i}{h} > 1,0 \text{ et } b_i > 4,8 \text{ m} & (c) \end{cases} \quad \dots (9.27)$$

où

- h est la hauteur du mur, en m.

$$k_{i,q} = 1 + \left(0,083q_i - 0,0008q_i^2 \right) \left(\frac{2,4}{b_i} \right)^{0,4} \quad \dots (9.28)$$

où

- q_i est la charge verticale uniformément répartie agissant sur le mur, en kN/m, avec $q_i \geq 0$, voir (5) ci-dessous ;

$$k_s = \frac{1}{0,86 \frac{s}{s_0} + 0,57} \quad \dots (9.29)$$

où

- s est l'espacement entre organes d'assemblage sur la périphérie des plaques.

$$k_n = \begin{cases} 1,0 & \text{pour un voile travaillant simple face} & (a) \\ \frac{F_{i,v,Rd,max} + 0,5F_{i,v,Rd,min}}{F_{i,v,Rd,max}} & \text{pour un voile travaillant double face} & (b) \end{cases} \quad \dots (9.30)$$

où :

- $F_{i,v,Rd,max}$ est la valeur de calcul de la résistance au contreventement du voile le plus résistant ;
- $F_{i,v,Rd,min}$ est la valeur de calcul de la résistance au contreventement du voile le plus faible.

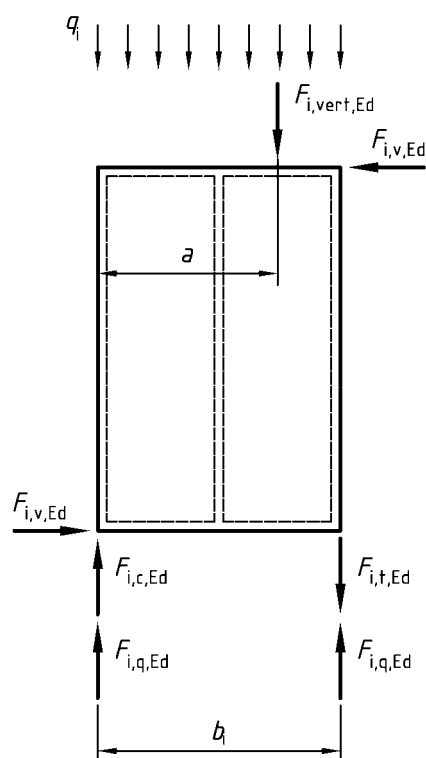
(5) Il convient que la charge verticale équivalente, q_i , utilisée pour calculer $k_{i,q}$ soit déterminée en utilisant uniquement les actions permanentes et tout effet résultant du vent simultanément aux actions équivalentes provenant des efforts concentrés, y compris les efforts d'ancrage qui agissent sur le panneau. Pour la calcul de $k_{i,q}$, il convient que les efforts verticaux concentrés soient convertis en charge répartie équivalente, sous hypothèse que le mur est un corps solide, par exemple pour la charge $F_{i,vert,Ed}$ agissant sur le mur tel qu'illustré en **Figure 9.8**

$$q_i = \frac{2aF_{i,vert,Ed}}{b_i^2} \quad \dots (9.31)$$

où :

- a est la distance horizontale entre l'effort F et le bord du mur sous le vent ;
- b est la longueur du mur.

Figure 9.8 -Détermination d'une action verticale équivalente q_i et des efforts de réaction à partir d'actions verticales et horizontales



(6) Il convient que les efforts externes $F_{i,c,Ed}$ et $F_{i,t,Ed}$ (voir **Figure 9.8**) à partir de l'action horizontale $F_{i,v,Ed}$ sur le mur i soit déterminés selon :

$$F_{i,c,Ed} = F_{i,t,Ed} = \frac{F_{i,v,Ed}h}{b_i} \quad \dots (9.32)$$

où :

- h est la hauteur du mur.

Ces efforts externes peuvent être transférés au panneau adjacent via la liaison verticale entre panneaux ou via la construction qui se situe au-dessus et en dessous du panneau. Lorsque des efforts de traction sont transférés à la construction en dessous du panneau, il convient que celui-ci soit ancré par des organes d'assemblage rigides. Il convient que les efforts de compression dans les éléments verticaux soient vérifiés au flambement conformément à 6.3.2. Lorsque les extrémités des éléments verticaux reposent sur des éléments horizontaux, il convient que les contraintes de compression perpendiculaire au fil dans les éléments horizontaux soient vérifiées conformément à 6.1.5.

(7) Le flambement des plaques sous l'action de l'effort tranchant $F_{v,Ed}$ peut être négligé à condition que :

$$\frac{b_{net}}{t} \leq 100 \quad \dots (9.33)$$

où :

- b_{net} est la distance entre les éléments verticaux de l'ossature bois ;
- t est l'épaisseur du voile travaillant.

9.2.5 Contreventement

9.2.5.1 Généralités

(1)P Les structures qui ne sont pas suffisamment rigidifiées par ailleurs doivent être contreventées afin d'éviter l'instabilité ou une déformation excessive.

(2)P Les contraintes causées par les imperfections géométriques et structurales, ainsi que par les flèches induites (comprenant la contribution de chaque glissement d'assemblage) doivent être considérées.

(3)P Les efforts de contreventement doivent être déterminés sur la base de la combinaison la plus défavorable des imperfections structurales et des flèches induites.

9.2.5.2 Éléments simples en compression

(1) Pour les éléments simples en compression, nécessitant des appuis latéraux à intervalles a (voir **Figure 9.9**), il convient que les déviations initiales de rectitude entre appuis soit inférieures à $a/500$ pour des éléments en bois lamellé collé ou en LVL, et $a/300$ pour les autres éléments.

(2) Il convient que chaque appui intermédiaire ait une rigidité de ressort minimale C :

$$C = k_s \frac{N_d}{a} \quad \dots (9.34)$$

où :

- k_s est un facteur de modification ;
- N_d est la valeur de calcul de l'effort de compression moyen dans l'élément ;
- a est la longueur de travée (voir **Figure 9.9**).

NOTE

Pour k_s , voir la note en 9.2.5.3 (1)

(3) Il convient que la valeur de calcul de l'effort de stabilisation F_d à chaque appui soit, au minimum pris égal à :

$$F_d = \begin{cases} \frac{N_d}{k_{f,1}} & \text{pour le bois massif} \\ \frac{N_d}{k_{f,2}} & \text{pour le bois lamellé collé et le LVL} \end{cases} \quad \dots (9.35)$$

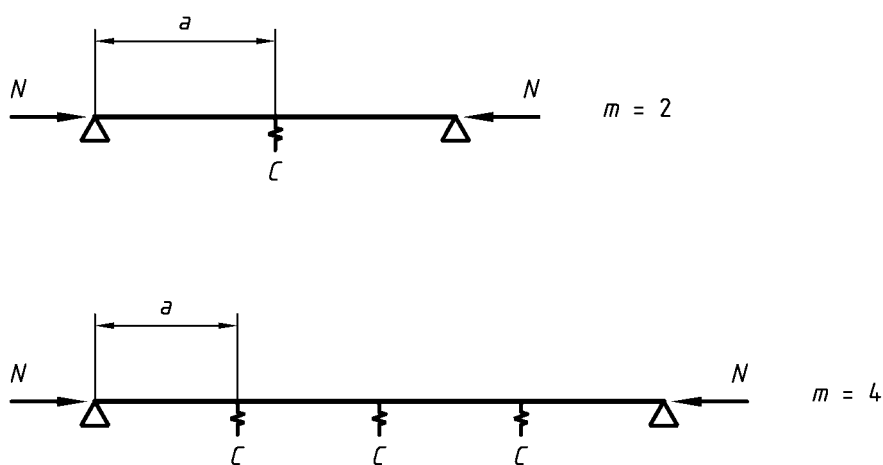
où :

- $k_{f,1}$ et $k_{f,2}$ sont des facteurs de modification.

NOTE

Pour $k_{f,1}$ et $k_{f,2}$, voir la note en 9.2.5.3 (1).

Figure 9.9 -Exemples d'éléments simples en compression contreventés par les appuis latéraux



(4) Il convient que la valeur de calcul de l'effort de stabilisation F_d pour la membrure en compression d'une poutre rectangulaire soit déterminée conformément à 9.2.5.2(3)

où :

$$N_d = \left(1 - k_{crit}\right) \frac{M_d}{h} \quad \dots (9.36)$$

Il convient que la valeur de k_{crit} soit déterminée à partir de 6.3.3 (4) pour la poutre non contreventée, où M_d est la valeur de calcul du moment maximum dans la poutre de hauteur h .

9.2.5.3 Contreventement de systèmes à base de poutres ou de fermes

(1) Pour une série de n éléments parallèles qui nécessitent des appuis latéraux à des noeuds intermédiaires A,B, etc., (voir **Figure 9.10**) il convient de mettre en oeuvre un système de contreventement qui, en addition des effets dus à une charge horizontale externe (par exemple vent), soit capable de résister à une charge de stabilité interne par unité de longueur q , selon :

$$q_d = k_{\ell} \frac{n N_d}{k_{f,3} \ell} \quad \dots (9.37)$$

où :

$$k_{\ell} = \min \left\{ \begin{array}{l} 1 \\ \sqrt{\frac{15}{\ell}} \end{array} \right. \quad \dots (9.38)$$

- N_d est la valeur de calcul de l'effort de compression moyen dans l'élément ;
- ℓ est la portée globale du système, en m ;
- $k_{f,3}$ est un facteur de modification.

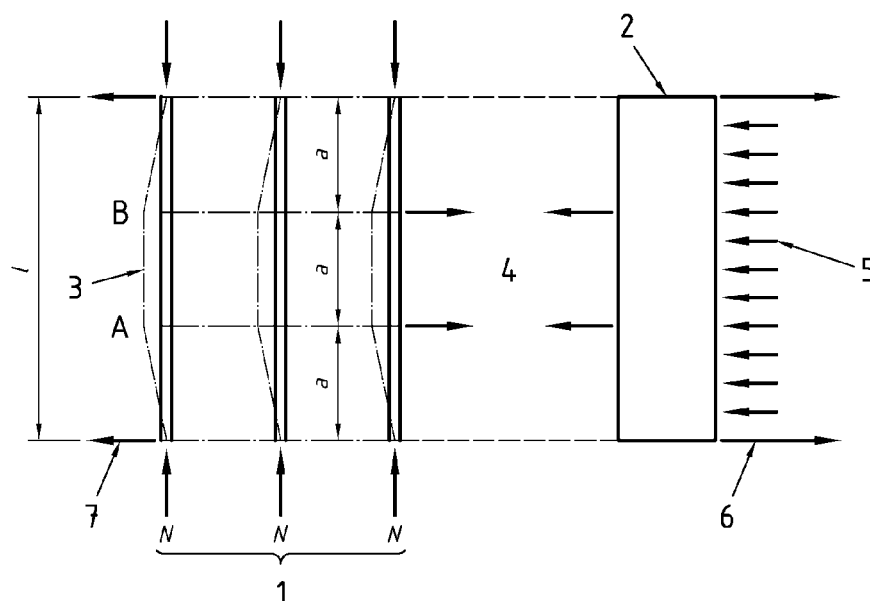
NOTE

Les valeurs des facteurs de modification k_s , $k_{f,1}$, $k_{f,2}$ et $k_{f,3}$ dépendent d'influences telles que la mise en oeuvre, la portée, etc. Des niveaux de valeurs sont donnés dans le **Tableau 9.2**, où les valeurs recommandées sont soulignées. Un choix national peut être donné dans les Annexes Nationales.

Tableau 9.2 -Valeurs recommandées pour les facteurs de modification

Facteur de modification	Plage de variation
k_s	<u>4</u> à 1
$k_{f,1}$	<u>50</u> à 80
$k_{f,2}$	<u>80</u> à 100
$k_{f,3}$	<u>30</u> à 80

(2) Il convient que la flèche horizontale du système de contreventement, due à un effort q_d et à tout autre effort externe (par exemple vent), soit inférieure ou égale à $l/500$.

Figure 9.10 -Système à base de poutres ou de fermes nécessitant des appuis latéraux**Clé :**

- 1 n éléments
- 2 Contreventement
- 3 Flèche du système de fermes due aux imperfections et effets du second ordre
- 4 Efforts de stabilisation
- 5 Charge externe sur le contreventement
- 6 Efforts de réaction du contreventement dus aux charges externes
- 7 Efforts de réaction du système de fermes dus aux efforts de stabilisation

Section 10 détails structuraux et contrôle

10.1 Généralités

(1) P Les éléments énoncés dans cette section sont des exigences pré-requises pour puissent être appliquées les règles de calcul de la présente norme.

10.2 Matériaux

(1) Il convient que les déviations de rectitude mesurées à mi distance des appuis, pour les poteaux et les poutres sujets à une instabilité latérale, ou les éléments dans les structures triangulées soient limités à 1/500 de la portée pour les éléments en bois lamellé collé ou en LVL et 1/300 de la portée pour le bois massif. Les limitations de gauchissement (ou courbure) dans la plupart des règles de classement structural sont inadéquates à la sélection d'un matériau pour ces éléments et, par conséquent, il convient d'apporter une attention particulière à leur rectitude.

(2) Il convient que les composants en bois et à base de bois ainsi que les éléments structuraux ne soient pas exposés de façon non nécessaire à des conditions climatiques plus sévères que celles qui sont attendues dans la structure définitive.

(3) Avant d'être utilisé dans la construction, il convient que le bois soit séché aussi bien que possible au niveau d'humidité qui est approprié en regard de la condition climatique de la structure définitive. Dans le cas où les effets d'un retrait au séchage sont considérés comme négligeables, ou si certains éléments de la structure qui sont endommagés de façon inacceptable peuvent être remplacés, des taux d'humidité plus élevés peuvent être acceptés lors du levage à condition que soit assuré le séchage du bois au taux d'humidité souhaité.

10.3 Assemblages par collage

(1) Lorsque la résistance du joint de collage est une exigence pour le calcul aux états limites ultimes, il convient que la fabrication des assemblages par collage soit sujette à un contrôle de qualité, afin de s'assurer que la fiabilité et la qualité de l'assemblage soient en accord avec les spécifications techniques.

(2) Il convient de respecter les recommandations du fabricant d'adhésifs eu égard au mixage, aux conditions d'environnement pour l'application et au nettoyage, à l'humidité des éléments et à tout facteur considéré comme d'importance pour une utilisation adéquate de l'adhésif.

(3) Pour les adhésifs qui exigent une période de conditionnement après l'application initiale avant d'atteindre leur pleine résistance, il convient de restreindre l'application des charges à l'assemblage pour le temps nécessaire.

10.4 Assemblages réalisés par organes mécaniques

10.4.1 Généralités

(1) P Les flaches, fentes, noeuds et autres défauts doivent être limités dans la zone de l'assemblage de telle sorte que la capacité résistante de l'assemblage ne soit pas réduite.

10.4.2 Pointes

(1) A moins d'autres spécifications, il convient que les pointes soient enfoncées perpendiculairement au fil et à une profondeur telle que les surfaces des têtes de pointes affleurent la surface du bois.

(2) A moins d'autres spécifications, il convient que le clouage lardé soit réalisé conformément à la **Figure 8.8b**.

(3) Il convient que le diamètre des avant-trous n'excède par $0,8d$, où d est le diamètre de la pointe.

10.4.3 Boulons et rondelles

(1) Il convient que les trous de boulons dans le bois aient un diamètre qui ne soit pas supérieur de plus d'1 mm à celui du boulon. Il convient que les trous de boulons dans les plaques métalliques aient un diamètre qui ne soit pas supérieur de plus de 2 mm ou $0,1d$ (en considérant la valeur maximale) vis-à-vis de celui du boulon.

(2) Il convient d'utiliser sous la tête du boulon et sous l'écrou des rondelles qui ont une longueur latérale ou un diamètre au minimum égal à $3d$ et une épaisseur au minimum égale à $0,3d$. Il convient que les rondelles puissent s'enfoncer uniformément dans le bois.

(3) Il convient que les boulons et les tire-fonds soient ajustés de telle sorte que les éléments s'assemblent précisément, et il convient qu'ils soient resserrés si nécessaire lorsque le bois a atteint son humidité d'équilibre afin de s'assurer que la capacité résistante et la rigidité de la structure soient maintenues.

(4) Les exigences de diamètre minimum données dans le **Tableau 10.1** s'appliquent aux boulons utilisés avec les assembleurs, avec :

- d_c est le diamètre de l'assembleur, en mm ;
- d est le diamètre du boulon, en mm ;
- d_1 est le diamètre du trou central de l'assembleur.

Tableau 10.1 -Exigences pour les diamètres de boulons utilisés avec les assembleurs

Type d'assembleur EN 912	d_c [mm]	d Minimum [mm]	d maximum [mm]
A – A5	≤ 130	12	24
A1, A4, A5	> 130	$0,1d_c$	24
B		$d_1 - 1$	d_1

10.4.4 Broches

(1) Il convient que le diamètre minimal des broches soit de 6 mm. Il convient que les tolérances sur le diamètre des broches soit - 0/+ 0,1 mm. Il convient que les avant-trous dans les éléments de bois aient un diamètre inférieur ou égal à celui de la broche.

10.4.5 Tire-fonds

(1) Pour les tire-fonds dans les résineux avec un diamètre de la partie lisse $d \geq 6$ mm, les avant-trous ne sont pas exigés. Pour tous les tire-fonds dans les bois feuillus et pour les tire-fonds dans les bois résineux dont le diamètre $d \geq 6$ mm, un avant-trou est exigé, avec les exigences suivantes :

- il convient que le trou de guidage pour la partie lisse ait le même diamètre que la partie lisse du tire-fond et la même longueur que la longueur de la partie lisse ;
- il convient que le trou de guidage pour la partie filetée ait un diamètre approximativement égal à 70 % du diamètre de la partie

lisse.

(2) Pour les bois dont la masse volumique excède 500 kg/m, il convient que le diamètre d'avant-trou soit déterminé par essais.

10.5 Sous-systèmes

(1) Il convient que la structure soit assemblée de telle sorte que les sur-contraintes dans les éléments ou les assemblages soient évitées. Il convient de remplacer les éléments qui sont gauchis, fendus ou mal positionnés au niveau des assemblages.

10.6 Transport et levage

(1) Il convient d'éviter les sur-contraintes pour les éléments au cours du stockage, du transport ou du levage. Dans le cas où la structure est chargée ou appuyée d'une manière différente lors de la construction de celle qui sera effective dans le bâtiment définitif, il convient de considérer la condition temporaire comme un cas de charge, en incluant toutes les actions dynamiques potentielles. Dans le cas d'ossatures structurales, par exemple d'arcs, portiques, il convient de porter une attention particulière afin d'éviter les distorsions pouvant survenir lors du levage à partir de la position horizontale jusqu'à la position verticale.

10.7 Contrôle

(1) Il convient qu'il y ait un plan de contrôle comprenant :

- contrôle de la production et de la main d'oeuvre en usine et sur site ;
- contrôle après mise en place de la structure.

NOTE 1

Le contrôle de la construction est supposé inclure :

- des essais préliminaires, par exemple des essais pour l'aptitude des matériaux et des méthodes de production ;
- une vérification des matériaux et leur identification, par exemple :
 - pour les matériaux bois et à base de bois : essence, marquage, traitement et humidité ;
 - pour les constructions collées : type d'adhésif, process de production, qualité des joints de collage ;
 - pour les organes d'assemblage : type, protection vis-à-vis de la corrosion ;
- transport, site de stockage et manutention des matériaux ;
- vérification des dimensions et de la géométrie ;
- vérification de l'assemblage et du levage ;
- vérification des détails structuraux, par exemple :
 - nombre de pointes, boulons, etc. ;
 - dimension des trous et avant-trous ;
 - espacements et distances de rives et d'extrémité des éléments ;
 - fendage ;
- vérification finale du résultat du process de production, par exemple via une inspection visuelle ou une charge d'épreuve.

NOTE 2 Un programme de contrôle est supposé spécifier les mesures de contrôle (inspection et maintenance) qui doivent être menées en service lorsque la conformité à long terme vis-à-vis des hypothèses de base du projet n'est pas assurée de manière adéquate.

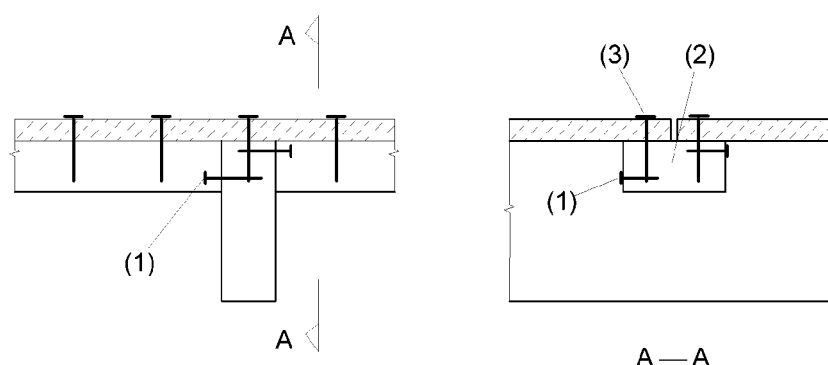
NOTE 3 Toutes les informations exigées pour l'utilisation en service et la maintenance d'une structure sont supposées être disponibles vis-à-vis des personnes de l'autorité qui détient la responsabilité de la structure définitive.

10.8 Règles spéciales pour les structures de diaphragmes

10.8.1 Diaphragmes de plancher et de toiture

(1) La méthode simplifiée d'analyse donnée en 9.2.3.2 suppose que les panneaux qui ne sont pas supportés par des solives ou des chevrons sont assemblés entre eux par exemple au moyen de liteaux tels qu'illustrés en **Figure 10.1**. Il convient d'utiliser des pointes non lisses, tel que défini dans EN 14592, ou des tire-fonds, avec un espacement maximum sur la périphérie des panneaux de 150 mm. Pour les autres éléments, il convient que l'espacement maximal soit de 300 mm.

Figure 10.1 -Exemples d'assemblage de panneaux non supportés par une solive ou une ferme



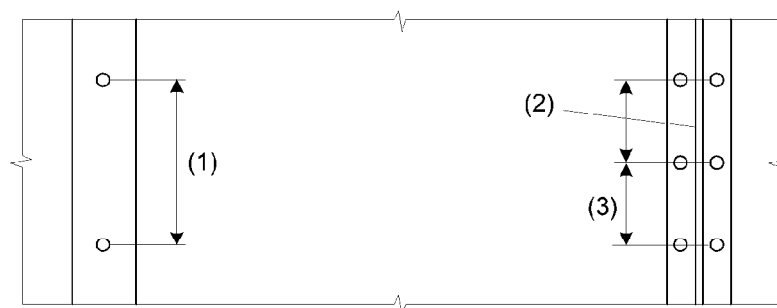
Clé :

- (1) Liteaux assemblés par clouage lardé aux solives ou aux chevrons
- (2) Liteaux
- (3) Panneautage cloué aux liteaux

10.8.2 Diaphragmes de mur

(1) La méthode simplifiée d'analyse donnée en 9.2.4.2 et 9.2.4.3 suppose que la fixation des panneaux est assurée par des organes d'assemblage qui ont un espacement maximal sur les périphéries de 150 mm pour les pointes, et 200 mm pour les tire-fonds. Sur les montants intérieurs, il convient que l'espacement maximum ne soit pas supérieur à deux fois l'espacement sur la périphérie ou 300 mm, en considérant la valeur inférieure. Voir **Figure 10.2**.

Figure 10.2 -Fixations des panneaux



Clé :

- (1) Espacement maximal des pointes de 300 mm pour les montants intermédiaires
- (2) Rive du panneau
- (3) Espacement maximal des pointes de 150 mm

10.9 Règles spéciales pour les fermes assemblées par plaques métalliques embouties

10.9.1 Fabrication

NOTE

Les exigences relatives à la fabrication des fermes sont données dans EN 14250.

10.9.2 Levage

(1) Il convient que les fermes soient vérifiées eu égard à leur rectitude et à leur alignement vertical en préalable de la fixation d'un contreventement permanent.

(2) Lorsque les fermes sont fabriquées, il convient que les éléments soient exempts de distorsions en deçà des limites données dans EN 14250. Par contre, si les éléments qui ont été déformés pendant la période entre la fabrication et le levage peuvent être

rectifiés sans endommagement du bois ou des assemblages et maintenus rectilignes, la ferme peut être considérée comme satisfaisante à l'usage.

(3) Il convient que le gauchissement maximal a_{bow} de tout élément de ferme après levage soit limité. A condition que celle-ci soit sécurisée dans la toiture définitive afin d'éviter que ce gauchissement augmente, il convient de considérer la valeur maximale autorisée de gauchissement comme $a_{\text{bow, perm}}$.

NOTE

La plage recommandée de $a_{\text{bow, perm}}$ est de 10 à 50 mm. Un choix national peut être effectué dans les Annexes Nationales.

(4) Il convient que la déviation maximale a_{dev} d'une ferme par rapport à la verticale après levage soit limité. Il convient de considérer la valeur maximale autorisée de déviation à partir de l'alignement vertical réel comme $a_{\text{dev, perm}}$.

NOTE

La plage recommandée de $a_{\text{dev, perm}}$ est de 10 à 50 mm. Un choix national peut être effectué dans les Annexes Nationales.

Annexe A (informative) cisaillement de bloc des assemblages bois-métal multiples de type tige

(5) Pour les assemblages bois-métal comprenant des organes de type tige multiples et ayant une composante de l'effort parallèle au fil et localisé à proximité de l'extrémité de l'élément en bois, il convient de prendre la valeur caractéristique de la capacité de cisaillement en bloc représentant la rupture le long du périmètre du groupe d'organes, tel qu'illustré en **Figure A.1** et **Figure A.2**, selon :

$$F_{\text{bs,Rk}} = \max \begin{cases} 1,5 A_{\text{net,t}} f_{\text{t},0,\text{k}} \\ 0,7 A_{\text{net,v}} f_{\text{v},\text{k}} \end{cases} \quad \dots \text{ (A.1)}$$

avec :

$$A_{\text{net,t}} = L_{\text{net,t}} t_1 \quad \dots \text{ (A.2)}$$

$$A_{\text{net,v}} = \begin{cases} L_{\text{net,v}} t_1 & \text{pour les modes de rupture (e, f, j/l, k, m)} \\ L_{\text{net,v}} (L_{\text{net,t}} + 2t_{\text{ef}}) & \text{pour les autres modes de rupture} \end{cases} \quad \dots \text{ (A.3)}$$

et :

$$L_{\text{net,v}} = \sum_i l_{\text{v},i} \quad \dots \text{ (A.4)}$$

$$L_{\text{net,t}} = \sum_i l_{\text{t},i} \quad \dots \text{ (A.5)}$$

Pour les plaques métalliques fines (pour les modes de rupture indiqués entre parenthèses) :

$$t_{\text{ef}} = \begin{cases} 0,4 t_1 & \text{(a)} \\ 1,4 \sqrt{\frac{M_{\text{y,Rk}}}{d f_{\text{h,k}}}} & \text{(b)} \end{cases} \quad \dots \text{ (A.6)}$$

Pour les plaques métalliques épaisses (pour les modes de rupture indiqués entre parenthèses) :

$$t_{ef} = \begin{cases} 2 \sqrt{\frac{M_{y,Rk}}{f_{h,k} d}} & (d)(h) \\ t_1 \left[\sqrt{2 + \frac{M_{y,Rk}}{f_{h,k} d t_1^2}} - 1 \right] & (c)(g) \end{cases} \quad \dots (A.7)$$

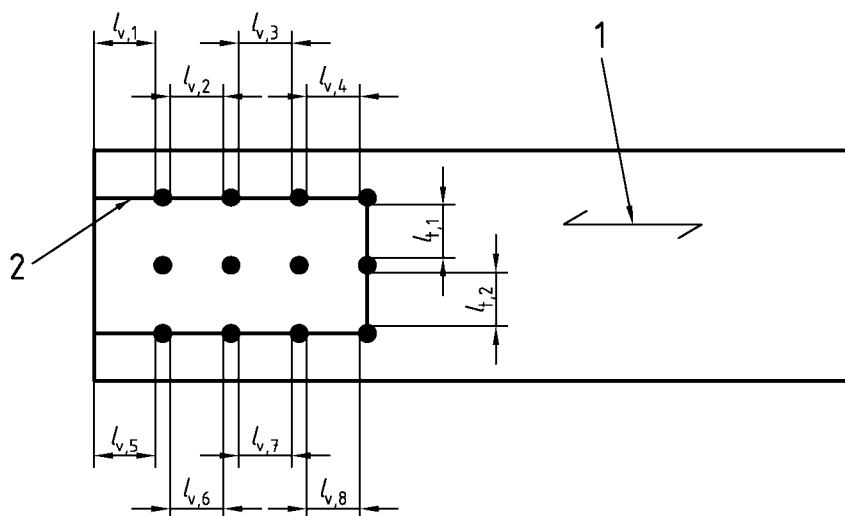
où :

- $F_{bs,Rk}$ est la valeur caractéristique de la capacité de cisaillement en bloc ;
- $A_{net,t}$ est la section résiduelle perpendiculaire au fil ;
- $A_{net,v}$ est la section résiduelle en cisaillement dans la direction parallèle au fil ;
- $L_{net,t}$ est la largeur résiduelle de la section perpendiculaire au fil ;
- $L_{net,v}$ est la longueur résiduelle de la surface de rupture en cisaillement, voir **Figure A.1** ;
- $l_{v,i}$, $l_{t,i}$ sont définis en **Figure A.1** ;
- t_1 est l'épaisseur de l'élément de bois ou la longueur de pénétration de l'organe d'assemblage ;
- t_{ef} est l'épaisseur efficace qui dépend du mode de rupture, voir **Figure 8.3** ;
- $M_{y,Rk}$ est la valeur caractéristique du moment d'écoulement plastique de l'organe ;
- d est le diamètre de l'organe ;
- $f_{t,0,k}$ est la valeur caractéristique de la résistance en traction de l'élément de bois ;
- $f_{v,k}$ est la valeur caractéristique de la résistance au cisaillement de l'élément de bois ;
- $f_{h,k}$ est la valeur caractéristique de la portance locale de l'élément de bois.

NOTE

Les modes de rupture associés aux équations (A.3), (A.6), (A.7) sont illustrés en **Figure 8.3**.

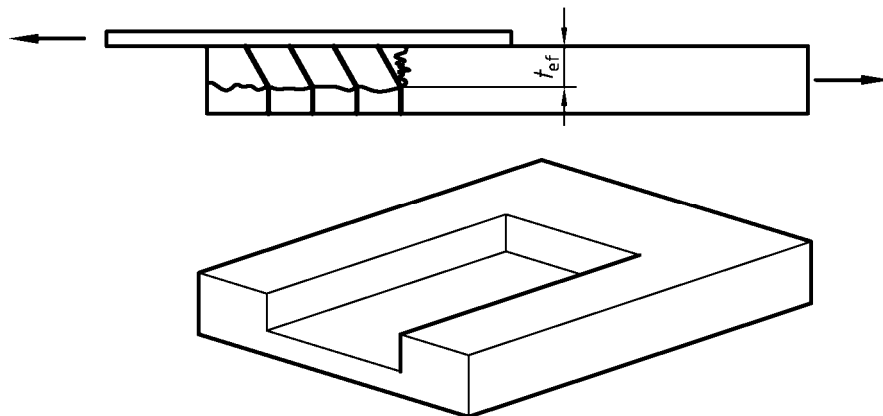
Figure A.1 -Rupture par cisaillement de bloc



Clé :

- 1 Direction du fil
- 2 Ligne de rupture

Figure A.2 -Rupture par cisaillement de bloc partiel dû à la flexion/rotation des tiges.



Annexe B (informative) poutres assemblées mécaniquement

B.1 analyse simplifiée

B.1.1 sections

(1) Les sections illustrées en **Figure B.1** sont considérées dans cette annexe.

B.1.2 hypothèses

(1) La méthode de calcul est basée sur la théorie de l'élasticité linéaire et sur les hypothèses suivantes :

- les poutres reposent sur appuis simples avec une portée . Pour les poutres continues les équations peuvent être utilisées avec égal à 0,8 de la portée à considérer et pour les poutres en porte-à-faux avec égal à deux fois la longueur du porte-à-faux ;
- les parties individuelles (bois, panneaux à base de bois) sont soit de pleine portée, soit réalisées avec des joints de continuité collés ;

- les parties individuelles sont assemblées entre elles par organes mécaniques avec un module de glissement K ;
- l'espacement s entre les organes est constant ou varie uniformément conformément à l'effort tranchant entre $s_{\min}$ et $s_{\max}$, avec $s_{\max} \leq 4 s_{\min}$;
- la charge agit dans la direction z , générant un moment $M = M(x)$ qui varie de façon sinusodale ou parabolique et un effort tranchant $V = V(x)$.

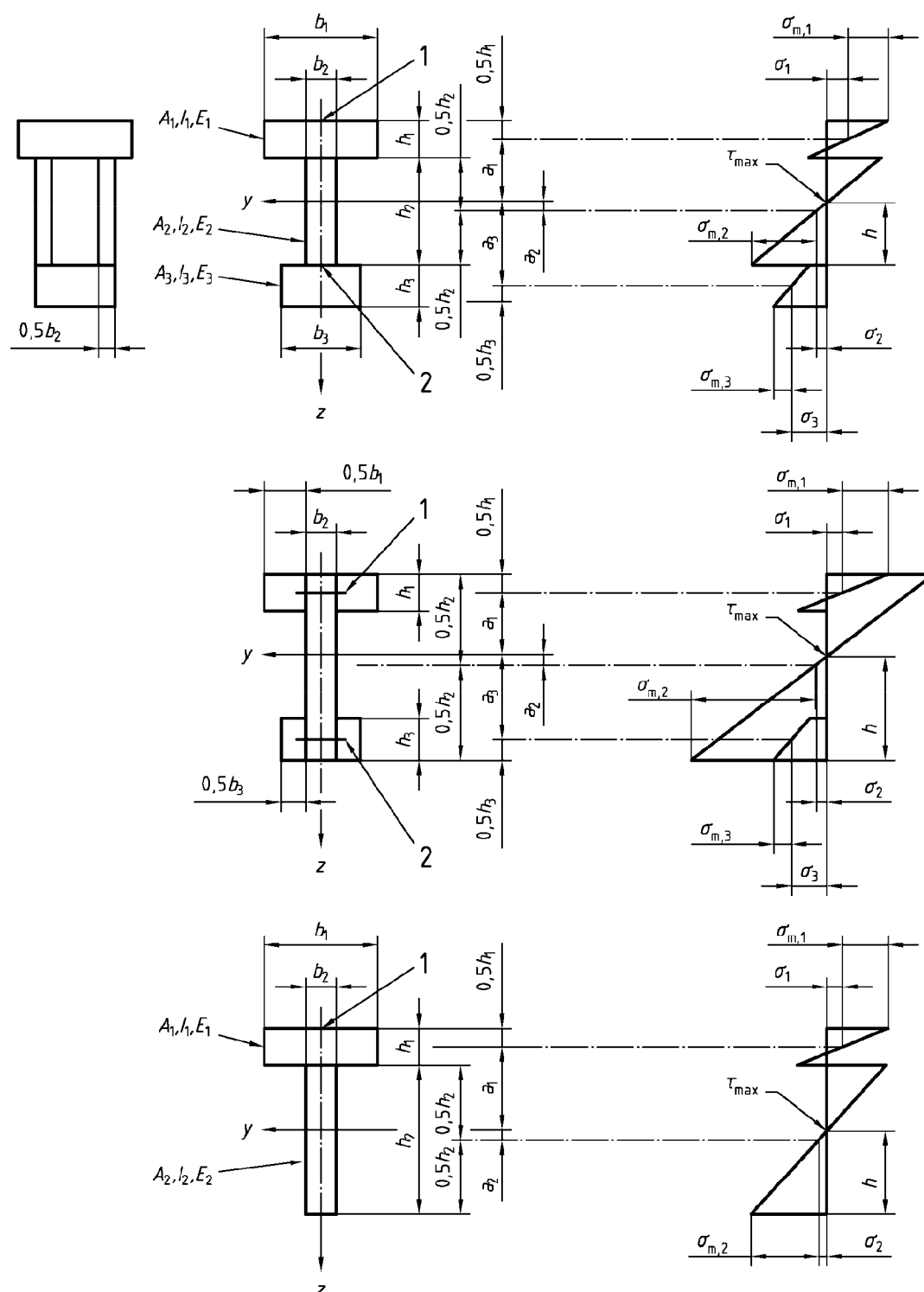
B.1.3 espacements

(1) Lorsqu'une membrure est constituée de deux parties assemblées à une âme ou lorsqu'une âme est constituée de deux parties (par exemple pour les poutres caissons), l'espacement s_i est déterminé en additionnant les organes par unité de longueur dans les deux plans d'assemblage.

B.1.4 flèches résultant de moments de flexion

Les flèches sont calculées en utilisant une rigidité en flexion efficace $(EI)_{\text{ef}}$ déterminée conformément à B.2.

Figure B.1 -Section transversale (gauche) et distribution des contraintes de flexion (droite). Toutes les mesures sont positives à l'exception de σ_2 qui est positif selon les cas illustrés



Clé :

- | | | | |
|---|--------------------|------------------------------|----------------|
| 1 | Espacement : s_1 | Module de glissement : K_1 | Charge : F_1 |
| 2 | Espacement : s_3 | Module de glissement : K_3 | Charge : F_3 |

B.2 rigidité efficace en flexion

(1) Il convient que la rigidité efficace en flexion soit prise selon :

$$(EI)_{\text{ef}} = \sum_{i=1}^3 \left(E_i I_i + \gamma_i E_i A_i a_i^2 \right) \quad \dots \text{ (B.1)}$$

en utilisant les valeurs moyennes de E et où :

$$A_i = b_i h_i \quad \dots \text{ (B.2)}$$

$$I_i = \frac{b_i h_i^3}{12} \quad \dots \text{ (B.3)}$$

$$\gamma_2 = 1 \quad \dots \text{ (B.4)}$$

$$\gamma_i = \left[1 + \pi^2 E_i A_i s_i / (K_i I_i^2) \right]^{-1} \text{ pour } i = 1 \text{ et } i = 3 \quad \dots \text{ (B.5)}$$

$$a_2 = \frac{\gamma_1 E_1 A_1 (h_1 + h_2) - \gamma_3 E_3 A_3 (h_2 + h_3)}{2 \sum_{i=1}^3 \gamma_i E_i A_i} \quad \dots \text{ (B.6)}$$

où :

- les symboles sont définis en **Figure B.1** ;
- $K_i = K_{\text{ser},i}$ pour les états limites de service ;
- $K_i = K_{\text{u},i}$ pour les états limites ultimes.
- Pour les sections en T, $h_3 = 0$

B.3 contraintes normales

(1) Il convient que les contraintes normales soient prises selon :

$$\sigma_i = \frac{\gamma_i E_i a_i M}{(EI)_{\text{ef}}} \quad \dots \text{ (B.7)}$$

$$\sigma_{m,i} = \frac{0,5 E_i h_i M}{(EI)_{\text{ef}}} \quad \dots \text{ (B.8)}$$

B.4 contraintes de cisaillement maximum

(1) Les contraintes de cisaillement maximum surviennent lorsque les contraintes normales sont nulles. Il convient que les contraintes de cisaillement maximum dans l'élément constituant l'âme (partie 2 dans la **Figure B.1**) soit prise selon :

$$\tau_{2,\max} = \frac{\gamma_3 E_3 A_3 a_3 + 0,5 E_2 b_2 h_2^2}{b_2 (EI)_{\text{ef}}} V \quad \dots \text{ (B.9)}$$

B.5 charge par organe

(1) Il convient que la charge sur un organe d'assemblage soit prise selon :

$$F_i = \frac{\gamma_i E_i A_i a_i s_i}{(EI)_{\text{ef}}} V \quad \dots \text{ (B.10)}$$

où :

- $i = 1$ et 3 , respectivement ;
- $s_i = s_i(x)$ est l'espacement des organes, tel que défini dans B.1.3 (1).

Annexe C (informative) poteaux reconstitués

C.1 généralités

C.1.1 hypothèses

(1) Les hypothèses suivantes s'appliquent :

- les poteaux sont simplement appuyés avec une longueur ;
- les parties individuelles sont de pleine longueur ;
- la charge est un effort normal F_c agissant au centre de gravité géométrique, (voir par contre C.2.3).

C.1.2 capacité résistante

(1) Pour la déformation du poteau dans la direction y (voir **Figure C.1** et **Figure C.3**), il convient que la capacité résistante soit prise comme la somme des capacités résistantes des éléments individuels.

(2) Pour la déformation du poteau dans la direction z (voir **Figure C.1** et **Figure C.3**), il convient de vérifier que :

$$\sigma_{c,0,d} \leq k_c f_{c,0,d} \quad \dots (C.1)$$

où :

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{F_{c,d}}{A_{tot}} \quad \dots (C.2)$$

- A_{tot} est l'aire de section transversale totale ;
- k_c est déterminé conformément à 6.3.2 mais avec un rapport d'élancement efficace λ_{ef} déterminé conformément aux sections C.2- C.4 .

C.2 poteaux assemblés mécaniquement

C.2.1 rapport d'élancement efficace

(1) Il convient que le rapport d'élancement efficace soit pris selon :

$$\lambda_{ef} = \ell \sqrt{\frac{A_{tot}}{I_{ef}}} \quad \dots (C.3)$$

où :

$$I_{ef} = \frac{(EI)_{ef}}{E_{mean}} \quad \dots (C.4)$$

et $(EI)_{ef}$ est déterminé conformément à l' Annexe B (Informative) .

C.2.2 charge sur les organes d'assemblage

(1) Il convient que la charge sur un organe d'assemblage soit déterminée conformément à l' Annexe B (Informative), où :

$$V_d = \begin{cases} \frac{F_{c,d}}{120k_c} & \text{pour } \lambda_{ef} < 30 \\ \frac{F_{c,d}\lambda_{ef}}{3\,600k_c} & \text{pour } 30 \leq \lambda_{ef} < 60 \\ \frac{F_{c,d}}{60k_c} & \text{pour } 60 \leq \lambda_{ef} \end{cases} \quad \dots (C.5)$$

C.2.3 charges combinées

(1) Dans les cas où de faibles moments (par exemple résultant d'un poids propre) agissent en supplément d'un effort normal, B.4 s'applique.

C.3 poteaux à membrures espacées par fourrures ou goussets

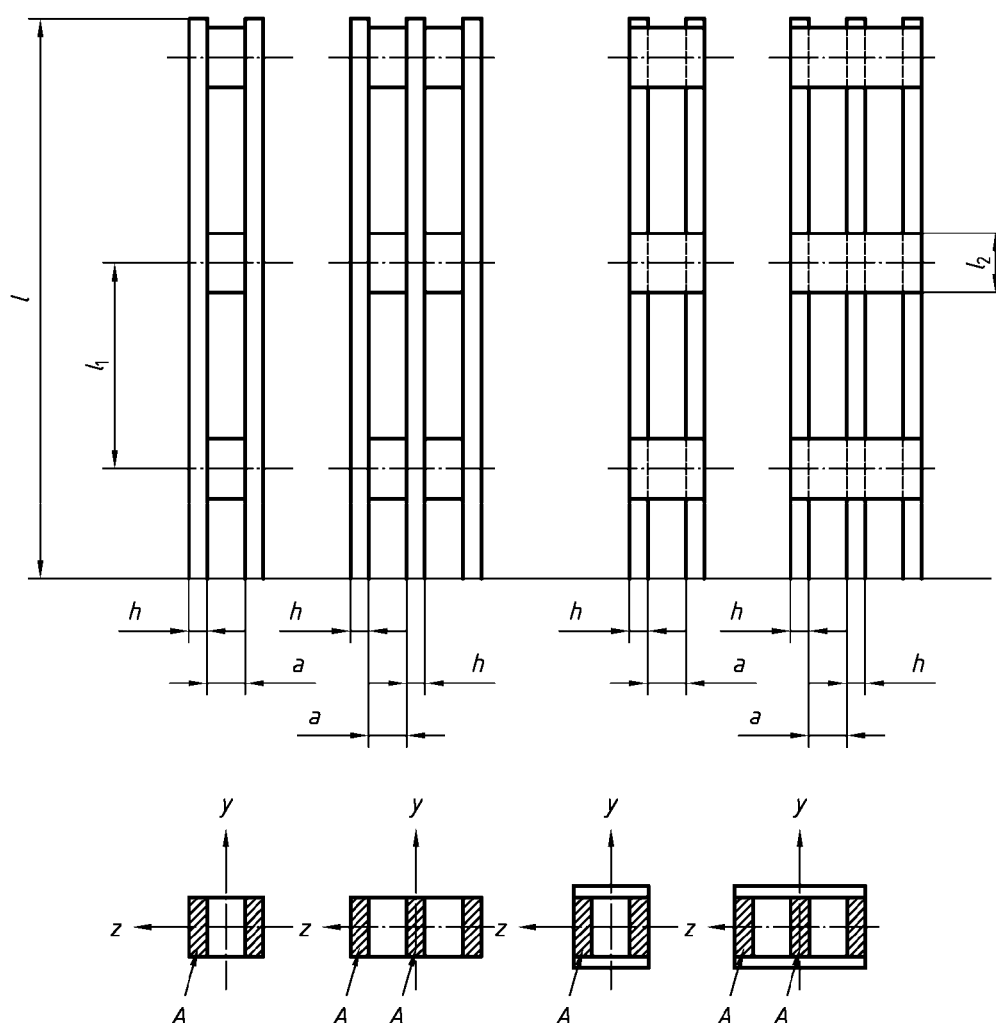
C.3.1 hypothèses

(1) Les poteaux tels que ceux illustrés en **Figure C.1** sont analysés, c'est-à-dire des poteaux comprenant des membrures espacées par fourrures ou goussets. Les assemblages peuvent être réalisés par clouage, par collage ou par boulons avec des assembleurs adaptés.

(2) Les hypothèses suivantes s'appliquent :

- la section transversale est composée de deux, trois ou quatre membrures identiques ;
- les sections transversales sont symétriques selon les deux axes ;
- le nombre de travées non contraintes est au moins égal à 3, c'est-à-dire que les membrures sont au moins connectées à leurs extrémités et au troisième point ;
- la distance libre a entre les membrures n'est pas supérieure à trois fois l'épaisseur de la membrure h pour les poteaux avec fourrures et pas supérieure à 6 fois l'épaisseur de la membrure pour les poteaux avec goussets ;
- les assemblages, fourrures et goussets sont conçus conformément à C.2.2 ;
- la longueur des fourrures l_2 satisfait la condition : $l_2/a \geq 1,5$;
- il y a au moins quatre pointes ou deux boulons avec assembleurs dans chaque plan de cisaillement. Pour les assemblages par pointes, il y a au moins quatre pointes dans une file à chaque extrémité dans la direction longitudinale du poteau ;
- les goussets satisfont la condition : $l_2/a \geq 2$;
- les poteaux sont soumis à des charges axiales concentrées.

Figure C.1 -Poteaux à membrure espacées



(2) Pour les poteaux avec deux membrures, il convient de calculer A_{tot} et I_{tot} selon :

$$A_{\text{tot}} = 2A \quad \dots \text{ (C.6)}$$

$$I_{\text{tot}} = \frac{b \left[(2h + a)^3 - a^3 \right]}{12} \quad \dots \text{ (C.7)}$$

(3) Pour les poteaux avec trois membrures, il convient de calculer A_{tot} et I_{tot} selon :

$$A_{\text{tot}} = 3A \quad \dots \text{ (C.8)}$$

$$I_{\text{tot}} = \frac{b \left[(3h + 2a)^3 - (h + 2a)^3 + h^3 \right]}{12} \quad \dots \text{ (C.9)}$$

C.3.2 capacité résistante axiale

(1) Pour la déformation du poteau dans la direction y (voir **Figure C.3**) il convient que la capacité résistante soit prise égale à la somme des capacités résistantes des éléments individuels.

(2) Pour la déformation du poteau dans la direction z, C.1.2 s'applique avec :

$$\lambda_{\text{ef}} = \sqrt{\lambda^2 + \eta \frac{n}{2} \lambda_1^2} \quad \dots \text{ (C.10)}$$

où :

- est le rapport d'élancement pour un poteau massif de même longueur, de même surface (A_{tot}) et de même module d'inertie (I_{tot}), c'est-à-dire,

$$\lambda = \ell \sqrt{A_{\text{tot}} / I_{\text{tot}}} \quad \dots \text{ (C.11)}$$

- λ_1 est le rapport d'élancement pour les membrures et doit être inséré dans (C.11) avec une valeur minimum d'au moins 30.

$$\lambda_1 = \sqrt{12} \frac{\ell_1}{h} \quad \dots \text{ (C.12)}$$

- n est le nombre de membrures ;
- est un facteur donné dans le Tableau C.1 .

Tableau M.1 -Facteur

	Fourrures			Goussets	
	Collé	Cloué	Boulonné ^{a)}	Collé	Cloué
Chargement permanent/long-terme	1	4	3,5	3	6
Chargement moyen/court terme	1	3	2,5	2	4,5
<i>a) Avec assembleurs.</i>					

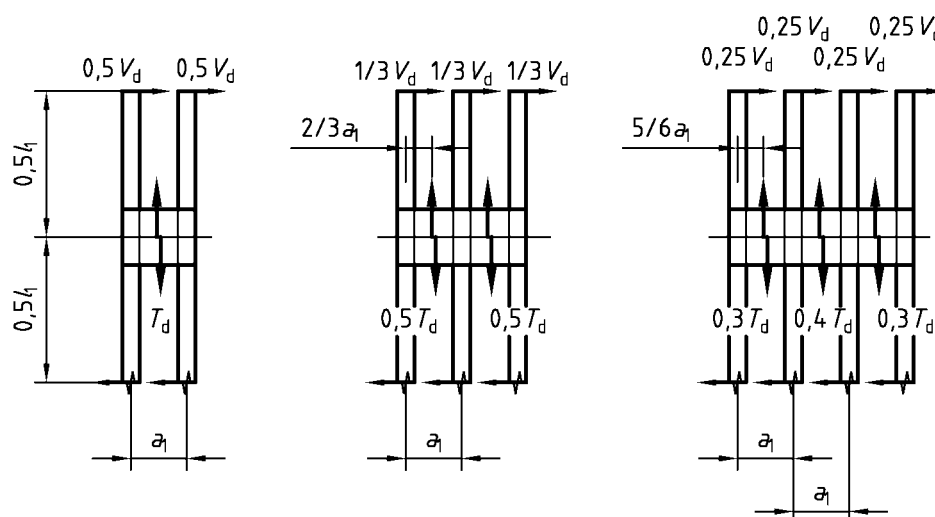
C.3.3 charge sur les organes d'assemblages, les goussets ou fourrures

(1) La charge sur les organes d'assemblage ainsi que sur les goussets ou fourrures est illustrée en **Figure C.2** avec V_d défini conformément à la section C.2.2 .

(2) Il convient que les efforts tranchants sur les goussets ou les fourrures, voir **Figure C.2** , soient calculés selon :

$$T = \frac{V_d / 1}{a_1} \quad \dots (C.13)$$

Figure C.2 -Distribution des charges et efforts tranchants sur les fourrures et goussets



C.4 poteaux en treillis avec assemblages collés ou cloués

C.4.1 hypothèses

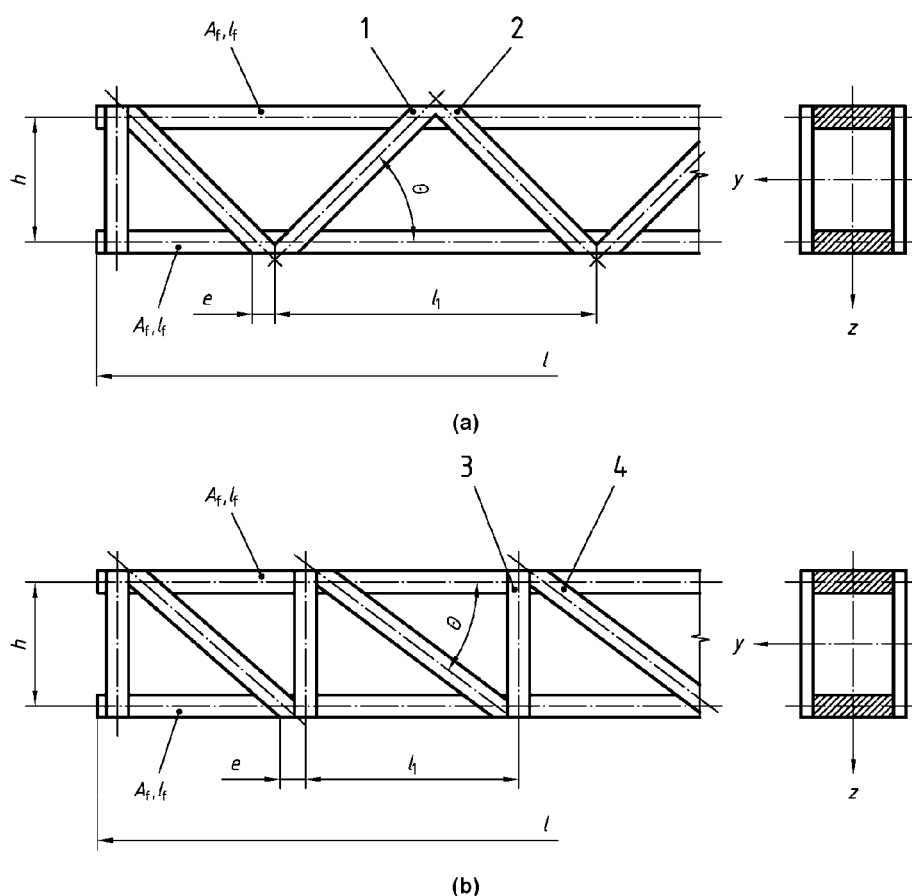
(1) Les poteaux en treillis avec des triangulations en N- ou en V- et avec des assemblages collés ou cloués sont considérés dans

cette section, voir **Figure C.3**.

(2) Les hypothèses suivantes s'appliquent :

- la structure est symétrique selon les axes y et z de la section transversale. La triangulation sur les deux côtés peut être en quinconce d'une longueur de $l_1/2$, où l_1 est la distance entre les noeuds ;
- Il y a au moins trois travées ;
- dans les structures clouées il y a au moins quatre pointes par plan de cisaillement dans chaque diagonale, ceci pour chaque point nodal ;
- chaque extrémité est contreventée ;
- le rapport d'élancement des membrures individuelles correspondant à la longueur de noeud l_1 n'est pas supérieur à 60 ;
- il n'y a pas de flambement local dans les membrures correspondant à la longueur de flambement l_1 ;
- le nombre de pointes dans les verticales (d'une triangulation en n) est supérieur à $\sin B$, où n est le nombre de pointes dans les diagonales et B est l'inclinaison des diagonales.

Figure C.3 -Poteaux en treillis : (a) triangulation en V (b) triangulation en N



Clé :

- 1 Nombre de pointes : n
- 2 Nombre de pointes : n
- 3 Nombre de pointes : $\geq n \sin \theta$
- 4 Nombre de pointes : n

C.4.2 capacité résistante

(1) Pour la déformation de poteau dans la direction y (voir **Figure C.2**), il convient de prendre la capacité résistante comme la somme des capacités résistantes des membrures individuelles.

(2) Pour la déformation de poteau dans la direction z , C.1.2 s'applique avec :

$$\lambda_{\text{ef}} = \max \begin{cases} \lambda_{\text{tot}} \sqrt{1 + \mu} \\ 1,05 \lambda_{\text{tot}} \end{cases} \quad \dots \text{ (C.14)}$$

où :

- λ_{tot} est le rapport d'élancement pour un poteau massif de même longueur, de même surface et de même moment d'inertie, c'est-à-dire :

$$\lambda_{\text{tot}} \approx \frac{2\ell}{h} \quad \dots \text{ (C.15)}$$

et :

- prend les valeurs données dans les articles (3) à (6).

(3) Pour une triangulation en V collée :

$$\mu = 4 \frac{e^2 A_f \left(\frac{h}{\ell} \right)^2}{I_f} \quad \dots \text{ (C.16)}$$

où (voir **Figure C.3**) :

- e est l'excentricité des assemblages ;
- A_f est la surface de la membrure ;
- I_f est le moment d'inertie de la membrure ;
- ℓ est la portée ;
- h est la distance des membrures.

(4) Pour une triangulation en N collée :

$$\mu = \frac{e^2 A_f \left(\frac{h}{\ell} \right)^2}{I_f} \quad \dots \text{ (C.17)}$$

(5) Pour une triangulation en V clouée :

$$\mu = 25 \frac{h E_{\text{mean}} A_f}{\ell^2 n K_u \sin 2\theta} \quad \dots \text{ (C.18)}$$

où :

- n est le nombre de pointes dans une diagonale. Si la diagonale consiste en deux pièces ou plus, n est la somme des pointes (et non le nombre de pointes par plan de cisaillement) ;
- E_{mean} est la valeur moyenne du module d'élasticité ;
- K_u est le module de glissement d'une pointe pour les états limites ultimes.

(6) Pour une triangulation en N clouée :

$$\mu = 50 \frac{h E_{\text{mean}} A_f}{\ell^2 n K_u \sin 2\theta} \quad \dots \text{ (C.19)}$$

où :

- n est le nombre de pointes dans une diagonale. Si une diagonale est constituée de deux pièces ou plus, n est la somme des pointes (et non le nombre de pointes par plan de cisaillement) ;
- K_u est le module de glissement d'une pointe pour les états limites ultimes.

C.4.3 efforts tranchants

C.2.2 s'applique.

Annexe D (informative) bibliographie

EN 338

Bois de structure - Classes de résistance.

EN 1194

Bois lamellé-collé - Classes de résistance et détermination de valeurs caractéristiques. **Liste des documents référencés**

#1 - NF EN 1995-1-1/NA (avril 2007) : Eurocode 5 - Conception et calcul des structures en bois - Partie 1-1 : Généralités - Règles communes et règles pour les bâtiments - Annexe nationale à la NF EN 1995-1-1 (Indice de classement : P21-711-1/NA)

#2 - NF EN 335-1 (janvier 2007) : Durabilité du bois et des matériaux dérivés du bois - Définitions des classes d'emploi - Partie 1 : généralités (Indice de classement : B50-100-1)

#3 - NF EN 335-2 (janvier 2007) : Durabilité du bois et des matériaux dérivés du bois - Définitions des classes d'emploi - Partie 2 : application au bois massif (Indice de classement : B50-100-2)

#4 - NF EN 335-3 (octobre 1995) : Durabilité du bois et des matériaux dérivés du bois - Définitions des classes de risque d'attaque biologique - Partie 3 : Application aux panneaux à base de bois (Indice de classement : B50-100-3)

- #5 - NF EN 1990 (mars 2003) : Eurocodes structuraux - Bases de calcul des structures (Indice de classement : P06-100-1)
- #6 - NF EN 1991-1-1 (mars 2003) : Eurocode 1 - Actions sur les structures - Partie 1-1 : Actions générales - Poids volumiques, poids propres, charges d'exploitation des bâtiments (Indice de classement : P06-111-1)
- #7 - NF EN 1991-1-3 (avril 2004) : Eurocode 1 - Actions sur les structures - Partie 1-3 : Actions générales - Charges de neige (Indice de classement : P06-113-1)
- #8 - NF EN 1991-1-4 (novembre 2005) : Eurocode 1 - Actions sur les structures - Partie 1-4 : Actions générales - Actions du vent (Indice de classement : P06-114-1)
- #9 - NF EN 1991-1-5 (mai 2004) : Eurocode 1 - Actions sur les structures - Partie 1-5 : Actions générales - Actions thermiques (Indice de classement : P06-115-1)
- #10 - NF EN 1991-1-6 (novembre 2005) : Eurocode 1 - Actions sur les structures : Partie 1-6 : Actions générales - Actions en cours d'exécution (Indice de classement : P06-116-1)
- #11 - NF EN 1995-1-2 (septembre 2005) : Eurocode 5 - Conception et calcul des structures en bois - Partie 1-2 : Généralités - Calcul des structures au feu (Indice de classement : P21-712-1)
- #12 - NF EN 1995-2 (mars 2005) : Eurocode 5 - Conception et calcul des structures bois - Partie 2 : Ponts (Indice de classement : P21-720-1)
- #13 - NF EN 338 (septembre 2003) : Bois de structure - Classes de résistance (Indice de classement : P21-353)

Liste des figures

Figure 5.1 -Exemples d'éléments du modèle dans une analyse de structure à barres

Figure 5.2 -Géométrie de l'appui

Figure 5.3 -Exemples d'hypothèses de déviation initiale dans la géométrie d'un portique (a), correspondant à un chargement symétrique (b) et un chargement non symétrique (c)

Figure 6.1 -Axes de l'élément

Figure 6.2 -Poutre sur appuis

Figure 6.3 -Détermination des longueurs efficaces pour un élément avec $h/l_b = 2,5$ sur appui continu (a) et (b), et appui discret (c)

Figure 6.4 -Détermination des longueurs efficaces pour un élément avec $h/l_b = 2,5$ sur (a) un appui continu, (b) des appuis discrets

Figure 6.5 -(a) Elément avec une composante de contrainte en cisaillement parallèle au fil (b) Elément avec les deux composantes de contrainte perpendiculaires au fil (cisaillement roulant)

Figure 6.6 -Conditions d'appui pour lesquelles un effort concentré F peut être négligé par le calcul de l'effort tranchant

Figure 6.7 -Contraintes de compression inclinées par rapport au fil

Figure 6.8 -Poutre à simple décroissance

Figure 6.9 -Poutres à double décroissance (a), courbes (b) et à inertie variable (c) avec la direction du fil parallèle à la face inférieure de la poutre

Figure 6.10 -Flexion au niveau d'une entaille. A gauche, contrainte de traction du côté de l'entaille, à droite contrainte de compression du côté de l'entaille

Figure 6.11 -Poutres entaillées en extrémité

Figure 6.12 -Facteur d'effet système k_{sys} pour des platelages lamellés de bois massif ou d'éléments en bois lamellé collé

Figure 7.1 -Composantes de la flèche

Figure 7.2 -Valeurs et ratios recommandés pour a et b

Figure 8.1 -Effort incliné transmis par un assemblage.

Figure 8.2 -Modes de rupture pour les assemblages bois-bois et bois-panneaux

Figure 8.3 -Mode de rupture dans les assemblages bois-métal

Figure 8.4 -Définitions de t_1 et t_2

Figure 8.5 -Pointes à recouvrement

Figure 8.6 -File de pointes parallèle au fil du bois en quinconce d'une valeur de d perpendiculairement au fil

Figure 8.7 -Espacements et distances - Définitions (a) Espacements parallèle et perpendiculaire au fil (b) Distance d'extrémité et distance de rive ; est l'angle entre l'effort et la direction du fil

Figure 8.8 -Clouage perpendiculaire et lardé (a) clouage perpendiculaire (b) clouage lardé

Figure 8.9 -Dimensions de l'agrafe

Figure 8.10 -Définition des espacements pour les agrafes

Figure 8.11 -Géométrie d'une plaque métallique emboutie chargée par un effort F_{Ed} et un moment M_{Ed}

Figure 8.12 -Dimensions pour les assemblages par anneaux

Figure 8.13 -Distances réduites pour les assembleurs

Figure 9.1 -Poutres à membrure mince

Figure 9.2 -Poutre à semelle mince

Figure 9.3 -Courbes de moments et longueurs efficaces de flambement (a) Pas de moments d'extrémité significatif (b) Moments d'extrémité significatif

Figure 9.4 -Chargement d'un diaphragme et arrangement de panneaux en quinconce

Figure 9.5 -Efforts agissant sur un panneau de mur, sur l'ossature et sur la plaque

Figure 9.6 -Exemple d'assemblage de panneaux de mur contenant un panneau avec une ouverture de fenêtre et un panneau de plus faible largeur

Figure 9.7 -Exemple d'un système de mur constitué de plusieurs panneaux de mur

Figure 9.8 -Détermination d'une action verticale équivalente q_i et des efforts de réaction à partir d'actions verticales et horizontales

Figure 9.9 -Exemples d'éléments simples en compression contreventés par les appuis latéraux

Figure 9.10 -Système à base de poutres ou de fermes nécessitant des appuis latéraux

Figure 10.1 -Exemples d'assemblage de panneaux non supportés par une solive ou une ferme

Figure 10.2 -Fixations des panneaux

Figure A.1 -Rupture par cisaillement de bloc

Figure A.2 -Rupture par cisaillement de bloc partiel dû à la flexion/rotation des tiges.

Figure B.1 -Section transversale (gauche) et distribution des contraintes de flexion (droite). Toutes les mesures sont positives à l'exception de a_2 qui est positif selon les cas illustrés

Figure C.1 -Poteaux à membrure espacées

Figure C.2 -Distribution des charges et efforts tranchants sur les fourrures et goussets

Figure C.3 -Poteaux en treillis : (a) triangulation en V (b) triangulation en N

Liste des tableaux

Tableau 2.1 -Classes de durée de chargement

Tableau 2.2 -Exemples d'affectations de classes de durée de chargement

Tableau 2.3 -Coefficients partiels recommandés pour les propriétés des matériaux (M)

Tableau 3.1 -Valeurs de k_{mod}

Tableau 3.1 -Valeurs de k_{mod} (fin)

Tableau 3.2 -Valeurs de k_{def} pour le bois, les matériaux à base de bois

Tableau 4.1 -Exemples de dispositions concernant le choix des matériaux ou de la protection vis-à-vis de la corrosion pour les assemblages (en relation avec ISO 2081)

Tableau 6.1 -Longueur efficace définie comme un rapport de la portée

Tableau 7.1 - Valeurs de K_{ser} pour les organes d'assemblage et les assembleurs en N/mm dans le cas des assemblages bois-bois et bois-panneaux

Tableau 7.2 -Exemples de valeurs limites pour les flèches de poutres

Tableau 8.1 -Valeurs de k_{ef}

Tableau 8.2 -Espacements et distances minimaux pour les pointes

Tableau 8.3 -Espacements et distances minimum pour les agrafes

Tableau 8.4 -Espacements et distances minimum pour les boulons

Tableau 8.5 -Espacements et distances minimaux pour les broches

Tableau 8.6 -Espacements et distances minimum pour des tire-fonds chargés axialement

Tableau 8.7 -Espacements et distances minimum pour les anneaux

Tableau 8.8 -Espacements et distances minimum pour les crampons de types C1 à C9

Tableau 8.9 -Espacements et distances minimum pour des crampons de types C10 et C11

Tableau 9.1 -Largeurs maximales efficaces des semelles dues aux effets de cisaillement et de flambement de plaque

Tableau 9.2 -Valeurs recommandées pour les facteurs de modification

Tableau 10.1 -Exigences pour les diamètres de boulons utilisés avec les assembleurs

Tableau M.1 -Facteur