

Eurocode 5 «Calcul des structures en bois»

Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments

E : Eurocode 5 «Design of timber structures» - Part 1-1 : General rules and rules for buildings

D : Eurocode 5 «Bemessung und Konstruktion von Holzbauten» - Teil 1-1 : Allgemeine Bemessungsregeln für den Hochbau

Norme expérimentale

publiée par l'AFNOR en août 1995.

Les observations relatives à la présente norme expérimentale doivent être adressées à l'AFNOR avant le 31 mars 1996.

Correspondance

Le présent document reproduit intégralement la prénorme européenne ENV 1995-1-1:1993 et intègre les adaptations nationales relatives à cette ENV.

Analyse

Le présent document constitue une base générale pour la conception et le calcul des bâtiments et des ouvrages de génie civil, en totalité ou en partie, pour la construction des ouvrages en bois. Il définit les exigences de résistance, d'aptitude au service et de durabilité des structures. Il contient des règles détaillées qui s'appliquent, principalement, aux bâtiments courants.

Descripteurs

Thésaurus International Technique : bâtiment, construction en bois, règle de construction, conception, spécification.

Modifications

Corrections



Membres de la commission de normalisation

Président : M COMPIN

Secrétariat : M SAGOT - BNTEC

M	ADRIAMITANSOA	CEBTP
M	AGOGLIATI	MITEK INDUSTRIE
M	BAJOLET	CTBA
M	BIGER	BUREAU VERITAS
M	BURDIN	CETEC
M	CALVI	INGENIEUR CONSEIL
M	COMPIN	UNION NATIONALE FRANCAISE DE CHARPENTE, MENUISERIE, PARQUETS
M	CRUBILE	CTBA
M	DE LADONCHAMP	SYNDICAT DES PANNEAUX A BASE DE BOIS
M	DE ST FONT	Ingénieur conseil
M	DEMANGE	CTBA / BNBA
M	DUBUISSON	INGENIEUR CONSEIL
M	FANGUIN	CAPEB
MME	FERNANDEZ	AFNOR
M	FLORENTIN	CTBA
M	FOURNIER	CHARPENTE FOURNIER
M	GABARRET	TRUSWAL SYSTEM
M	GUIDI	MINISTERE DE L'EQUIPEMENT
M	HRABOVSKY	BNTEC
M	HUC	FNIBB
M	JOUNEAU	MINISTEREEQUIPEMENT ET LOGEMENT - Dion HABITATION - MISSION DE LA NORMALISATION
M	LAMADON	CEP
M	LERAY	CGPC
M	MATHIS	SYNDICAT NATIONAL DES CONSTRUCTEURS DE CHARPENTE BOIS EN LAMELLE-COLLE
M	MEZERETTE	FRAISPERTUIS
M	MILLEREUX	CEBTP
M	POUPARD	MINISTERE DU LOGEMENT
M	RACHER	INSTITUT DES SCIENCES DE L'INGENIEUR
M	ROUGER	CTBA
M	SIMONIN	STE SIMONIN
M	THOMAS	STE A. JAMES
M	THONIER	FNTP
M	TRINH	CETEN APAVE
M	VIDON	COPREC / SOCOTEC

SOMMAIRE

AVANT-PROPOS NATIONAL AU DAN-ENV 1995-1-1 (EUROCODE 5: Partie 1.1)

AP.1 INTRODUCTION

AP.2 PRESENTATION GENERALE DU DAN-ENV 1995 Partie1.1

AP.2.1 Les différents objectifs du DAN-ENV 1995 Partie 1.1

AP.2.2 Les différentes lectures du DAN-ENV 1995 Partie 1.1

AP.3 LE CARACTERE CONTRACTUALISABLE DU DAN-ENV 1995 Partie1.1

AP.3.1 Le statut prescriptif des spécifications

AP.3.2 Le traitement des normes de référence

AP.4 MODALITES D'APPLICATION

AP.4.1 Domaine d'application

AP.4.2 Modalités contractuelles

AP.4.3 Modalités d'expérimentation

AVANT-PROPOS NATIONAL AU DAN-ENV 1995-1-1 (EUROCODE 5 : Partie 1.1)

AP.1 INTRODUCTION

La présente norme française expérimentale, dénommée DAN-ENV 1995 Partie 1.1, reproduit intégralement l'ENV 1995-1-1 (Eurocode 5 - Partie 1.1, en abrégé l'EC5) approuvée le 20 Novembre 1992 par le Comité Européen de Normalisation (CEN) en tant que norme européenne provisoire (ENV).

La présente norme française expérimentale produit, en outre, les adaptations nationales de l'ENV 1995-1-1 dont la réunion constitue le Document d'Application Nationale (en abrégé le DAN).

Les parties de l'ENV 1995 que le DAN n'invalide pas et les différentes clauses (invalidations, amendements, commentaires) du DAN qui s'enchaînent aux clauses européennes auxquelles elles se rapportent forment la norme française expérimentale d'application nationale de l'ENV 1995-1-1 au sens strict du terme.

Ce document a été préparé par le Comité de Rédaction composé de :

B. COMPIN, secrétaire, *UNFCMP, Paris*

et

J.P. BIGER, *Bureau VERITAS, Paris*,
P. RACHER, *CUST, Clermont-Ferrand*,
F. ROUGER, *CTBA, Paris*,
G. SAGOT, *Consultant, Fécamp*,
G. VIDON, *SOCOTEC, Paris*.

De nombreuses personnes ont apporté leur aide, en particulier les participants aux groupes de travail. Les trois groupes de travail étaient constitués par:

Groupe Actions et Matériaux :

Animateur: F. ROUGER (*CTBA*)
Membres: J.C. LERAY (*Conseil Général des Ponts et Chaussées*),
P. RACHER (*CUST*),
H. TEYSSANDIER (*Isoroy*),
M. TRINH (*Ceten-Apave*).

Groupe Calcul des éléments :

Animateur: G. SAGOT (*Consultant*)
Membres: J.P. BIGER (*Bureau VERITAS*),
M. BURDIN (*CETEC*),
M. LAMADON (*CEP*),
M. THONIER (*FNTP*).

Groupe Assemblages :

Animateur: P. RACHER (*CUST*)
Membres: D. BAJOLET (*CTBA*),
M. DUBUISSON (*Ingénieur conseil*),
G. VIDON (*SOCOTEC*).

AP.2 PRESENTATION GENERALE DU DAN-ENV 1995 Partie1.1

AP.2.1 Les différents objectifs du DAN-ENV 1995 Partie 1.1

Le DAN-ENV 1995 Partie 1.1 répond à plusieurs objectifs :

- a) Fournir au CEN à l'intention des pays francophones la version française in extenso de l'ENV 1995-1-1;
- b) Présenter les adaptations nationales qui sont apportées à l'ENV 1995 et qui, pour une part, apportent des éclaircissements pour l'application de ce dernier pendant la phase d'expérimentation, et pour une autre part, préfigurent les observations que présentera la France quand il sera question de conférer à l'ENV 1995 le statut de norme européenne (EN).
- c) Préciser les valeurs des coefficients partiels qu'il incombe aux autorités de chaque Etat Membre de fixer (voir le paragraphe 0.4(1) de la Préface), en amendement éventuellement les valeurs encadrées dans l'ENV 1995. Un Appendice au Chapitre 2 récapitule ces valeurs (coefficients partiels γ et facteurs ψ relatifs aux actions représentatives).
- d) Recenser les textes normatifs auxquels se réfère la norme française expérimentale et préciser les modalités d'application des normes ou règlements nationaux de référence dès lors que ceux-ci sont particuliers au cadre de l'ENV 1995.
- e) Apporter aux maîtres d'ouvrages, publics et privés, les éléments d'une norme de conception et de justification des structures qui soit contractualisable en application notamment de la **Directive 71/305/CEE** (incluant ses amendements) sur la coordination des procédures de marchés publics de travaux et de la **Directive 89/106/CEE** relative au rapprochement des dispositions législatives, réglementaires et administratives des Etats membres concernant les produits de construction.

AP.2.2 Les différentes lectures du DAN-ENV 1995 Partie 1.1

La réalisation de ces divers objectifs constitue un document unique composé de trois textes bien distincts moyennant les lectures différenciées ci-après :

- a) La norme française expérimentale stricto sensu d'application nationale de l'ENV 1995 est comprise dans tout ce qui n'est pas grisé.
- b) Le DAN est délimité par les zones encadrées qui sont indexées "I", "A" ou "C", et intègre aussi les valeurs encadrées de l'ENV 1995 qui n'ont pas été invalidées (cf AP.3.1).
- c) La traduction française de la version originale de l'ENV 1995 est donc à trouver dans tout ce qui n'est pas à la fois encadré et indexé.

AP.3 LE CARACTERE CONTRACTUALISABLE DU DAN -ENV 1995 Partie1.1

Le caractère contractualisable du DAN-ENV 1995 Partie 1.1 procède de deux ordres de mesures.

AP.3.1 Le statut prescriptif des spécifications

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

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

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

Typologie	Codification
- INVALIDATION	I avec grisé de la partie de la prescription de l'ENV 1995 invalidée
- AMENDEMENT	A
- COMMENTAIRE	C

D'après cette convention, les valeurs encadrées de l'ENV 1995 qui n'ont pas été invalidées doivent être considérées comme faisant aussi partie du DAN.

Sur la page suivante est illustré un exemple de lecture différenciée de l'EC5-DAN Partie 1.1.

2.3.4 ETATS LIMITES DE SERVICE

(1)P On doit vérifier que

$$E_d \leq C_d \text{ ou } E_d \leq R_d \quad (2.3.4)$$

où:

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

E_d est l'effet de calcul des actions, déterminé sur la base d'une des combinaisons définies dans le chapitre 4.

Texte de l'ENV 1995
avec partie grisée
invalidée par (1)P/
ci-après

(1)P/ On doit vérifier que

$$E_d \leq C_d \quad (2.3.4)$$

où:

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

E_d est l'effet de calcul des actions.

DAN

Invalidation de la
clause 2.3.4 (1)P, et
énoncé de la clause
de substitution

(1)P A Les combinaisons relatives aux états limites de service sont données dans les clauses (3) à (7).

DAN

Amendement à la
clause 2.3.4 (1)P

(2)P Le coefficient partiel pour les propriétés des matériaux (γ_M) est donné au tableau 2.3.3.2

Texte de l'ENV 1995
original

AP.3.2 Le traitement des normes de référence

On se référera aux Normes Européennes mais, dans l'attente de la publication définitive de ces normes on utilisera les projets de norme (prEN) et, concernant les valeurs caractéristiques des matériaux à base de bois, les tableaux ci-après qui peuvent être utilisés à titre provisoire:

- 1 - Correspondance entre classes visuelles de la Norme Française de classement NF B52.001 (1992) et les classes de résistance de la norme EN 338.

Tableau AP.3	Classes visuelles NF B52.001		
Essences	C 18	C 22	C 30
Sapin, Epicéa	C 22	C 24	C 30
Douglas	C 22	C 24	C 30
Pin noir Pin laricio	C 18	C 18	C 27
Pin maritime	C 18	-	-
Peuplier	C 22	-	C 27
Essences	Classes de résistance selon EN 338		

- 2 - Valeurs caractéristiques des classes de résistance correspondantes (extrait de l'EN 338)

Tableau AP.4		C 18	C 22	C 24	C 27	C 30
Propriétés de résistance en N/mm²						
Flexion	$f_{m,k}$	18	22	24	27	30
Traction axiale	$f_{t,0,k}$	11	13	14	16	18
Traction transversale	$f_{t,90,k}$	0,3	0,3	0,4	0,4	0,4
Compression axiale	$f_{c,0,k}$	18	20	21	22	23
Compression transversale	$f_{c,90,k}$	4,8	5,1	5,3	5,6	5,7
Cisaillement	$f_{v,k}$	2,0	2,4	2,5	2,8	3,0
Propriété de rigidité en kN/mm²						
Module moyen d'élasticité axial	$E_{0,moyen}$	9	10	11	12	12
Module d'élasticité axial au fractile de 5%	$E_{0,05}$	6,0	6,7	7,4	8,0	8,0
Module moyen d'élasticité transversal	$E_{90,moyen}$	0,30	0,33	0,37	0,40	0,40
Module moyen de cisaillement	G_{moyen}	0,56	0,63	0,69	0,75	0,75
Masse volumique en kg/m³						
Masse volumique au fractile de 5%	ρ_k	320	340	350	370	380
Masse volumique moyenne	ρ_{moyen}	380	410	420	450	460

- 3 - Classes de résistance du bois lamellé collé constitué de lamelles classées selon les tableaux AP.3 et AP.4 (d'après le prEN 1194-version septembre 1994)

Tableau AP.5	Classes de résistance des lamelles				
	C 18	C 22	C 24	C 27	C 30
Lamellé collé homogène					
Lamellé collé combiné	-	C22/C18 C24/C18 C24/C22	C27/C22 C27/C24 -	-	C30/C24 C30/C27 -
Classes du BLC	GL 22	GL 24	GL 26	GL 28	GL 30

- 4 - Valeurs caractéristiques des classes de résistance du BLC (d'après le prEN 1194-version septembre 1994)

Tableau AP.6		GL 22	GL 24	GL 26	GL 28	GL 30
Propriétés de résistance en N/mm²						
Flexion	$f_{m,g,k}$	22	24	26	28	30
Traction axiale	$f_{t,0,g,k}^{1)}$	14	15,5	16,5	17,5	18,5
Traction transversale	$f_{t,90,g,k}$	0,35	0,35	0,45	0,45	0,45
Compression axiale	$f_{c,0,g,k}^{1)}$	21,5	23,5	24,5	25,5	26,5
Compression transversale	$f_{c,90,g,k}$	4,8	5,1	5,3	5,6	5,7
Cisaillement	$f_{v,g,k}$	1,9	2,1	2,5	2,5	2,6
Propriété de rigidité en kN/mm²						
Module moyen d'élasticité axial	$E_{0,g,moyen}$	9,9	10,8	11,7	12,5	12,5
Module d'élasticité axial au fractile de 5%	$E_{0,g,05}$	7,9	8,6	9,4	10,0	10,0
Module moyen d'élasticité transversal	$E_{90,g,moyen}$	0,33	0,36	0,39	0,41	0,41
Module moyen de cisaillement	$G_{g,moyen}$	0,62	0,67	0,73	0,78	0,78
Masse volumique en kg/m³						
Masse volumique au fractile de 5%	$\rho_k^{2)}$	330	340	360	380	380
1)	Dans le cas de bois lamellé collé homogène la valeur correspondante peut être augmentée de 10%					
2)	Dans le cas de bois lamellé collé homogène la valeur correspondante peut être augmentée de 5%					

- 5 - Valeurs caractéristiques des panneaux à base de bois.
Ces valeurs sont données en annexe.

AP.4 MODALITES D'APPLICATION

AP.4.1 Domaine d'application

Le domaine d'application du DAN-ENV 1995 Partie 1.1 couvre la construction des bâtiments en bois.

Moyennant des précautions d'usage de la part du concepteur et sous réserve d'études justificatives, il pourra être étendu à la réparation et au renforcement des structures.

Le DAN-ENV 1995 Partie 1.1 est utilisable lorsque le dispositif normatif d'accompagnement le permet, et c'est notamment le cas pour les essences et classes définies par la norme NF B 52001.

Le DAN-ENV 1995 Partie 1.1 ayant une approche et une logique qui lui sont propres, la vérification d'un projet par l'application de cet Eurocode qui ne couvrirait pas l'ensemble des aspects du dit projet ne saurait être admise, et, notamment il ne permet pas le panachage où certains aspects du projet de structure seraient justifiés selon les Eurocodes, et d'autres selon les règles CB 71 (*) ou avec des applications de ces dernières telles que tableaux ou abaques de dimensionnement figurant dans les DTU ou examens de type de produits de structure qui ne seraient pas formulés selon le DAN-ENV 1995 Partie 1.1. et notamment certaines valeurs d'essai.

La nécessité de faire référence à des normes de produit cohérentes avec la norme de conception européenne, conduit actuellement à limiter l'application du DAN-ENV 1995 Partie 1.1. à la justification des projets de construction faisant appel à des bois dont l'essence et la catégorie figurent dans la norme NF B 52.001.

Pour les applications en marge de ce domaine, il est recommandé de consulter la Commission Française CF/CEN TC250/SC5 Eurocode 5, gérée par le Bureau de Normalisation des Techniques et Equipements de la Construction du Bâtiment (BNTEC).

AP.4.2 Modalités contractuelles

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

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

AP.4.3 Modalités d'expérimentation

L'ENV 1995-1-1 a été approuvée par le CEN le 20 Novembre 1992. Le dépôt de la version officielle Anglaise auprès du CEN en décembre 1993 marque le début de la période d'expérimentation de l'ENV 1995-1-1.

Au terme d'une période expérimentale de trois ans, les pays membres du CEN auront à opter soit pour un ultime prolongement du statut de l'ENV pour une période d'au plus trois ans, soit pour le statut de norme européenne (EN). Cette décision sera assortie d'une révision de la norme. Dans cette perspective, les utilisateurs de la présente norme expérimentale sont invités à faire connaître leurs observations avec, si possible, propositions d'amendements à l'appui, à l'AFNOR (Tour EUROPE - Cedex 7 - 92049 PARIS LA DEFENSE) qui transmettra au BNTEC.

Evolution des adaptations nationales

Il n'est pas exclu que l'expérimentation du DAN-ENV 1995 Partie 1.1 mette en évidence certains problèmes relatifs à l'applicabilité du document, conduisant le BNTEC à formuler des amendements ou à apporter des compléments jugés indispensables aux adaptations déjà produites. En cas de difficulté, il y aura lieu de se rapprocher de l'AFNOR ou du BNTEC.

(*) Dans le cas des règles CB 71, l'approche du dimensionnement des structures est fondamentalement différente de celle de l'ENV 1995 Partie 1.1 parce que basée entre autres sur la notion de contrainte admissible.

indice CDU: 624.92.016.02:624.07

Descripteurs : Bâtiments, structures en bois, calcul, codes applicables au bâtiment, règles de calcul

Version française

EUROCODE 5: CALCUL DES STRUCTURES EN BOIS

Partie1-1: Règles générales et règles pour les Bâtiments

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

Eurocode 5 - Design of timber structures
Part 1-1: General rules and rules for
buildings

Cette Prénorme Européenne (ENV) a été approuvée par le CEN le 20-11-1992 en tant que norme provisoire. La durée de validité est primitivement limitée à trois ans. A l'issue des deux premières années, les membres du CEN seront invités à présenter leurs observations, en particulier sur la possibilité de convertir ou non cette ENV en Norme Européenne (EN).

Il est demandé aux membres du CEN de faire connaître l'existence de cette ENV de la même façon que pour une EN et de rendre rapidement applicable cette ENV au niveau national sous une forme appropriée. Il est permis d'utiliser les règles nationales en vigueur (parallèlement à l'ENV) jusqu'à ce que la décision finale sur la transformation possible de l'ENV en EN soit arrêtée.

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

CEN

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

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

SOMMAIRE

PREFACE

1. INTRODUCTION

1.1 DOMAINE D'APPLICATION

- 1.1.1 DOMAINE D'APPLICATION DE L'EUROCODE 5
- 1.1.2 DOMAINE D'APPLICATION DE LA PARTIE 1-1 DE L'EUROCODE 5
- 1.1.3 COMPLEMENTS DE L'EUROCODE 5

1.2 DISTINCTION ENTRE PRINCIPES ET REGLES D'APPLICATION

1.3 HYPOTHESES

1.4 DEFINITIONS

- 1.4.1 TERMES COMMUNS À TOUS LES EUROCODES
- 1.4.2 TERMES SPÉCIAUX EMPLOYÉS DANS LA PARTIE 1-1 DE L'EUROCODE 5

1.5 UNITES S.L

1.6 SYMBOLES UTILISES DANS LA PARTIE 1-1 DE L'EUROCODE 5

- 1.6.1 GENERALITES
- 1.6.2 SYMBOLES UTILISES DANS L'ARTICLE 2
- 1.6.3 SYMBOLES UTILISES DANS LES ARTICLES 3 À 7 ET LES ANNEXES

1.7 REFERENCES

2. BASES DE CONCEPTION ET DE CALCUL

2.1 EXIGENCES FONDAMENTALES

2.2 DEFINITIONS ET CLASSIFICATIONS

- 2.2.1 ETATS LIMITES ET SITUATIONS DE PROJET
 - 2.2.1.1 *Etats-limites*
 - 2.2.1.2 *Situations de projet*

- 2.2.2 ACTIONS
 - 2.2.2.1 *Définitions et principale classification*
 - 2.2.2.2 *Valeurs caractéristiques des actions*
 - 2.2.2.3 *Valeurs représentatives des actions variables*
 - 2.2.2.4 *Valeurs de calcul des actions*
 - 2.2.2.5 *Valeurs de calcul des effets des actions*
- 2.2.3 PROPRIETE DES MATERIAUX
 - 2.2.3.1 *Valeurs caractéristiques*
 - 2.2.3.2 *Valeurs de calcul*
- 2.2.4 DONNEES GEOMETRIQUES
- 2.2.5 DISPOSITIONS DES CHARGES ET CAS DE CHARGE

2.3 REGLES DE CONCEPTION ET DE CALCUL

- 2.3.1 GENERALITES
- 2.3.2 ETATS LIMITES ULTIMES
 - 2.3.2.1 *Conditions de vérification*
 - 2.3.2.2 *Combinaisons d'actions*
 - 2.3.2.3 *Valeurs de calcul des actions permanentes*
 - 2.3.2.4A *Vérification de l'équilibre statique*
- 2.3.3 COEFFICIENTS PARTIELS POUR LES ETATS LIMITES ULTIMES
 - 2.3.3.1 *Coefficients partiels pour les actions exercées sur les structures de bâtiment*
 - 2.3.3.2 *Coefficients partiels pour les propriétés des matériaux*
- 2.3.4 ETATS LIMITES DE SERVICE

2.4 DURABILITE

- 2.4.1 GENERALITES
- 2.4.2 RESISTANCE AUX AGENTS BIOLOGIQUES
- 2.4.3 RESISTANCE A LA CORROSION

APPENDICE : *Tableaux synoptiques des valeurs des coefficients partiels intervenant dans l'Eurocode 5 partie 1-1*

3. MATERIAUX

- 3.1 GENERALITES
 - 3.1.1 RESISTANCE ET MODULES D'ELASTICITE
 - 3.1.2 VALEURS CARACTERISTIQUES
 - 3.1.3 RELATIONS CONTRAINTE-DEFORMATION
 - 3.1.4 MODELES DE CALCUL
 - 3.1.5 CLASSES DE SERVICE

- 3.1.6 CLASSES DE DUREE DE CHARGE
- 3.1.7 COEFFICIENTS MODIFICATIFS POUR CLASSES DE SERVICE ET CLASSES DE DUREE DE CHARGE

3.2 BOIS MASSIF

- 3.2.1 CLASSEMENT
- 3.2.2 VALEURS CARACTERISTIQUES DES RESISTANCES, DES MODULES D'ELASTICITE ET DE LA MASSE VOLUMIQUE
- 3.2.3 CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU BOIS MASSIF
- 3.2.4 COEFFICIENTS MODIFICATIFS POUR CLASSES DE SERVICE ET CLASSES DE DUREE DE CHARGE
- 3.2.5 ABOUTAGES A ENTURES MULTIPLES

3.3 BOIS LAMELLE COLLÉ

- 3.3.1 EXIGENCES DE PERFORMANCE
- 3.3.2 VALEURS CARACTERISTIQUES DES RESISTANCES ET DES MODULES D'ELASTICITE
- 3.3.3 CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU BOIS LAMELLE COLLE
- 3.3.4 COEFFICIENTS MODIFICATIFS POUR CLASSES DE SERVICE ET CLASSES DE DUREE DE CHARGE
- 3.3.5 ABOUTAGES A ENTURES MULTIPLES DE GRANDE DIMENSION

3.4 MATERIAUX A BASE DE BOIS

- 3.4.1 CONTREPLAQUE
 - 3.4.1.1 *Exigences*
 - 3.4.1.2 *Valeurs caractéristiques des résistances et des modules d'élasticité*
 - 3.4.1.3 *Coefficients modificateurs pour classes de service et de classes de durée de charge*
- 3.4.2 PANNEAUX DE PARTICULES
 - 3.4.2.1 *Exigences*
 - 3.4.2.2 *Valeurs caractéristiques des résistances et des modules d'élasticité*
 - 3.4.2.3 *Coefficients modificateurs pour classes de service et classes de durée de charge*
- 3.4.3 PANNEAUX DE FIBRES
 - 3.4.3.1 *Exigences*
 - 3.4.3.2 *Valeurs caractéristiques des résistances et des modules d'élasticité*
 - 3.4.3.3 *Coefficients modificateurs pour classes de service et classes de durée de charge*

3.5 ADHESIFS

4 ETATS LIMITES DE SERVICE

4.1 EXIGENCES GENERALES

4.2 GLISSEMENT D'ASSEMBLAGE

4.3 VALEURS LIMITES DES FLECHES

- 4.3.1 EXIGENCES GENERALES
- 4.3.2 SYSTEMES TRIANGLES
- 4.3.3A ACCUMULATION D'EAU DE PLUIE

4.4 VIBRATIONS

- 4.4.1 GENERALITES
- 4.4.2 VIBRATIONS DUES AUX MACHINES
- 4.4.3 PLANCHERS D'HABITATION

5 ETATS LIMITES ULTIMES

5.1 REGLES DE BASE

- 5.1.1 GENERALITES
- 5.1.2 TRACTION PARALLELE AU FIL
- 5.1.3 TRACTION PERPENDICULAIRE AU FIL
- 5.1.4 COMPRESSION PARALLELE AU FIL
- 5.1.5 COMPRESSION OBLIQUE PAR RAPPORT AU FIL
- 5.1.6 FLEXION

- 5.1.7 CISAILLEMENT
 - 5.1.7.1 *Généralités*
 - 5.1.7.2 *Poutres entaillées*

- 5.1.8 TORSION
- 5.1.9 FLEXION ET TRACTION AXIALE COMBINEES
- 5.1.10 FLEXION ET COMPRESSION AXIALE COMBINEES
- 5.1.11A CISAILLEMENT ET TRACTION (ou COMPRESSION) PERPENDICULAIRE COMBINEES

5.2 ELEMENTS COMPRIMES OU FLECHIS

- 5.2.1 ELEMENTS COMPRIMES
- 5.2.2 ELEMENTS FLECHIS
- 5.2.3 ELEMENTS FLECHIS A SIMPLE DECROISSANCE
- 5.2.4 ELEMENTS FLECHIS A DOUBLE DECROISSANCE, COURBES OU A INTRADOS COURBES

5.3 COMPOSANTS

- 5.3.1 POUTRES COLLEES A AMES MINCES
- 5.3.2 POUTRES COLLEES A SEMELLES MINCES
- 5.3.3 POUTRES ASSEMBLEES MECANIQUEMENT
- 5.3.4 POUTRES ASSEMBLEES PAR COLLAGE ET PAR ORGANES D'ASSEMBLAGE

5.4 CHARPENTES ASSEMBLEES

5.4.1 SYSTEMES TRIANGLES

5.4.1.1 Généralités

5.4.1.2 Analyse générale

5.4.1.3 Analyse simplifiée

5.4.1.4 Vérification de la résistance des éléments

5.4.1.5 Fermes à connecteurs métalliques

5.4.2 DIAPHRAGMES DE TOITURE ET DE PLANCHER

5.4.3 DIAPHRAGME DE MUR

5.4.4 PORTIQUES PLANS

5.4.5 CONTREVENTEMENT

5.4.5.1 Généralités

5.4.5.2 Compression des éléments simples

5.4.5.3 Systèmes de contreventement des poutres ou des fermes

5.4.6 EFFET SYSTEME

6 ASSEMBLAGES

6.1 GENERALITES

6.1.1 INTRODUCTION

6.1.2 CLASSIFICATION DES ASSEMBLAGES

6.1.3 ANALYSE GLOBALE

6.1.4 ANALYSE LOCALE

6.1.5 RESISTANCE ET RIGIDITE DES ASSEMBLAGES

6.1.6 JUSTIFICATIONS COMPLEMENTAIRES

6.2 RESISTANCE AU CISAILLEMENT DES ORGANES D'ASSEMBLAGE DE TYPE TIGE

6.2.1 ASSEMBLAGES BOIS SUR BOIS ET PANNEAU SUR BOIS

6.2.2 ASSEMBLAGES ACIER SUR BOIS

6.2.3 ASSEMBLAGES EN CISAILLEMENT MULTIPLE

6.3 ASSEMBLAGES PAR POINTES

6.3.1 POINTES SOLLICITÉES EN CISAILLEMENT

6.3.1.1 Généralités

6.3.1.2 Assemblages cloués bois sur bois

6.3.1.3 Assemblages cloués panneau sur bois

6.3.1.4 Assemblages cloués acier sur bois

- 6.3.2 POINTES SOLLICITEES AXIALEMENT
- 6.3.3 POINTES SOLLICITEES AXIALEMENT ET EN CISAILLEMENT
- 6.4 ASSEMBLAGES PAR AGRAFES
- 6.5 ASSEMBLAGES BOULONNES**
- 6.5.1 BOULONS SOLLICITES EN CISAILLEMENT
 - 6.5.1.1 *Généralités*
 - 6.5.1.2 *Assemblages boulonnés bois sur bois*
 - 6.5.1.3 *Assemblages boulonnés bois sur panneau*
 - 6.5.1.4 *Assemblages boulonnés acier sur bois*
- 6.5.2 BOULONS SOLLICITES AXIALEMENT
- 6.6 ASSEMBLAGES PAR BROCHES**
- 6.7 ASSEMBLAGES VISSÉS**
- 6.7.1 TIREFONDS SOLLICITES EN CISAILLEMENT
- 6.7.2 TIREFONDS SOLLICITES AXIALEMENT
- 6.7.3 TIREFONDS SOLLICITES AXIALEMENT ET EN CISAILLEMENT
- 6.8 ASSEMBLAGES PAR CONNECTEURS METALLIQUES**
- 6.9A ASSEMBLAGES PAR ANNEAUX**
- 6.10A ASSEMBLAGES PAR CRAMPONS**

7 DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES ET CONTROLE

- 7.1 GENERALITES**
- 7.2 MATERIAUX**
- 7.3 ASSEMBLAGES COLLES**
- 7.4 ASSEMBLAGES AVEC ORGANES D'ASSEMBLAGE METALLIQUES**
- 7.5 MONTAGE**
- 7.6 TRANSPORT ET LEVAGE**
- 7.7 CONTROLE**
- 7.7.1 GENERALITES
- 7.7.2 CONTROLE DE LA PRODUCTION ET DE LA MAIN D'OEUVRE
- 7.7.3 CONTROLES APRES ACHEVEMENT DE L'OUVRAGE

7.8 REGLES PARTICULIERES POUR LES STRUCTURES EN DIAPHRAGMES

- 7.8.1 DIAPHRAGMES DE TOITURE ET DE PLANCHER
- 7.8.2 DIAPHRAGMES DE MUR

7.9 REGLES PARTICULIERES POUR LES FERMES A CONNECTEURS METALLIQUES

- 7.9.1 FABRICATION
- 7.9.2 LEVAGE

ANNEXES

ANNEXE A (Informative)

Détermination des valeurs correspondant au fractile de 5% à partir des résultats d'essais et critères d'acceptation pour un échantillon

A1 DOMAINE D'APPLICATION

A2 DETERMINATION DE LA VALEUR CORRESPONDANT AU FRACTILE DE 5%

- A2.1 *Exigences*
- A2.2 *Méthodologie*

A3 CRITERE D'ACCEPTATION POUR UN ECHANTILLON

- A3.1 *Exigences*
- A3.2 *Méthodologie*

ANNEXE B (Informative)

POUTRES ASSEMBLEES MECANIQUEMENT

B1 GENERALITES

- B1.1 *Sections transversales*
- B1.2 *Hypothèses*
- B1.3 *E spacements*
- B1.4 *Déformations dues aux moments de flexion*

B2 RIGIDITE EQUIVALENTE EN FLEXION

B3 CONTRAINTES NORMALES

B4 CONTRAINTE MAXIMALE EN CISAILLEMENT

B5 EFFORTS SUR LES ORGANES D'ASSEMBLAGES

ANNEXE C (Informative)

POTEAUX RECONSTITUES

CI GENERALITES

- C1.1 Hypothèse*
- C1.2 Capacité résistante*

C2 POTEAUX RECONSTITUES PAR ASSEMBLAGES MECANIQUES

- C2.1 Hypothèses*
- C2.2 Elancement équivalent*
- C2.3 Effort sur les organes d'assemblage*
- C2.4 Efforts combinés*

C3 POTEAUX MOISES AVEC GOUSSETS OU ENTRETOISES

- C3.1 Hypothèses*
- C3.2 Capacité résistante axiale*
- C3.3 Effort sur les organes d'assemblage, goussets, entretoises*

C4 POTEAUX EN TREILLIS COLLES OU CLOUES

- C4.1 Hypothèses*
- C4.2 Capacité résistante*
- C4.3 Efforts de cisaillement*

ANNEXE D (Normative)

CONCEPTION ET CALCUL DES FERMES A CONNECTEURS METALLIQUES

D1 GENERALITES

D2 ASSEMBLAGES

D3 ANALYSE GENERALE

D4 ANALYSE SIMPLIFIEE

D5 VERIFICATION DE LA RESISTANCE DES ELEMENTS

D6 VERIFICATION DE LA RESISTANCE DES CONNECTEURS METALLIQUES

- D6.1 Généralités*
- D6.2 Géométrie du connecteur*
- D6.3 Résistance du connecteur*
- D6.4 Résistance d'ancrage*
- D6.5 Vérification de la résistance des connecteurs métalliques*
 - D6.5.1 Résistance d'ancrage du connecteur*
 - D6.5.2 Résistance du connecteur*
 - D6.5.3 Exigences minimales pour l'ancrage*

0 PREFACE

0.1 OBJECTIFS DES EUROCODES

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

0.2 HISTORIQUE DU PROGRAMME EUROCODES

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

0.3 PROGRAMME EUROCODES

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

EN 1991 :	Bases de Calcul et Actions sur les Structures
EN 1992 :	Calcul des Structures en Béton
EN 1993 :	Calcul des Structures en Acier
EN 1994 :	Calcul des Structures Mixtes Acier Béton
EN 1995 :	Calcul des Structures en Bois
EN 1996 :	Calcul des Structures en Maçonneries
EN 1997 :	Calcul Géotechnique
EN 1998 :	Résistance des structures aux séismes
EN 1999 :	Calcul des Structures en Aluminium (en attente de mandat)
- (2) Des sous-comités séparés ont été formés par le CEN/TC 250 pour les divers Eurocodes énoncés ci-dessus.

- (3) Cette partie de l'Eurocode Structural concernant le Calcul des Structures en Bois, qui, sous la direction de la CCE, a été finalisée et approuvée pour publication, est publiée par le CEN comme Norme Européenne Expérimentale (ENV) pour une durée initiale de trois ans.
- (4) Cette Norme Expérimentale est destinée à une application pratique expérimentale dans le cadre du calcul des bâtiments et ouvrages de génie civil relevant du domaine d'application défini en 1.1.2 et est soumise à commentaires.
- (5) Au terme d'une durée approximative de deux ans, les Membres du CEN seront invités à formuler des commentaires officiels qui seront pris en compte pour la détermination de l'action future.
- (6) En attendant, les réactions et commentaires sur cette Norme Expérimentale devront être adressés au Secrétariat du Sous-comité CEN/TC 250/SC5 à l'adresse suivante:

SIS
BST
Drottning Kristinas väg 73
S-11428 STOCKOLM

ou à votre organisme national de Normalisation

0.4 DOCUMENT D'APPLICATION NATIONAL (DAN)

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

1 INTRODUCTION

1.1 OBJET

1.1.1 DOMAINE D'APPLICATION DE L'EUROCODE5

- (1)P L'Eurocode 5 s'applique à la conception et au calcul des bâtiments et des ouvrages de génie civil en bois, c.a.d constitués de bois (bois massif, bois rabotés ou poteaux ronds, bois lamellé collé) ou de panneaux à base de bois, assemblés par des adhésifs ou des organes d'assemblage. Il est divisé en plusieurs parties séparées, voir 1.1.2 et 1.1.3.
- (2)P L'Eurocode 5 ne traite que les exigences de résistance, d'aptitude au service et de durabilité des structures. D'autres exigences, telles que l'isolation phonique ou thermique, par exemple, ne sont pas traitées dans ce code.
- (3)P L'exécution¹⁾ n'est traitée que dans la mesure où, pour satisfaire les hypothèses de calcul adoptées dans ces règles, il est nécessaire de préciser la qualité des matériaux et produits de construction qu'il convient d'utiliser, ainsi que les niveaux de qualité de réalisation sur site. Les règles concernant l'exécution¹⁾ et la qualification sont traitées dans le chapitre 7. En général, ces règles doivent être considérées comme étant des exigences minimales qui peuvent devoir être développées par la suite pour des natures de construction et des procédés d'exécution¹⁾ particuliers.
- (4)P L'Eurocode 5 ne traite pas les exigences spéciales relatives au calcul sismique. Des règles concernant de telles exigences sont données dans l'ENV 1998 Eurocode 8 "Calcul des structures : Résistance aux séismes"²⁾, qui complète les règles de l'Eurocode 5.
- (5)P L'Eurocode 5 ne fournit pas de valeurs numériques des actions à prendre en compte dans le calcul des bâtiments et ouvrages de génie civil. Celles-ci sont données dans l'ENV 1991 Eurocode 1 "Bases de calcul et actions sur les structures".

1.1.2 DOMAINE D'APPLICATION DE LA PARTIE 1-1 DE L'EUROCODE5

- (1)P La Partie 1.1 de l'Eurocode 5 constitue une base générale pour la conception et le calcul des bâtiments et des ouvrages de génie civil en bois.
- (2)P En outre, la Partie 1.1 contient des règles détaillées qui s'appliquent, principalement, aux bâtiments courants. Le domaine d'application de ces règles peut être limité pour des raisons pratiques ou du fait de leur simplification; leur emploi ainsi que toute limitation de leur domaine d'application sont explicités dans le texte, là où cela est nécessaire.
- (3)P Les chapitres 1 et 2 sont communs à tous les Eurocodes, à l'exception de quelques clauses additionnelles qui sont spécifiques à chacun d'eux.

1) Pour la signification de ce terme, voir 1.4.1 (2)

2) Actuellement à l'état de projet

- (4)P Cette Partie 1.1 ne traite pas :
- la conception et la justification des ponts,
 - la résistance au feu,
 - la conception et la justification de structures soumises à une exposition prolongée à une température supérieure à 60°C,
 - les aspects particuliers de constructions de nature spéciale

1.1.3 COMPLEMENTS DE L'EUROCODE 5

- (1)P Les compléments de l'Eurocode 5 comprennent les sujets suivants:
Partie 1-2 Calcul au Feu des Ouvrages
Partie 2 Règles Générales : Règles supplémentaires pour les Ponts (en préparation)

1.2 DISTINCTIONS ENTRE PRINCIPES ET REGLES D'APPLICATION

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

1.3 HYPOTHESES

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

(3)P Les valeurs numériques encadrées n'ont qu'une valeur indicative. D'autres valeurs peuvent être spécifiées par les Etats Membres.

(3)P I Les valeurs numériques encadrées sont applicables en France. Elles ont été fixées par la Commission Française CF/TC250/SC5. D'autres valeurs peuvent être spécifiées par d'autres Etats Membres.

1.4 DEFINITIONS

1.4.1 TERMES COMMUNS A TOUS LES EUROCODES

(1)P A moins d'indication contraire, la terminologie utilisée dans ce texte est celle de la Norme Internationale ISO 8930.

(2)P Les termes suivants sont utilisés en commun par tous les Eurocodes Structuraux avec les significations ci-après:

- Construction: Terme général désignant tout ce qui est construit³⁾. Ce terme couvre aussi bien les bâtiments que les ouvrages de génie civil. Il se réfère à la construction complète, comprenant aussi bien les éléments structuraux que non structuraux.
- Exécution: Action de créer un bâtiment ou un ouvrage de génie civil. Ce terme couvre les travaux sur chantier; il peut également signifier la fabrication d'éléments constitutifs hors du chantier et leur montage ultérieur sur le chantier.
- Structure: ensemble d'éléments convenablement assemblés, conçus pour assurer la rigidité⁴⁾. Ce terme concerne les parties porteuses.
- Nature de construction: désigne la destination envisagée de la construction, par exemple immeuble d'habitation, bâtiment industriel, pont-route.
- Type de structure: désigne la disposition des éléments structuraux, par exemple, poutre, structure triangulée, arc, pont suspendu.
- Matériau de construction: Matériau utilisé pour une construction, par exemple, béton, acier, bois, maçonnerie.
- Mode de construction: Indication du principal matériau de construction, par exemple, construction en béton armé, construction en acier, construction en bois, construction en maçonnerie.
- Procédé d'exécution: Procédé par lequel la construction sera exécutée, par exemple, coulée en place, préfabriquée, en porte à faux.
- Système structural: Les éléments porteurs d'un bâtiment ou d'un ouvrage de génie civil et la manière dont ces éléments sont supposés se comporter, en vue de la modélisation.

3) Cette définition correspond à la norme ISO 6707-1.

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

1.4.2 TERMES SPECIAUX EMPLOYES DANS LA PARTIE 1-1 DE L'EUROCODE5

(1)P Les termes suivants sont utilisés dans cette partie, avec les significations suivantes

- **Contreplaqué balancé:** un contreplaqué dont les plis intérieurs et extérieurs sont symétriques à partir du centre, tant du point de vue épaisseur qu'essence.
- **Valeur caractéristique:** la valeur caractéristique est normalement celle qui a une probabilité donnée de ne pas être atteinte dans une hypothétique série infinie d'essais, par exemple, un pourcentage des propriétés de la dispersion. La valeur caractéristique est appelée une valeur caractéristique supérieure ou inférieure si la valeur donnée est respectivement plus ou moins grande que 0,50.

- **Broche:** tige cylindrique généralement en acier (mais qui peut également être dans un autre métal, en plastique ou en bois) ajustée sans jeu dans un avant-trou et utilisée pour transmettre des efforts perpendiculairement à l'axe de la tige.

- **Humidité d'équilibre:** l'humidité à laquelle le bois ne perd ni ne reprend d'eau à l'air ambiant.
- **Humidité:** la masse d'eau contenue dans le bois exprimée en pourcentage de sa masse anhydre.
- **Dimension nominale:** valeur utilisée pour représenter la dimension souhaitée (à un taux d'humidité spécifié); cette dimension sert de référence à l'expression des écarts qui, idéalement, devraient être nuls.

(1)P I - **Broche :** tige cylindrique généralement en acier (mais qui peut également être dans un autre métal, ou en matériau de synthèse) ajustée serrée dans un avant-trou et utilisée pour transmettre des efforts perpendiculairement à l'axe de la tige. Les tolérances de perçage sont données en 7.4 (7)A

(1)P A Autres définitions

- **Résistance**: grandeur relative à un état de sollicitation pur (traction, cisaillement, flexion, ...), définie pour un élément unitaire de structure
- **Capacité résistante**: résistance globale d'un assemblage ou d'un élément de structure
- **Portance locale**: résistance du matériau bois ou dérivés en compression localisée sous les organes de type tige
- **Organe d'assemblage**: toute pièce servant à assurer le transfert des efforts entre éléments
- **Organe d'assemblage de type tige**: organe d'assemblage dont le comportement correspond à celui d'une poutre sur appuis continus élastique (pointes, boulons, broches ...)
- **Assembleurs**: anneaux, crampons
- **Connecteurs métalliques**: plaques à dents embouties
- **Glissement d'assemblage**: on entend par glissement d'assemblage le déplacement relatif des pièces assemblées. Celui-ci est composé de jeux, d'une déformation élastique et d'une déformation plastique.

(1)P C Pour l'expression des dimensions nominales, les taux d'humidité de référence sont spécifiés dans les paragraphes 3.2.3 et 3.3.3.

1.5 UNITES S.I.

(1)P Les unités S.I. doivent être utilisées conformément à l'ISO 1000.

(2) *Pour les calculs, l'usage des unités suivantes est recommandé:*

- *forces et charges: kN, kN/m, kN/m²*
- *masse volumique: kg/m³*
- *poids volumique: kN/m³*
- *contraintes et résistances: N/mm² (=MN/m² ou MPa)*
- *moments (fléchissants...): kNm*

1.6 SYMBOLES UTILISES DANS LA PARTIE 1-1 DE L'EUROCODE 5

1.6.1 GENERALITES

En règle générale, les symboles utilisés dans la première partie de l'Eurocode 5 proviennent des symboles de la liste ci-dessous et de leur association comme, par exemple:

$G_{d,sup}$	Valeur de calcul supérieure d'une action permanente
V_d	Effort tranchant de calcul
$\sigma_{f,c}$	Contrainte de compression dans les membrures

De telles notations sont définies lors de leur première apparition dans le texte.

1.6.2 SYMBOLES UTILISES DANS L'ARTICLE 2

Symboles principaux :

A	Action accidentelle
A_d	Valeur de calcul d'une action accidentelle
A_{Bd}	Valeur de calcul d'une action sismique
C	Valeur fixée dans les états limites de service
E	Effet des actions (sollicitations)
F	Action
G	Action permanente
Q	Action variable
R	Résistance
S	Force et moment interne (Sollicitation)
X	Propriété d'un matériau
a	Donnée géométrique
	Δ_a Ecart
γ	Coefficient partiel
	γ_G Coefficient partiel pour les actions permanentes
	γ_{GA} Identique à γ_G pour les situations accidentelles
	γ_M Coefficient partiel pour les propriétés d'un matériau
	γ_Q Coefficient partiel pour les actions variables Q
	γ_I Coefficient d'importance (voir ENV 1998)
ψ	Facteurs définissant les valeurs représentatives des actions variables
	ψ_0 pour les valeurs de combinaison
	ψ_1 pour les valeurs fréquentes
	ψ_2 pour les valeurs quasi-permanentes

(C) Les coefficients γ_M se réfèrent également aux assemblages.
--

Indices :

Les indices sont omis quand il n'y a pas de risque de confusion.

d	Calcul
dst	Déstabilisant
inf	Inférieur
k	Caractéristique
mod	Modificatif
nom	Nominal
stb	Stabilisant
sup	Supérieur

1.6.3 SYMBOLES UTILISES DANS LES ARTICLES 3 A 7 ET LES ANNEXES

Symboles principaux :

<i>A</i>	Aire
<i>E</i>	Module d'élasticité
<i>F</i>	Action, Effort
<i>G</i>	Action permanente
<i>I</i>	Moment d'inertie
<i>K</i>	Module de glissement
<i>L</i>	Longueur
<i>M</i>	Moment fléchissant
<i>N</i>	Effort normal
<i>Q</i>	Action variable
<i>R</i>	Résistance
<i>S</i>	Force et moment interne (Sollicitation)
<i>V</i>	Effort tranchant
<i>V</i>	Volume
<i>W</i>	Module d'inertie
<i>X</i>	Propriété d'un matériau
<i>a</i>	Distance
<i>b</i>	Largeur
<i>d</i>	Diamètre
<i>e</i>	Excentricité
<i>f</i>	Résistance (d'un matériau)
<i>h</i>	Hauteur de la poutre
<i>i</i>	Rayon de giration
<i>k</i>	Coefficient; Facteur (toujours avec un indice)
<i>l</i>	Longueur; portée
<i>m</i>	Masse
<i>r</i>	Rayon
<i>s</i>	Espacement
<i>t</i>	Epaisseur
<i>u, v, w</i>	Composantes du déplacement d'un point
<i>x, y, z</i>	Coordonnées
α	Angle ; rapport
β	Angle ; rapport
<i>y</i>	Coefficient partiel
λ	Elancement (I_{ef} / i)
ρ	Masse volumique
σ	Contrainte normale
τ	Contrainte tangente
θ	Coefficient de fluage

1.6.4 INDICES

<i>ap</i>	faîte
<i>c</i>	Compression
<i>cr</i>	Critique (ou crit)
<i>d</i>	Calcul
<i>def</i>	Déformation
<i>dif</i>	Différé
<i>dis</i>	Distribution
<i>ef</i>	Efficace, Equivalent
<i>ext</i>	Externe
<i>f</i>	Semelles (ou membrures selon le cas)
<i>fin</i>	Final
<i>h</i>	Portance locale
<i>ind</i>	Indirect
<i>inf</i>	Inférieur; plus bas
<i>inst</i>	Instantané
<i>int</i>	Interne
<i>k</i>	Caractéristique
<i>l</i>	Bas; plus bas
<i>ls</i>	Effet système
<i>m</i>	Flexion
<i>max</i>	Maximal
<i>min</i>	Minimal
<i>mod</i>	Modificateur
<i>nom</i>	Nominal
<i>q(ou Q)</i>	Action variable
<i>ser</i>	En service
<i>stb</i>	Stabilisant
<i>sup</i>	Supérieur; plus haut
<i>t</i>	Traction
<i>tor</i>	Torsion
<i>u</i>	Ultime
<i>v</i>	Cisaillement
<i>vol</i>	Volume
<i>w</i>	Ame
<i>x,y,z</i>	Coordonnées
<i>y</i>	Limite élastique
α	Angle entre une force (ou une contrainte) et la direction du fil
0, 90	Directions privilégiées par rapport à la direction du fil
05	Fractile retenu pour une valeur caractéristique

1.7 REFERENCES

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 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.

Nonnes ISO

ISO 1000	Unités S.I. et Recommandations pour l'emploi de leurs multiples et de certaines autres unités
ISO 2081	Revêtements métalliques - Dépôts électrolytiques de zinc sur fer et acier
ISO 2631-2	Estimation de l'exposition des individus à des vibrations globales du corps - Partie 2 - Vibrations continues et induites par les chocs dans les bâtiments (1 à 80 Hz)
ISO 8930	Principes généraux de la fiabilité des constructions - Liste des termes équivalents

Normes Européennes

EN 301	Adhésifs de nature phénolique et aminoplaste pour structures portantes en bois: Classification et exigences de performance
EN 335-1	Durabilité des bois et des matériaux dérivés du bois- Définition des classes de risque d'attaque biologique - Généralités
EN 335-2	Durabilité naturelle du bois et des matériaux dérivés du bois - Définition des classes de risque d'attaque biologique - Partie 2: Application au bois massif
EN 350-2	Durabilité naturelle du bois - Partie 2: Guide de durabilité naturelle et d'imprégnabilité d'essences de bois sélectionnées pour leur importance en Europe
EN 383	Structures en Bois - Méthodes d'essais - Détermination de caractéristiques de fondation et de la portance locale d'éléments d'assemblage de type broche
EN 409	Structures en bois - Méthodes d'essais - Détermination du moment plastique des éléments de fixation à chevilles - Pointes
EN 10147	Tôles et bandes d'acier de construction galvanisé à chaud en continu - Conditions techniques de livraison.
EN 26891	Structures en Bois- Assemblages réalisés avec des éléments mécaniques de fixation - Principes généraux pour la détermination des caractéristiques de résistance et de déformation.
EN 28970	Structures en bois - Essai des assemblages réalisés par organes mécaniques - Exigences concernant la masse volumique des bois.

Avant-projets de Nonnes Européennes

prEN 300	Panneaux en lamelles de bois longues orientées- (OSB)
prEN 312-4	Panneaux de particules - Exigences - Partie 4: Exigences pour panneaux travaillant utilisés en milieux secs
prEN 312-5	Panneaux de particules - Exigences - Partie 5: Exigences pour panneaux travaillant utilisés en milieu humide

prEN 312-6	Panneaux de particules - Exigences - Partie 6: Exigences pour panneaux hautement travaillant utilisés en milieux secs
prEN 312-7	Panneaux de particules - Exigences - Partie 7: Exigences pour panneaux hautement travaillant utilisés en milieux humides
prEN 335-3	Durabilité des bois et des produits à base de bois - Définition des classes de risque d'attaque biologique - Partie 3: Application aux panneaux à base de bois
prEN 336	Bois de structures - Résineux et peuplier - Dimensions et écarts admissibles
prEN 338	Bois de structures - Classes de résistance
prEN 351-1	Durabilité des bois et des matériaux dérivés du bois - Bois massif préservé - Partie 1: Classification des pénétrations et rétentions des produits de préservation
prEN 384	Bois de structures - Détermination des valeurs caractéristiques des propriétés mécaniques et de la masse volumique
prEN 385	Aboutages à entures multiples dans les bois de construction. Exigences de performance et prescriptions minimales de fabrication
prEN 386	Bois lamellé collé. Exigences de performance et prescriptions minimales de fabrication
prEN 387	Bois lamellé collé. Aboutages à entures multiples de grande dimension. Exigences de performance et prescriptions minimales de fabrication
prEN 390	Bois lamellé collé. Dimensions. Ecart admissible
prEN 408	Structures en bois - Méthodes d'essais - Bois massif et bois lamellé collé - Détermination de certaines propriétés physiques et mécaniques
prEN 460	Durabilité du bois et des produits dérivés du bois - Durabilité naturelle du bois massif - Guide d'exigences de durabilité du bois pour son utilisation selon les classes de risque
prEN 518	Bois de structures - Classement. Exigences pour les normes de classement visuel de résistance
prEN 519	Bois de structures - Classement. Spécifications pour le bois classé par machine pour sa résistance
prEN 594	Structures en bois - Méthodes d'essais. Résistance de bridage et résistance au contreventement des panneaux muraux à ossature bois
prEN 622-2	Panneaux de fibres- Exigences. Partie 2: Exigences pour panneaux durs
prEN 622-3	Panneaux de fibres- Exigences. Partie 3: Exigences pour panneaux mi-durs
prEN 636-1	Contreplaqué - Exigences - Partie 1: Contreplaqué utilisé en milieux secs
prEN 636-2	Contreplaqué - Exigences - Partie 2: Contreplaqué utilisé en milieux humides

prEN 636-3	Contreplaqué - Exigences - Partie 3: Contreplaqué utilisé en milieux extérieurs
prEN 912	Connecteurs pour le bois. Spécifications des assembleurs pour bois
prEN 1058	Panneaux à base de bois - Détermination de valeurs caractéristiques des propriétés mécaniques et de la masse volumique
prEN 1059	Structures en bois - Prescriptions de fabrication des fermes utilisant des connecteurs métalliques
prEN 1075	Structures en bois - Méthodes d'essais - Assemblage par connecteurs métalliques
prEN 1193	Structures en bois - Bois de charpente et bois lamellé collé - Détermination de propriétés physiques et mécaniques complémentaires
prEN 1194	Structures en bois - Bois lamellé collé - Classes de résistance et détermination des valeurs caractéristiques

(A)	Nonnes françaises
	NF B 52.001-4 Règles d'utilisation du bois dans les constructions- Partie 4 - Classement visuel pour l'emploi en structure des principales essences résineuses et feuillues.
	NF B 52.001-5 Règles d'utilisation du bois dans les constructions- Partie 5 - Caractéristiques mécaniques conventionnelles associées au classement visuel des principales essences résineuses et feuillues utilisées en structure.

(C)	A la date de sortie du DAN, les prEN suivants sont devenus des EN: 338, 385, 386, 390, 408.
-----	---

2 BASES DE CONCEPTION ET DE CALCUL

2.1 EXIGENCES FONDAMENTALES

- (1)P Une structure doit être calculée et réalisée de telle manière :
- qu'avec une probabilité acceptable, elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son coût, et
 - qu'avec des degrés appropriés de fiabilité, elle puisse résister à toutes les actions et autres influences susceptibles de s'exercer aussi bien pendant l'exécution que durant son exploitation et qu'elle ait une durabilité convenable au regard des coûts d'entretien.
- (2)P Une structure doit également être conçue et dimensionnée de manière qu'elle ne puisse pas être endommagée par des événements tels qu'explosions, chocs ou conséquences d'erreurs humaines.
- (3) *Il convient de limiter ou d'éviter l'endommagement potentiel par le choix d'une ou plusieurs des solutions suivantes:*
- *éviter, éliminer ou réduire les dangers potentiels auxquels la structure pourrait être exposée,*
 - *choisir un type de structure peu sensible aux dangers potentiels à prendre en considération,*
 - *choisir le type et la conception de la structure de manière qu'elle subsiste malgré l'enlèvement accidentel d'un de ses éléments,*
 - *liaisonner les éléments de structure entre eux.*
- (4)P Pour satisfaire les exigences énoncées ci-dessus, on doit choisir convenablement les matériaux, définir une conception, un dimensionnement et des détails constructifs appropriés, et spécifier des procédures de contrôle adaptées au projet considéré, au stade de la production, de la construction et de l'exploitation.

2.2 DEFINITIONS ET CLASSIFICATIONS

2.2.1 ETATS LIMITES ET SITUATIONS DE PROJET

2.2.1.1 Etats limites.

- (1)P Les états limites sont des états au-delà desquels la structure ne satisfait plus aux exigences de performance pour lesquelles elle a été conçue.
- Les états limites sont classés en :
- états limites ultimes,
 - états limites de service.
- (2)P Les états limites ultimes sont associés à l'effondrement de la structure, ou à d'autres formes de ruine structurale qui peuvent mettre en danger la sécurité des personnes.
- (3)P Les états précédant la ruine de la structure qui, pour des raisons de simplification, sont considérés à la place de la ruine proprement dite, sont également classés et traités comme des états limites ultimes.

- (4) *Les états limites ultimes qui peuvent être à considérer comprennent notamment :*
- *la perte d'équilibre de la structure ou de l'une de ses parties, considérée comme un corps rigide,*
 - *la ruine par déformation excessive, rupture, ou perte de stabilité de la structure ou d'une de ses parties, y compris les appuis et les fondations.*
- (5)P Les états limites de service correspondent aux états au-delà desquels les critères spécifiés d'exploitation ne sont plus satisfaits.
- (6) *Les états limites de service qui peuvent être à considérer comprennent notamment :*
- *les déformations ou flèches affectant l'aspect ou l'exploitation efficace de la construction (y compris le fonctionnement des machines ou des services) ou provoquant des dommages aux finitions ou aux éléments non structuraux,*
 - *les vibrations incommodes des occupants, endommageant le bâtiment ou son contenu, ou limitant son efficacité fonctionnelle.*

2.2.1.2 Situations de projet

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

2.2.2 ACTIONS

2.2.2.1 Définitions et principale classification⁵

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

- (2)P Les actions sont classées :
- (i) en fonction de leur variation dans le temps :
- actions permanentes (G), telles que poids propre des structures et équipements fixes,
 - actions variables (Q), telles que charges d'exploitation, action du vent ou de la neige,
 - actions accidentelles (A), telles qu'explosions ou chocs de véhicules.

2(P) A Les actions sismiques (A_B) sont également à prendre en compte en tant qu'actions accidentelles.
--

- (ii) en fonction de leur variation dans l'espace:
- actions fixes, telles que le poids propre (consulter cependant 2.3.2.3(2) pour les structures très sensibles aux variations du poids propre),
 - actions libres, pouvant avoir différentes dispositions géométriques, telles que charges d'exploitation mobiles, action du vent, de la neige.

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

2(P) **A** (iii) Les actions sont également classées en fonction de leur nature et/ou de la réponse structurale :

- actions statiques, qui n'induisent pas d'accélération significative de la structure ou des éléments de structure,
- actions dynamiques, qui se traduisent par une accélération significative de la structure ou des éléments de structure.

2.2.2.2 Valeurs caractéristiques des actions

(1)P Les valeurs caractéristiques F_k sont fixées:

- dans l'ENV 1991 Eurocode 1 ou dans d'autres codes spécifiques, ou
- par le client, ou par le concepteur en concertation avec le client, à condition que soient respectées les prescriptions minimales, prévues dans les normes de chargements spécifiques ou exigées par les autorités compétentes.

(2)P Pour les actions permanentes dont le coefficient de variation est grand, ou lorsque les actions sont susceptibles de varier pendant la durée de vie de la structure (par exemple certaines charges permanentes surimposées), on distingue deux valeurs caractéristiques, une valeur supérieure ($G_{k,sup}$) et une valeur inférieure ($G_{k,inf}$). Dans les autres cas, une seule valeur caractéristique (G_k) est suffisante.

(3) *Le poids propre de la structure peut, dans la plupart des cas, être calculé sur la base des dimensions nominales et des masses volumiques moyennes.*

(4)P Pour les actions variables, la valeur caractéristique (Q_k) correspond :

- soit à la valeur supérieure qui représente une probabilité acceptée a priori de ne pas être dépassée, ou la valeur inférieure qui représente une probabilité acceptée a priori de ne pas être atteinte pendant une certaine durée de référence, compte tenu de la durée de vie envisagée de la construction ou de la durée supposée de la situation de projet,
- soit à une valeur spécifiée.

(4)P **A** Dans l'attente de la publication de l'ENV 1991 Eurocode 1, les valeurs caractéristiques des actions variables courantes à utiliser avec cette norme expérimentale sont indiquées dans le tableau ci-après. Il est à noter que la valeur caractéristique de la charge de vent est prise égale à la valeur du "vent normal" tirée du DTU P 06-002 (NV65) multipliée par 1,2.

Action variable considérée	Valeur caractéristique de l'action
Charges d'exploitation	valeur tirée de la norme NF P 06-001
Charges de neige	valeur tirée de la norme DTU 06-006 (N 84)
Actions du vent	1,2 fois la valeur "normale" tirée de la norme DTU P 06-002 (NV 65)
Température * (pour les éléments métalliques)	dilatation $:-4.10^{-4}$ à $+3.10^{-4}$ ou écart: -33° à $+25^{\circ}$ par rapport à la température de montage
* <i>Pour les structures en bois, les effets induits par une température prolongée supérieure à 60°C ne sont pas couverts par la présente norme (voir la clause 1.1.2 4(P))</i>	

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

2.2.2.3 Valeurs représentatives des actions variables

(1)P La principale valeur représentative est la valeur caractéristique Q_k

(2)P D'autres valeurs représentatives sont liées à la valeur caractéristique Q_k au moyen d'un facteur ψ_i . Ces valeurs sont définies ainsi :
 -valeur de combinaison : $\psi_0 Q_k$
 -valeur fréquente : $\psi_1 Q_k$
 -valeur quasi-permanente: $\psi_2 Q_k$

(3)P Les valeurs des facteurs ψ_0, ψ_1, ψ_2 sont fixées :
 - dans l'ENV 1991 Eurocode 1 ou dans d'autres normes de chargements spécifiques, ou
 - par le client, ou par le concepteur en concertation avec le client, à condition que soient respectées les prescriptions minimales prévues dans les normes de chargements spécifiques ou exigées par les autorités compétentes.

(3)P A Dans l'attente de la publication de l'ENV 1991 Eurocode 1, les valeurs des facteurs ψ_i à utiliser avec cette norme expérimentale sont indiquées dans le tableau ci-après. Il est à noter que la valeur de ψ_0 pour les charges d'exploitation et les charges de neige tirées des normes françaises correspondantes sont multipliées par un coefficient 0,87.

Action variable considérée		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Charges d'exploitation *	Bâtiments industriels	**	***	***
	Cat. a ₁	0,87	1,0	1,0
	Cat. a ₂	0,87	1,0	0,0
	Cat. a ₃	0,67	0,77	0,65
	Autres bâtiments	**	***	***
	Cat. 1	0,67	0,65	0,25
	Cat. 2	0,78	0,75	0,40
Charges de neige	Altitude ≤ 500 m	****	*****	*****
		0,67	0,15	0,0
	Altitude > 500 m	****	*****	*****
	0,67	0,3	0,1	
Actions du vent		0,67	0,2	0,0
Température (éléments métalliques)*****		0,53	0,5	0,0

* Pour la classification des bâtiments, on se reportera à la norme NF P 06-001;
 ** Les valeurs de ψ_0 sont déduites de celles de la norme NF P 06-001 par un coefficient multiplicatif de 0,87;
 *** Les valeurs de ψ_1 et de ψ_2 sont égales à celles de la norme NF P 06-001;
 **** Les valeurs de ψ_0 sont déduites de celles du DTU 06-006 (N84) par un coefficient multiplicatif de 0,87;
 ***** Les valeurs de ψ_1 et de ψ_2 sont égales à celles du DTU 06-006 (N84);
 ***** Pour les structures en bois, les effets induits par une température prolongée supérieure à 60°C ne sont pas couverts par la présente norme (voir la clause 1.1.2 (4)P)

2.2.2.4 Valeurs de calcul des actions

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

$$F_d = \gamma_F F_k \quad (2.2.2.4a)$$

(2)P Des exemples spécifiques sont:

$$G_d = \gamma_G G_k \quad (2.2.2.4b)$$

$$Q_d = \gamma_Q Q_k \text{ ou } \gamma_Q \psi_I Q_k$$

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

où:

γ_G , γ_Q et γ_A sont les coefficients partiels pour l'action considérée, qui prend en compte, par exemple, la possibilité d'un dépassement dans un sens défavorable du niveau d'intensité des actions, une modélisation imprécise des actions, des incertitudes dans l'évaluation des effets des actions ou de l'état limite considéré.

(3)P En référence à 2.2.2.2 (2) les valeurs de calcul haute et basse des actions permanentes sont exprimées selon:

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

$$G_{d,sup} = \gamma_{G,sup} G_{k,sup} \text{ ou } \gamma_{G,sup} G_k \quad (2.2.2.4c)$$

2.2.2.5 Valeurs de calcul des effets des actions

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

$$E_d = E (F_d, a_d, \dots) \quad (2.2.2.5)$$

où a_d défini en 2.2.4.

2.2.3 PROPRIETES DES MATERIAUX

2.2.3.1 Valeurs caractéristiques

(1)P Une propriété d'un matériau est représentée par une valeur caractéristique X_k qui correspond généralement à un fractile dans la distribution statistique supposée pour cette propriété particulière; elle est fixée par des normes spécifiques et contrôlée dans des conditions spécifiées.

(2)P Dans certains cas, une valeur nominale est utilisée comme valeur caractéristique.

2.2.3.2 Valeurs de calcul

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

$$X_d = k_{mod} X_k / \gamma_M \quad (2.2.3.2a)$$

où les symboles sont définis ci-dessous :

γ_M coefficient partiel qui s'applique à la propriété concernée du matériau, donné en 2.3.3.2,
 k_{mod} coefficient modificatif prenant en compte l'effet de la durée de charge et de l'humidité dans la structure sur les résistances,

Les valeurs de k_{mod} sont données dans l'article 3.

(1)P C	Les coefficients partiels se réfèrent également aux assemblages
--------	---

(2) *La résistance de calcul R_d est déterminée, en général, à partir des valeurs de calcul des propriétés des matériaux, des données géométriques et les effets des actions, si nécessaire :*

$$R_d = R(X_d, a_d, \dots) \quad (2.2.3.2b)$$

(3) *La valeur de calcul R_d peut être déterminée à partir d'essais.*

2.2.4 DONNEES GEOMETRIQUES

(1)P Les données géométriques sont généralement représentées par leurs valeurs nominales

$$a_d = a_{nom} \quad (2.2.4a)$$

(2)P Dans certains cas les valeurs géométriques de calcul sont définies par

$$a_d = a_{nom} + \Delta_a \quad (2.2.4b)$$

Les valeurs de Δ sont données dans les articles appropriés.

(2)P C	Les paragraphes 3.2.3, 3.3.3, 7.2 et 7.3 traitent des propriétés géométriques des éléments de structure.
--------	--

2.2.5 DISPOSITIONS DES CHARGES ET CAS DE CHARGE⁷

(1)P Une disposition des charges est déterminée en fixant la position, le niveau d'intensité et la direction d'une action libre.

(2)P Un cas de charge est déterminé en fixant les dispositions compatibles des charges et l'ensemble des déformations et des imperfections à considérer pour une vérification donnée.

7) Des règles détaillées sur les dispositions des charges et les cas de charge sont données dans l'ENV 1991 Eurocode 1

2.3 REGLES DE CONCEPTION ET DE CALCUL

2.3.1 GENERALITES

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

2.3.2 ETATS LIMITES ULTIMES

2.3.2.1 Conditions de vérification

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

$$E_{d,dst} \leq E_{d,stab} \quad (2.3.2.1a)$$

où $E_{d,dst}$ et $E_{d,stab}$ sont respectivement les effets de calcul des actions déstabilisantes et stabilisantes.

- (2)P Lorsque l'on considère un état limite de rupture ou de déformation excessive d'une section transversale, d'un élément ou d'un assemblage, on doit s'assurer que :

$$S_d \leq R_d \quad (2.3.2.1b)$$

où S_d est la valeur de calcul d'une sollicitation (ou du torseur de plusieurs sollicitations) et R_d est la résistance de calcul correspondante.

- (2)P I Lorsque l'on considère un état limite de rupture ou de déformation excessive d'une section transversale, d'un élément ou d'un assemblage, on doit s'assurer que :

$$E_d \leq R_d \quad (2.3.2.1b)$$

où: E_d est la valeur de calcul pour l'effet particulier des actions pris en considération et R_d est la résistance de calcul correspondante;

chacune prenant en compte les valeurs de calcul respectives de toutes les propriétés de la structure ou de l'élément de structure.

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

- (4)P Lorsque les effets de second ordre conduisent à considérer un état limite de stabilité, on doit vérifier que l'instabilité ne survient pas - à moins que les actions ne dépassent leurs valeurs de calcul, - en prenant en compte les valeurs de calcul respectives de toutes les propriétés de la structure. En outre, les sections doivent être vérifiées conformément à 2.3.2.1 P(2).

2.3.2.2 **Combinaisons d'actions**

(1)P Pour chaque cas de charge, les valeurs de calcul E_d des effets des actions doivent être déterminées en appliquant les règles de combinaison avec les valeurs de calcul des actions précisées au tableau 2.3.2.2.

Tableau 2.3.2.2 Valeurs de calcul des actions à utiliser dans les combinaisons d'actions

Situation de Projet	Actions Permanentes G_d	Actions variables Q_d		Actions accidentelles A_d
		Action variable de base	Actions variables d'accompagnement	
Durable et Transitoire	$\gamma_G G_k$	$\gamma_Q Q_k$	$\psi_0 \gamma_Q Q_k$	-
Accidentelle	$\gamma_{GA} G_k$	$\psi_1 Q_k$	$\psi_2 Q_k$	$\gamma_A A_k$ (si A_d n'est pas spécifié directement)

(1)P A Les valeurs de calcul des actions sismiques à utiliser dans les combinaisons d'actions sont les suivantes :

Situation de projet	Action permanente G_d	Actions variables Q_d		Actions accidentelles
		Action variable de base	Actions variables d'accompagnement	
Sismique	G_k	$\psi_{2,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$	$\gamma_I A_{Ed}$

(2)P Les valeurs de calcul du tableau 2.3.2.2 doivent être combinées conformément aux règles suivantes (données sous forme symbolique) ⁸:

- Situations de projet durables et transitoires (combinaisons fondamentales):

$$\sum_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (2.3.2.2a)$$

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

$$\sum_j \gamma_{GA,j} G_{k,j} + A_d + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (2.3.2.2b)$$

avec :

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

$Q_{k,1}$ valeur caractéristique de l'action variable de base,

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

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

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

$\gamma_{GA,j}$ identique à $\gamma_{G,j}$ mais pour des situations de calcul accidentelles,

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

ψ_0, ψ_1, ψ_2 facteurs définis au 2.2.2.3.

(2)P **C** Des actions indirectes doivent être introduites, le cas échéant, dans les expressions (2.3.2.2a) et (2.3.2.2b)

(3)P Les combinaisons relatives aux situations accidentelles se réfèrent soit à une action explicite accidentelle A , soit à une situation survenant après un événement accidentel ($A=0$). A moins d'une spécification différente, on utilise $\gamma_{GA} = \boxed{1,0}$.

(4)P Des combinaisons simplifiées pour des structures de bâtiment sont données en 2.3.3.1.

2.3.2.3 Valeurs de calcul des actions permanentes

(1)P Dans les différentes combinaisons définies ci-dessus, les actions permanentes dont l'effet augmente celui des actions variables (en produisant des effets défavorables) doivent être représentées par leur valeur de calcul supérieure, alors que celles dont l'effet diminue celui des actions variables (en produisant des effets favorables) sont à prendre avec leur valeur de calcul inférieure (voir 2.2.2.4 (3)).

(2)P Lorsque les résultats d'une vérification sont très sensibles aux variations du niveau d'intensité d'une même action permanente d'un point à l'autre de la structure, cette action doit être considérée comme composée d'une partie favorable et d'une partie défavorable. Ceci s'applique en particulier à la vérification de l'équilibre statique. Dans les cas précités, les valeurs spécifiques γ_G doivent être prises en compte (voir 2.3.3.1 (3) pour les structures de bâtiment).

(2)P **A** Les vérifications de l'équilibre statique sont abordées dans le paragraphe 2.3.2.4.

(3)P A l'exception des cas mentionnés en (2)P, on doit représenter dans toute la structure chaque action permanente, dans sa totalité, par celle des deux valeurs de calcul, supérieure ou inférieure, qui conduit aux effets les plus défavorables pour une vérification donnée.

(4)P Pour les poutres continues, la même valeur de calcul du poids propre de la structure doit être appliquée à toutes les travées.

2.3.2.4 A Vérification de l'équilibre statique

- (1)P Pour la vérification de l'équilibre statique, les actions déstabilisantes (défavorables) doivent être représentées par leur valeur de calcul supérieure et les actions stabilisantes (favorables) par leur valeur de calcul inférieure (voir 2.3.2.1 (1)P).
- (2)P Pour la prise en compte des effets stabilisants, on ne doit inclure dans la combinaison que les actions dont on peut valablement supposer qu'elles agissent dans la situation considérée.
- (3) *Il convient d'appliquer les actions variables quand elles augmentent les effets déstabilisants, mais de ne pas les appliquer dans les cas où elles augmenteraient les effets stabilisants.*
- (4) *Il convient d'envisager la possibilité que des éléments non structuraux aient pu ne pas avoir été mis en place ou avoir été enlevés.*
- (5)P Les valeurs de calcul des actions permanentes doivent être choisies en examinant si les effets stabilisants ou déstabilisants résultent :
- des parties défavorable et favorable d'une même action permanente, voir 2.3.2.4 (7)P ci-dessous,
- et/ou d'actions permanentes différentes, voir 2.3.2.4 (8)P ci-après.
- (6) *Les poids propres d'éléments structuraux ou non structuraux indépendants et constitués de matériaux de construction différents, sont à traiter en tant qu'actions permanentes différentes.*
- (7)P Pour les structures de bâtiment, les coefficients partiels spéciaux donnés en 2.3.3.1 (3) s'appliquent aux parties défavorable et favorable d'une même action permanente, comme envisagé en 2.3.2.3 (2)P.
- (8)P Pour les structures de bâtiment, les coefficients partiels normaux, donnés en 2.3.3.1 (1)P, s'appliquent aux actions permanentes autres que celles visées en 2.3.2.4 (7)P.
- (9)P Quand l'incertitude sur la valeur d'une dimension géométrique influe de manière significative sur la vérification de l'équilibre statique, cette dimension doit être introduite dans la vérification avec la valeur la plus défavorable qu'elle peut raisonnablement atteindre.

2.3.3 COEFFICIENTS PARTIELS POUR LES ETATS LIMITES ULTIMES

2.3.3.1 Coefficients partiels pour les actions exercées sur les structures de bâtiment

(1)P Pour les situations de projet durables et transitoires, les coefficients partiels donnés dans le tableau 2.3.3.1 doivent être utilisés.

Tableau 2.3.3.1 Coefficients partiels : actions sur les structures de bâtiment pour des situations de projet durables et transitoires			
	Actions permanentes (γ_G)	Actions variables (γ_Q)	
		Action variable de base	Actions variables d'accompagnement
Coefficients partiels normaux			
Effet favorable ($\gamma_{F,inf}$)	1,0*	**	**
Effet défavorable ($\gamma_{F,sup}$)	1,35*	1,5	1,5
Coefficients partiels réduits			
Effet favorable ($\gamma_{F,inf}$)	1,0	**	**
Effet défavorable ($\gamma_{F,sup}$)	1,2	1,35	1,35
* voir également 2.3.3.1(3) ci-dessous ** voir l'ENV 1991 Eurocode 1; dans les cas normaux, pour les structures de bâtiment, $\gamma_{Q,inf} = 0$			

(1)P I Pour les structures de bâtiment, les coefficients partiels aux états limites ultimes dans les situations de projets durables, transitoires et accidentelles sont données dans le tableau 2.3.3.1a, dérivé de l'ENV 1991-1-1 Eurocode 1.

Tableau 2.3.3.1a Coefficients partiels normaux - Etats limites ultimes pour les constructions

		Symbole	Situations	
			P : Permanentes T : Transitoires	A : Accidentelles
Cas A <i>Perte d'équilibre statique; résistance du matériau de structure non significative</i>	Actions permanentes : <i>poids propre d'éléments de structure et d'éléments non structuraux, actions permanentes causées par le sol, l'eau du sol et l'eau libre</i>	défavorables $\gamma_{G,sup}$	1,10	1,00
		favorables $\gamma_{G,inf}$	0,90	1,00
	Actions variables	défavorables γ_Q	1,50	1,00
		favorables	0,00	0,00
Actions accidentelles	γ_{GA}		1,00	
Cas B <i>Rupture interne d'une structure ou d'un élément de structure, incluant les piétements, les poteaux, les murs de soubassement, etc., dépendant de la résistance du matériau de structure *</i>	Actions permanentes <i>(voir ci-dessus)</i>	défavorables $\gamma_{G,sup}$	1,35	1,00
		favorables $\gamma_{G,inf}$	1,00	1,00
	Actions variables	défavorables γ_Q	1,50	1,00
		favorables	0,00	0,00
Actions accidentelles	γ_{GA}		1,00	
* La tenue des structures peut être conditionnée par les ruptures dans le sol. Dans ce cas, on se référera à l'ENV 1991-1 Eurocode 1 et à l'ENV 1997-1-1 Eurocode 7.				

(2)P Pour les situations accidentelles auxquelles s'applique l'équation (2.3.2.2b), les coefficients partiels pour les actions variables sont pris égaux à 1,0.

(2)P I Pour les situations accidentelles, on doit se référer au tableau 2.3.3.1a.

(3) Lorsque, conformément à 2.3.2.3 (2)P, une action permanente unique est à considérer comme composée d'une partie favorable et d'une partie défavorable, la partie favorable doit, en règle générale, être associée à

$$\gamma_{G,inf} = 0,9$$

et la partie défavorable à

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

(3) I Pour les états limites ultimes d'équilibre statique, on doit se référer au tableau 2.3.3.1a.

(4) Les coefficients partiels réduits peuvent être utilisés pour des bâtiments à un seul niveau de portée modérée occupés seulement de façon occasionnelle (bâtiments de stockage, hangars, abris de jardin, et bâtiments ou petits silos à usage agricole), lampadaires courants, cloisons légères de séparation et bardages. Pour les autres ossatures les coefficients partiels normaux doivent être utilisés.

(4) A Les coefficients partiels réduits sont donnés dans le tableau 2.3.3.1b.

Tableau 2.3.3.1b Coefficients partiels réduits - Etats limites ultimes pour les constructions

		Symbole	Situations	
			P : Permanentes T : Transitoires	A : Accidentelles
Cas A <i>Perte d'équilibre statique; résistance du matériau de structure non significative</i>	Actions permanentes : poids propre d'éléments de structure et d'éléments non structuraux, actions permanentes causées par le sol, l'eau du sol et l'eau libre			
	défavorables	$\gamma_{G,sup}$	1,00	1,00
	favorables	$\gamma_{G,inf}$	0,90	1,00
	Actions variables	γ_Q	1,35	1,00
	défavorables		0,00	0,00
	favorables		0,00	0,00
	Actions accidentelles	γ_{GA}		1,00
Cas B <i>Rupture interne d'une structure ou d'un élément de structure, incluant les piétements, les poteaux, les murs de soubassement, etc., dépendant de la résistance du matériau de structure *</i>	Actions permanentes (voir ci-dessus)			
	défavorables	$\gamma_{G,sup}$	1,20	1,00
	favorables	$\gamma_{G,inf}$	1,00	1,00
	Actions variables	γ_Q	1,35	1,00
	défavorables		0,00	0,00
	favorables		0,00	0,00
	Actions accidentelles	γ_{GA}		1,00

* La tenue des structures peut être conditionnée par les ruptures dans le sol. Dans ce cas, on se référera à l'ENV 1991-1 Eurocode 1 et à l'ENV 1997-1-1 Eurocode 7.

(5) Pour les structures de bâtiment, dans un but de simplification, la combinaison (2.3.2.2a) peut être remplacée par celle des combinaisons ci-après qui se révèle la plus contraignante :

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

$$\sum_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} \quad (2.3.3.1a)$$

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

$$\sum_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + 0,9 \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} Q_{k,i} \quad (2.3.3.1b)$$

2.3.3.2 Coefficients partiels pour les propriétés des matériaux

(1)P Les coefficients partiels concernant les propriétés des matériaux (γ_M) sont donnés au tableau 2.3.3.2

Tableau 2.3.3.2 Coefficients partiels pour les propriétés des matériaux (γ_M)	
Etats limites ultimes	
- combinaisons fondamentales:	
bois et matériaux à base de bois	1,3
acier employé dans les assemblages	1,1
- combinaisons accidentelles	
	1,0
Etats limites de service	
	1,0

(1)P I Pour les assemblages, on doit se référer au tableau 2.3.3.2b ci-dessous. Pour les ferrures métalliques, on doit se référer à l'ENV 1993-1-1 Eurocode 3.

Tableau 2.3.3.2b Coefficients partiels pour les assemblages*		
Etats limites ultimes		
- Combinaisons fondamentales	Symbole	Valeur
Assemblages de classe 1 *	(γ_{M1})	1,3
Assemblages de classe 2 *	(γ_{M2})	1,2
Assemblages de classe 3 *	(γ_{M3})	1,1
- Combinaisons accidentelles		1,0
Etats limites de service		1,0
* La classification des assemblages est définie dans le paragraphe 6.1.2		

2.3.4 ETATS LIMITES DE SERVICE

(1) *On doit vérifier que :*

$$E_d \leq C_d \text{ ou } E_d \leq R_d \quad (2.3.4)$$
 où les symboles sont définis ci-dessous :
 C_d est une valeur nominale ou une fonction de certaines propriétés de calcul des matériaux relative aux effets des actions considérés.
 E_d est l'effet du calcul des actions, déterminé sur la base d'une des combinaisons définies dans l'article 4.

(1)P I On doit vérifier que:

$$E_d \leq C_d \quad (2.3.4)$$
 où :
 C_d est une valeur nominale ou une fonction de certaines propriétés de calcul des matériaux relative à l'effet des actions considéré,
 E_d est l'effet de calcul des actions.
 Les combinaisons relatives aux états limites de service sont données dans les clauses (3) à (7).

(2)P Le coefficient partiel pour les propriétés des matériaux (γ_M) est donné au tableau 2.3.3.2.

(2)P A Pour les assemblages, le coefficient partiel (γ_M) est donné dans le tableau 2.3.3.2b.

(3)P A Les expressions suivantes définissent deux types de combinaisons d'actions pour les états limites de service.

Combinaison rare (combinaison caractéristique) :

$$\sum_j G_{kj} + Q_{k,1} + \sum_{i>1} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (2.3.4b)$$

Combinaison quasi-permanente :

$$\sum_j G_{kj} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (2.3.4c)$$

La notation est définie en 2.3.2.2(2).

(4)P A Pour la vérification aux états limites de service, on doit utiliser les combinaisons caractéristiques définies en (2.3.4b) pour le calcul des effets instantanés des actions.

(5)P A Pour la vérification aux états limites de service, on doit utiliser les combinaisons quasi-permanentes définies en (2.3.4c) pour le calcul des effets différés des actions.

(6) A Lorsque l'on justifie le dimensionnement à l'état limite de service par des calculs détaillés, on peut, dans le cas des structures de bâtiment, utiliser des combinaisons simplifiées.

(7) **A** Pour les structures de bâtiment, dans un but de simplification, l'expression (2.3.4b) pour la combinaison rare peut être remplacée par celle des deux combinaisons ci-après qui se révèle la plus contraignante :

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

$$\sum_j G_{kj} + Q_{k,1} \quad (2.3.4d)$$

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

$$\sum_j G_{kj} + 0,9 \sum_{i \geq 1} Q_{k,i} \quad (2.3.4e)$$

2.4 DURABILITE

2.4.1 GENERALITÉS

(1)P Pour assurer une durabilité convenable à une construction, on doit tenir compte des facteurs suivants ainsi que de leur interaction :

- destination de la construction
- performances requises
- conditions prévisibles d'environnement
- composition, propriétés et performances des matériaux
- forme des éléments et dispositions constructives
- qualité du personnel de fabrication et niveau de contrôle
- mesures particulières de protection
- maintenance prévue pendant la durée de vie envisagée de la construction.

(2)P Les conditions de l'environnement, à l'intérieur et à l'extérieur de l'ouvrage, doivent être estimées dès le stade de la conception, afin d'évaluer leur influence vis-à-vis de la durabilité et de permettre la prise de mesures appropriées pour la protection des matériaux.

2.4.2 RESISTANCE AUX AGENTS BIOLOGIQUES

(1)P Le bois et les matériaux à base de bois doivent, soit posséder une durabilité naturelle suffisante conformément à l'EN 350-2 pour les classes de risque (définies dans l'EN 335-1, l'EN 335-2 et dans le prEN 335-3), soit avoir reçu un traitement de préservation choisi conformément à l'EN 351-1 et au prEN 460.

2.4.3 RESISTANCE A LA CORROSION

(1)P Les organes d'assemblage métalliques et les autres éléments de liaison doivent, si nécessaire, soit être naturellement résistants à la corrosion, soit être protégés contre la corrosion.

(2) *Des exemples de protection minimale à la corrosion ou de spécification des matériaux pour les différentes classes de service (voir 3.1.5) sont donnés au tableau 2.4.3.*

Tableau 2.4.3 <i>Exemple de spécification minimale pour les matériaux ou pour la protection contre la corrosion des organes d'assemblage (selon ISO 2081)*</i>			
Organe d'assemblage	Classe de service		
	1	2	3
Pointes, broches, vis	Aucune	Aucune	Fe/Zn 25c**
Boulons	Aucune	Fe/Zn 12c	Fe/Zn 25c**
Agrafes	Fe/Zn 12c	Fe/Zn 12c	acier inoxydable
Connecteurs et plaques métalliques d'épaisseur inférieure ou égale à 3 mm	Fe/Zn 12c	Fe/Zn 12c	acier inoxydable
Plaques métalliques d'épaisseur supérieure à 3 mm et inférieure ou égale à 5 mm	Aucune	Fe/Zn 12c	Fe/Zn 25c**
Plaques métalliques d'épaisseur supérieure à 5 mm	Aucune	Aucune	Fe/Zn 25c**
<p>* <i>Si un revêtement par galvanisation à chaud est utilisé, Fe/Zn 12c doit être, en général, remplacé par Z275 et Fe/Zn 25c par Z350, conformément à l'EN 10147</i></p> <p>** <i>Pour des situations particulièrement corrosives, il est recommandé de prévoir un revêtement Fe/Zn 40c, voire même une galvanisation à chaud, ou un acier inoxydable.</i></p>			

APPENDICE

TABLEAUX SYNOPTIQUES DES VALEURS DES COEFFICIENTS PARTIELS INTERVENANT DANS CE DOCUMENT

Cet Appendice au Chapitre 2 doit être considéré comme faisant partie intégrante des adaptations nationales avec un statut de Commentaire puisqu'il ne fait que récapituler, dans un souci de synthèse, l'ensemble des valeurs attribuées au plan national aux coefficients encadrés de l'ENV 1995-1-1 (voir le paragraphe 0.4 de la Préface). Les tableaux synoptiques traitent non seulement des coefficients partiels en général, que ce soit sur les actions ou les résistances, mais également des facteurs ψ_i relatifs aux actions variables d'accompagnement.

Tableau 1 - Valeurs des coefficients partiels normaux γ_F

Référence dans l'EC5	Action concernée	Symbole utilisé	Domaine d'application	Valeurs de γ_F	
				ENV 1995-1-1	EC5-DAN
2.3.3.1(1)	Action permanente (Rupture)	$\gamma_{G,inf}$	si effet favorable	1,0	1,0
		$\gamma_{G,sup}$	si effet défavorable	1,35	1,35
2.3.3.1(3)	Action permanente (Equilibre statique)	$\gamma_{G,inf}$	si effet favorable	0,9	0,9
		$\gamma_{G,sup}$	si effet défavorable	1,1	1,1
2.3.2.2(3) 2.3.3.1(2)	Action permanente	γ_{GA}	Situation accidentelle	1,0	1,0
2.3.3.1(1)	Action variable	$\gamma_{Q,inf}$	si effet favorable	0	0
		$\gamma_{Q,sup}$	si effet défavorable	1,5	1,5
2.3.3.1(2)	Action variable	γ_{QA}	Situation accidentelle	1,0	1,0

Tableau 2 - Valeurs des coefficients partiels réduits γ_F

Référence dans l'ECS	Action concernée	Symbole utilisé	Domaine d'application	Valeurs de γ_F	
				ENV 1995-1-1	ECS-DAN
2.3.3.1(4)	Action permanente (Rupture)	$\gamma_{G,inf}$	si effet favorable	1,0	1,0
		$\gamma_{G,sup}$	si effet défavorable	1,20	1,20
2.3.3.1(4)	Action permanente (Equilibre statique)	$\gamma_{G,inf}$	si effet favorable	0,9	0,9
		$\gamma_{G,sup}$	si effet défavorable	1,0	1,0
2.3.3.1(4)	Action permanente	γ_{GA}	Situation accidentelle	1,0	1,0
2.3.3.1(4)	Action variable	$\gamma_{Q,inf}$	si effet favorable	0	0
		$\gamma_{Q,sup}$	si effet défavorable	1,35	1,35
2.3.3.1(4)	Action variable	γ_{QA}	Situation accidentelle	1,0	1,0

Tableau 3 - Valeurs des facteurs ψ_i pour actions variables d'accompagnement

Référence dans l'EC5	Action variable concernée	Symbole utilisé	Modalités d'application	Valeurs de ψ_i	
				ENV 1995-1-1	EC5-DAN
2.2.2.3(4)	Charge imposée Charge d'exploitation *	ψ_0 **	Valeur de combinaison	Référence à ENV 1991-2-2 Eurocode 1	0,87 (a_1 à a_3) 0,67 (1&2)
		ψ_1 ***	Valeur fréquente		1,0 (a_1 & a_2) 0,77 (a_3) 0,65 (1) 0,75 (2) 0,90 (3)
		ψ_2 ***	Valeur quasi-permanente		1,0 (a_1) 0,0 (a_2) 0,65 (a_3) 0,25 (1) 0,40 (2) 0,65 (3) 0,80 (4)
2.2.2.3(4)	Vent	ψ_0	Valeur de combinaison	Référence à ENV 1991-2-6 Eurocode 1	0,67
		ψ_1	Valeur fréquente		0,2
		ψ_2	Valeur quasi-permanente		0
2.2.2.3(4)	Neige	ψ_0 ****	Valeur de combinaison	Référence à ENV 1991-2-5 Eurocode 1	0,67
		ψ_1 *****	Valeur fréquente		0,15($\leq 500m$) 0,30(>500m)
		ψ_2 *****	Valeur quasi-permanente		0,0($\leq 500m$) 0,1(>500m)
2.2.2.3(4)	Température (pour les éléments métalliques) *****	ψ_0	Valeur de combinaison	Référence à ENV 1991-2-x Eurocode 1	0,53
		ψ_1	Valeur fréquente		0,5
		ψ_2	Valeur quasi-permanente		0

* Pour la classification des bâtiments, on se reportera à la norme NF P 06-001
 ** Les valeurs de ψ_0 sont déduites de celles de la norme NF P 06-001 multipliées par 0,87
 *** Les valeurs de ψ_1 et de ψ_2 sont égales à celles de la norme NF P 06-001
 **** Les valeurs de ψ_0 sont déduites de celles du DTU 06-006 (N84) multipliées par 0,87
 ***** Les valeurs de ψ_1 et de ψ_2 sont égales à celles du DTU 06-006 (N84)
 ***** Pour les structures en bois, les effets induits par une température prolongée supérieure à 60°C ne sont pas couverts par la présente norme (voir la clause 1.1.2 4(P))

Tableau 4 - Valeurs des coefficients partiels de sécurité γ_M sur les résistances

Référence dans l'EC5	Résistance concernée	Symbole utilisé	Domaine d'application	Valeurs de γ_M	
				ENV 1995-1-1	EC5-DAN
2.3.3.2(1)	Résistance des éléments	γ_M	- Vérification aux ELU (Combinaisons fondamentales)	1,3	1,3
2.3.3.2(1)	Résistance des assemblages de classe 1 de classe 2 de classe 3	γ_{M1} γ_{M2} γ_{M3}	- Vérification aux ELU (Combinaisons fondamentales)	1,1	1,3 1,2 1,1
2.3.3.2(1)	Résistance de tous types d'éléments	γ_M	- Vérification aux ELU (Combinaisons accidentelles) - Vérification aux ELS	1,0	1,0

3 MATERIAUX

3.1 GENERALITES

3.1.1 RESISTANCES ET MODULES D'ELASTICITE

(1)P Les résistances et modules d'élasticité doivent être déterminés sur la base, soit d'essais appropriés à la nature des effets des actions auxquels le matériau sera soumis dans la structure, soit de comparaisons avec des essences de bois ou des panneaux à base de bois similaires, soit de relations connues entre les diverses propriétés.

(2)P On doit démontrer que la stabilité dimensionnelle et le comportement vis à vis du milieu sont satisfaisants en fonction des objectifs recherchés.

(2)A Ces objectifs sont définis à l'article 2.

3.1.2 VALEURS CARACTERISTIQUES

(1)P Les valeurs caractéristiques des résistances sont définies comme des fractiles à 5% de la population et obtenues à partir des résultats d'essais d'une durée de 300 s, les éprouvettes testées étant à une humidité d'équilibre correspondant à une température de 20°C et une humidité relative de 65%.

(1)P I Les valeurs caractéristiques des résistances sont définies comme des fractiles à 5% de la population et obtenues à partir des résultats d'essai réalisés selon les normes adaptées à chaque matériau.

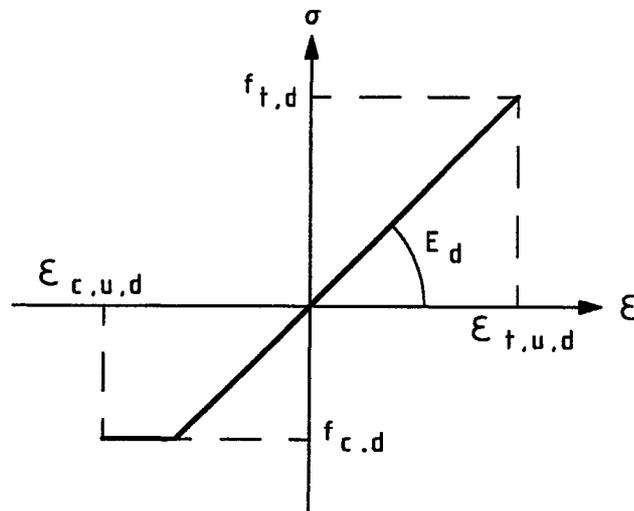
(2)P Les valeurs caractéristiques des modules d'élasticité sont définies, soit comme des fractiles à 5% de la population, soit comme des valeurs moyennes obtenues à partir des mêmes conditions d'essais que dans (1)P.

(3)P La valeur caractéristique de la densité est définie comme un fractile à 5% de la population pour une masse et un volume correspondant à l'état d'équilibre et à une température de 20°C et à une humidité relative de 65%.

3.1.3 RELATION CONTRAINTE-DEFORMATION

(1)P Dès lors que les valeurs caractéristiques sont déterminées selon l'hypothèse d'une relation linéaire entre contrainte et déformation jusqu'à la rupture, la vérification de la résistance d'éléments individuels doit également être basée sur une telle relation. Pour les éléments sollicités en flexion composée avec effort normal de compression, une relation non-linéaire (élastoplastique) peut cependant être employée.

(1)P A Dans le cas où une relation non linéaire est utilisée, elle doit être conforme à la courbe de comportement définie ci-dessous et aux relations qui en découlent.



$$\epsilon_{t,u,d} = \frac{f_{t,d}}{E_d} \quad (3.1.3a)$$

$$\epsilon_{c,u,d} = 1,5 \cdot \frac{f_{c,d}}{E_d} \quad (3.1.3b)$$

3.1.4 MODELES DE CALCUL

(1)P Le comportement des structures doit être établi en calculant les effets des actions avec un modèle linéaire pour le matériau (comportement élastique). Pour les structures en treillis et les autres structures susceptibles de redistribuer l'effet des actions, des méthodes élastoplastiques peuvent cependant être utilisées pour calculer les contraintes résultantes dans les éléments.

(1)P A Pour un calcul élasto-plastique, il sera fait référence à la loi de comportement définie en 3.1.3 (1)P A.

3.1.5 CLASSES DE SERVICE

(1)P Les structures doivent être assignées à l'une des classes de service⁹ citées ci-après.

(1)P A Au sein d'une même structure, plusieurs classes de service peuvent être considérées pour différents éléments.

9) Le système des classes de service est principalement destiné à attribuer des valeurs de résistance et à calculer des déformations en fonction des conditions d'environnement définies.

- (2)P classe de service 1: Cette classe de service est caractérisée par une teneur en humidité dans les matériaux, qui correspond à une température de 20°C et une humidité relative ambiante ne dépassant 65% que quelques semaines par an.¹⁰
- (3)P classe de service 2: Cette classe de service est caractérisée par une teneur en humidité dans les matériaux, qui correspond à une température de 20°C et une humidité relative ambiante ne dépassant 85% que quelques semaines par an.¹¹
- (4)P classe de service 3: Cette classe de service est caractérisée par des conditions climatiques conduisant à des taux d'humidité plus élevés qu'en classe de service 2.¹²

3.1.6 CLASSES DE DUREE DE CHARGE

- (1)P Pour les vérifications des résistances et des déformations, les actions doivent être assignées à l'une des classes de durée de charge données dans le tableau 3.1.6.

Tableau 3.1.6 Classes de durée de charge		
Classes de durée de charge	Ordre de grandeur de la durée cumulée de l'application d'une action	Exemples d'actions
Permanente	plus de 10 ans	poids propre
Long terme	six mois à 10 ans	stockage
Moyen terme	une semaine à six mois	charges d'exploitation
Court terme	moins d'une semaine	neige* et vent
Instantanée		action accidentelle
* <i>Dans les zones soumises à de fortes charges de neige pendant un temps prolongé, il est recommandé de considérer une partie de celle-ci comme une action de moyen terme.</i>		

- (2)P Les classes de durée de charge sont caractérisées par la durée d'application d'une action constante rapportée à la durée de vie de la structure. Pour une action variable, la classe appropriée doit être déterminée sur la base d'une estimation de l'interaction entre la variation de l'action dans le temps et les propriétés rhéologiques du matériau.

(2)P A Les résultats issus d'une étude expérimentale réalisée en fonction des normes en vigueur correspondent à une valeur de k_{mod} égale à 1. Pour le calcul des structures les actions appartenant à la classe instantanée sont les actions accidentelles ou sismiques.

- 10) Pour la plupart des bois résineux, la classe de service 1 correspond à une humidité moyenne d'équilibre inférieure ou égale à 12%
- 11) Pour la plupart des bois résineux, la classe de service 2 correspond à une humidité moyenne d'équilibre inférieure ou égale à 20%
- 12) Les structures abritées ne pourraient être considérées en classe 3 que dans les cas exceptionnels.

3.1.7 COEFFICIENTS MODIFICATIFS POUR CLASSES DE SERVICE ET CLASSES DE DURÉE DE CHARGE

(1) *Il est recommandé d'utiliser les valeurs du coefficient modificatif k_{mod} données dans le tableau 3.1.7.*

(1)P I En l'absence de justifications, les valeurs de k_{mod} données dans le tableau 3.1.7 doivent être utilisées.

(2) *Pour une combinaison d'actions appartenant à différentes classes de durée de charge, il est recommandé de choisir une valeur de k_{mod} qui corresponde à l'action qui a la plus courte durée de charge, par exemple, pour une combinaison d'actions permanentes et de court terme, il est recommandé d'utiliser la valeur de k_{mod} correspondant au court terme.*

(2) A *Pour chacune des combinaisons d'actions traitées dans cette clause, le facteur modificatif k_{mod} est défini vis à vis de l'action variable de base ou sinon des actions permanentes.*

Tableau 3.1.7 Valeurs de k_{mod}			
Matériau / classe de durée de charge	Classe de service		
	1	2	3
Bois massif et lamellé collé, Contreplaqué			
Permanente	0,60	0,60	0,50
Long terme	0,70	0,70	0,55
Moyen terme	0,80	0,80	0,65
Court terme	0,90	0,90	0,70
Instantanée	1,10	1,10	0,90
Panneaux de particules du prEN 312-6* et -7, OSB du prEN 300, grades 3 et 4			
Permanente	0,40	0,30	-
Long terme	0,50	0,40	-
Moyen terme	0,70	0,55	-
Court terme	0,90	0,70	-
Instantanée	1,10	0,90	-
Panneaux de particules du prEN 312-4* et -5, OSB du prEN 300, grade 2* Panneaux de fibres du prEN 622-2 (Panneaux durs)			
Permanente	0,30	0,20	-
Long terme	0,45	0,30	-
Moyen terme	0,65	0,45	-
Court terme	0,85	0,60	-
Instantanée	1,10	0,80	-
Panneaux de fibres du prEN 622-3 (Panneaux mi-durs)			
Permanente	0,20	-	-
Long terme	0,40	-	-
Moyen terme	0,60	-	-
Court terme	0,80	-	-
Instantanée	1,10	-	-
* Ne peuvent être utilisés en classe de service 2			

3.2 BOIS MASSIF

3.2.1 CLASSEMENT

- (1)P Le bois doit être classé selon la résistance conformément aux règles qui assurent que ses propriétés le rendent apte à l'emploi et, plus particulièrement, que les résistances et les modules d'élasticité sont fiables.
- (2)P Les méthodes de classement doivent être basées soit sur un examen visuel du bois, soit sur la mesure, non destructive, d'une ou plusieurs de ses propriétés, soit sur une combinaison de ces deux méthodes.
- (3)P Les normes de classement visuel doivent remplir les exigences minimales du prEN 518.
- (4) *Les exigences concernant le bois classé par machine et les machines de classement sont données dans le prEN 519*

3.2.2 VALEURS CARACTÉRISTIQUES DES RÉSISTANCES, DES MODULES DÉLASTICITÉ ET DE LA MASSE VOLUMIQUE

- (1) *Il est recommandé d'effectuer les essais conformément au prEN 408 et au prEN 1193.*
- (2)P Les valeurs caractéristiques des résistances, des modules d'élasticité et de la masse volumique doivent être calculées selon la méthode donnée dans le prEN 384.
- (3)P La valeur caractéristique de résistance doit correspondre, à une hauteur en flexion ou à une largeur en traction de 150 mm, à une dimension d'éprouvette de 45 mm x 180 mm x 70 mm pour la résistance en traction perpendiculaire aux fibres, et à un volume uniformément contraint de 0,0005 m³ pour la résistance au cisaillement.
- (4) *Un système de classes de résistance est donné dans le prEN 338.*
- (5) *Lorsque les bois massifs ont une hauteur en flexion ou une largeur en traction inférieure à 150 mm, les valeurs caractéristiques de $f_{m,k}$ et $f_{t,0,k}$ obtenues selon le prEN 338 et le prEN 384 peuvent être augmentées par le coefficient k_h où :*

$$k_h = \text{Minimum} \begin{cases} (150/h)^{0,2} \\ 1,3 \end{cases} \quad (3.2.2)$$

avec h en mm pour les hauteurs en flexion et les largeurs en traction.

3.2.3 CARACTÉRISTIQUES GEOMETRIQUES DU BOIS MASSIF

- (1)P Les caractéristiques géométriques et la section efficace d'un élément de structure doivent être calculées à partir des dimensions nominales, pourvu que l'écart de section par rapport à sa valeur nominale¹³ reste dans la limite des tolérances données pour la classe 1 dans le prEN 336.

13) Les dimensions de référence correspondent à un taux d'humidité de 20%

- (2)P Les réductions de section transversale doivent être prises en compte, excepté celles dues aux:
- pointes d'un diamètre inférieur à 6 mm, enfoncées sans avant-trous
 - trous symétriques pour boulons, vis et pointes dans les éléments comprimés
 - trous dans les zones de compression des éléments, si les trous sont remplis avec un matériau d'une plus grande rigidité que le bois.

- (3) *Quand on évalue la section efficace d'un assemblage comportant plusieurs organes d'assemblages, il est recommandé de considérer que tous les trous se trouvant à une distance inférieure à la moitié de l'espacement minimal entre deux organes d'assemblages, espacement mesuré parallèlement au fil d'une section donnée, sont présents dans cette section transversale.*

3.2.4 COEFFICIENTS MODIFICATIFS POUR CLASSES DE SERVICE ET CLASSES DE DURÉE DE CHARGE

(1) Il est recommandé d'utiliser les valeurs du coefficient modificatif k_{mod} données au tableau 3.1.7.

(1)P I En l'absence de justifications, les valeurs de k_{mod} données dans le tableau 3.1.7 doivent être utilisées.

3.2.5 ABOUTAGES A ENTURES MULTIPLES

- (1)P Les aboutages à entures multiples doivent être conformes au prEN 385.

3.3 BOIS LAMELLE COLLE

3.3.1 EXIGENCES DE PERFORMANCE

- (1)P Le bois lamellé collé doit être conforme au prEN 386.

3.3.2 VALEURS CARACTERISTIQUES DES RESISTANCES ET DES MODULES D'ELASTICITE

- (1)P Les valeurs caractéristiques des résistances et modules d'élasticité doivent être, soit déterminées sur la base d'essais effectués selon le prEN 408 et le prEN 1193, soit calculées sur la base des caractéristiques des lamelles et de leurs aboutages.
- (2) *Une méthode de calcul des valeurs caractéristiques et un système de classes de résistance sont donnés dans le prEN 1194.*

(3)P Les valeurs caractéristiques des résistances doivent correspondre à une hauteur en flexion ou à une largeur en traction de 600 mm, à un volume de 0,01 m³ en traction perpendiculaire aux fibres et à un volume uniformément contraint de 0,0005 m³ pour la résistance au cisaillement.

(4) *Pour des hauteurs en flexion ou des largeurs en traction de bois lamellé collé inférieures à 600 mm les valeurs caractéristiques de $f_{m,k}$ et $f_{t,0,k}$ données dans le prEN 1194 peuvent être augmentées d'un coefficient k_h où :*

$$k_h = \text{Minimum} \begin{cases} (600/h)^{0,2} \\ 1,15 \end{cases} \quad (3.3.2)$$

avec h en mm pour les hauteurs en flexion et les largeurs en traction.

3.3.3 CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU BOIS LAMELLE COLLE

(1)P Les caractéristiques géométriques et la section efficace d'un élément en bois lamellé collé doivent être calculées à partir des dimensions nominales,¹⁴ pourvu que l'écart sur la section soit dans les limites des tolérances données dans le prEN 390.

(2)P Les réductions de section transversale doivent être prises en compte, excepté celles dues aux:

- pointes d'un diamètre inférieur à 6 mm, enfoncées sans avant-trous
- trous symétriques pour boulons, vis et pointes dans les éléments comprimés
- trous dans les zones de compression des éléments, si les trous sont remplis avec un matériau d'une plus grande rigidité que le bois.

(3) *Quand on évalue la section efficace d'un assemblage comportant plusieurs organes d'assemblages, il est recommandé de considérer que tous les trous se trouvant à une distance inférieure à la moitié de l'espacement minimal entre deux organes d'assemblages, espacement mesuré parallèlement au fil d'une section donnée, sont présents dans cette section transversale.*

3.3.4 COEFFICIENTS MODIFICATIFS POUR CLASSES DE SERVICE ET CLASSES DE DUREE DE CHARGE

(1) *Il est recommandé d'utiliser les valeurs du coefficient modificatif k_{mod} données au tableau 3.1.7.*

(1)P I En l'absence de justifications, les valeurs de k_{mod} données dans le tableau 3.1.7 doivent être utilisées.

14) Les dimensions de référence correspondent à un taux d'humidité de 12%

3.3.5 ABOUTAGES A ENTURES MULTIPLES DE GRANDE DIMENSION

(1)P Les aboutages à entures multiples de grande dimension doivent être conformes au prEN 387.

(1)P I Le calcul des aboutages à entures multiples de grande dimension ne relève pas de ce code de calcul.

(2)P Les aboutages à entures multiples de grande dimension ne doivent pas être utilisés pour les produits destinés à être employés en classe de service 3, quand la direction du fil du bois change au droit du joint d'aboutage.

(2)P I Le calcul des aboutages à entures multiples de grande dimension ne relève pas de ce code de calcul.

3.4 MATERIAUX A BASE DE BOIS

3.4.1 CONTREPLAQUES

3.4.1.1 Exigences

(1)P Le contreplaqué doit être produit de telle manière qu'il maintienne son intégrité et sa résistance dans une classe de service donnée pendant la durée de vie prévisible de la structure.

(1)P A Pour les goussets on doit employer du contreplaqué comportant au moins 5 plis.

(2) *Le contreplaqué conforme au prEN 636-3 peut être utilisé en classe de service 1, 2 ou 3.*

(3) *Il est recommandé d'employer le contreplaqué conforme au prEN 636-2 seulement en classes de service 1 ou 2.*

(4) *Il est recommandé d'employer le contreplaqué conforme au prEN 636-1 seulement en classe de service 1.*

(5) *Il est recommandé d'équilibrer les contreplaqués à usage structurel.*

3.4.1.2 Valeurs caractéristiques des résistances et des modules d'élasticité

(1)P Les valeurs caractéristiques des résistances et modules d'élasticité données dans les normes qui concernent les valeurs caractéristiques des produits courants doivent être utilisées. Quand aucune valeur n'est donnée, les valeurs caractéristiques des résistances et modules d'élasticité doivent être calculées selon la méthode donnée dans le prEN 1058.

3.4.1.3 Coefficients modificatifs pour classes de service et classes de durée de charge

(1) *Il est recommandé d'utiliser les valeurs du coefficient modificatif k_{mod} données au tableau 3.1.7.*

(1)P I En l'absence de justifications, les valeurs de k_{mod} données dans le tableau 3.1.7 doivent être utilisées.

3.4.2 PANNEAUX DE PARTICULES

3.4.2.1 Exigences

(1)P Les panneaux de particules doivent être produits de telle manière qu'ils maintiennent leur intégrité et leur résistance dans une classe de service donnée pendant la durée de vie prévisible de la structure.

(1)P A L'emploi des panneaux décrits dans les alinéas (2) et (3) est limité aux diaphragmes et aux voiles travaillants. L'emploi en gousset est interdit pour les panneaux dont les caractéristiques sont définies dans les alinéas (2) à (5).

(2) *Il est recommandé d'employer les panneaux de particules conformes au prEN 312-5 ou -7 seulement en classes de service 1 ou 2.*

(3) *Il est recommandé d'employer les panneaux de particules conformes au prEN 312-4 ou -6 seulement en classe de service 1.*

(4) *Il est recommandé d'employer les panneaux en lamelles minces longues et orientées conformes au prEN 300 types OSB 3 ou 4 seulement en classe de service 1 ou 2.*

(5) *Il est recommandé d'employer les panneaux en lamelles minces longues et orientées conformes au prEN 300 types OSB 2 seulement en classe de service 1.*

3.4.2.2 Valeurs caractéristiques des résistances et des modules d'élasticité

(1)P Les valeurs caractéristiques des résistances et modules d'élasticité données dans les normes qui concernent les valeurs caractéristiques des produits courants doivent être utilisées. Quand aucune valeur n'est donnée, les valeurs caractéristiques des résistances et modules d'élasticité doivent être calculées selon la méthode donnée dans le prEN 1058.

3.4.2.3 Coefficients modificatifs pour classes de service et classes de durée de charge

(1) *Il est recommandé d'utiliser les valeurs du coefficient modificatif k_{mod} données au tableau 3.1.7.*

(1)P I En l'absence de justifications, les valeurs de k_{mod} données dans le tableau 3.1.7 doivent être utilisées.

3.4.3 PANNEAUX DE FIBRES

3.4.3.1 Exigences

(1)P Les panneaux de fibres doivent être produits de telle manière qu'ils maintiennent leur intégrité et leur résistance dans une classe de service donnée pendant la durée de vie prévisible de la structure.

(1)P A L'emploi des panneaux décrits dans les clauses (2) et (3) est limité aux diaphragmes et aux voiles travaillants. L'emploi en gousset est interdit pour les panneaux de fibres.

- (2) *Il est recommandé d'employer les panneaux de fibres conformes au prEN 622-2 travaillant à long terme et pour les classes de service auxquels ils sont destinés en excluant la classe 3.*
- (3) *Il est recommandé d'employer les panneaux de fibres conformes au prEN 622-3 travaillant à long terme et pour les classes de service auxquels ils sont destinés en excluant les classes 2 et 3.*

3.4.3.2 Valeurs caractéristiques des résistances et des modules d'élasticité

- (1)P Les valeurs caractéristiques des résistances et modules d'élasticité données dans les normes européennes correspondantes doivent être utilisées. Quand aucune valeur n'est donnée dans ces normes européennes, les valeurs caractéristiques des résistances et modules d'élasticité doivent être calculées selon la méthode donnée dans le prEN 1058.

3.4.3.3 Coefficients modificatifs pour classes de service et classes de durée de charge

(1) *Il est recommandé d'utiliser les valeurs du coefficient modificatif k_{mod} données au tableau 3.1.7.*

(1)P I En l'absence de justifications, les valeurs de k_{mod} données dans le tableau 3.1.7 doivent être utilisées.

3.5 ADHESIFS

- (1)P Les adhésifs pour emplois structuraux doivent donner des assemblages d'une résistance et d'une durabilité telle que l'intégrité du collage soit assurée pour la classe de service considérée pendant la durée de vie prévisible de la structure.
- (2) *Les adhésifs conformes à la spécification de type I définie au prEN 301 peuvent être utilisée pour toutes les classes de service.*
- (3) *Les adhésifs conformes à la spécification de type II définie au prEN 301 doivent, en règle générale, être seulement utilisés pour les classes de service 1 ou 2 et n'être jamais soumis à une exposition prolongée à des températures supérieures à 50°.*

4 ETATS LIMITES DE SERVICE

4.1 EXIGENCES GENERALES

- (1)P La déformation d'une structure qui résulte des effets des actions (tels qu'un effort normal ou de cisaillement, un moment de flexion et un glissement d'assemblage) ainsi que des effets de l'humidité doit rester dans des limites appropriées, en raison des possibilités d'endommagement des matériaux de revêtement, des plafonds, cloisons et finitions, et des besoins fonctionnels ainsi que de toutes prescriptions d'aspect.

- (2) *Il convient d'utiliser les combinaisons d'actions pour les états limites de service données par la formule suivante:*

$$\sum G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum Q_{k,i} \quad (4.1a)$$

- (2)I Pour le calcul des déformations aux états limites de service, il convient d'utiliser les combinaisons d'actions données aux alinéas 2.3.4 (1)P et 2.3.4. (4) à 2.3.4 (7).

- (3) *Il convient de calculer la déformation instantanée, u_{inst} , pour une action donnée en utilisant la valeur moyenne du module d'élasticité approprié, et le module instantané de glissement pour les états limites de service K_{ser} obtenu par essai conformément à la méthode donnée dans l'EN 26891 (avec $K_{ser} = k$).*

- (4) *Il convient de calculer la déformation finale, u_{fin} , sous une action selon:*

$$u_{fin} = u_{inst} (1 + k_{def}) \quad (4.1b)$$

où k_{def} est un coefficient qui prend en compte l'augmentation de la déformation en fonction du temps, sous les effets du fluage et de l'humidité. Les valeurs de k_{def} sont données dans le tableau 4.1.

- (4)I La déformation finale qui résulte des effets des actions est égale à la somme de la déformation instantanée et de l'accroissement des déformations dues aux fluage:

$$u_{fin} = u_{inst} + \Delta u_{dif} \quad (4.1a)$$

avec :

u_{inst} déformation instantanée, calculée à partir de la combinaison d'actions 2.3.4b,
 Δu_{dif} accroissement différé des déformations, calculé à partir de la combinaison d'action 2.3.4c en tenant compte des coefficients k_{def} donnés dans le tableau 4.1 I.

- (5) Il convient de calculer la déformation finale d'une structure constituée d'éléments ayant des caractères de fluage différents en utilisant les modules d'élasticité modifiés, qui sont déterminés en divisant les valeurs instantanées des modules de chaque élément par la valeur correspondante de $(1 + k_{def})$.
- (6) Si la combinaison des charges est composée d'actions de classes de durée de charges différentes, il convient de calculer séparément la contribution de chaque action à la flèche totale, en utilisant les valeurs appropriées de k_{def} .

<i>Tableau 4.1 Valeurs de k_{def} pour bois, produits dérivés et assemblages.</i>				
<i>Matériau</i>	<i>classe de durée de charge</i>	<i>Classe de service</i>		
		<i>1</i>	<i>2</i>	<i>3</i>
<i>Bois massif*, bois lamellé collé</i>	<i>Permanente</i>	0,60	0,80	2,00
	<i>long terme</i>	0,50	0,50	1,50
	<i>Moyen terme</i>	0,25	0,25	0,75
	<i>Court terme</i>	0	0	0,30
<i>Contreplaqué</i>	<i>Permanente</i>	0,80	1,00	2,50
	<i>long terme</i>	0,50	0,60	1,80
	<i>Moyen terme</i>	0,25	0,30	0,90
	<i>Court terme</i>	0	0	0,40
<i>Panneaux de particule du prEN 312-6** et -7, OSB du prEN 300, grades 3 et 4</i>	<i>Permanente</i>	1,50	2,25	
	<i>long terme</i>	1,00	1,50	
	<i>Moyen terme</i>	0,50	0,75	
	<i>Court terme</i>	0	0,30	
<i>Panneaux de particule du prEN 312-4** et -5, Panneaux de fibres du prEN 622-5 (panneaux durs), OSB du prEN 300, grade 2**</i>	<i>Permanente</i>	2,25	3,00	
	<i>Long terme</i>	1,50	2,00	
	<i>Moyen terme</i>	0,75	1,00	
	<i>Court terme</i>	0	0,40	
<i>Panneaux de fibres du prEN 622-3 (panneaux médiums et panneaux durs)</i>	<i>Permanente</i>	1,50		
	<i>long terme</i>	1,00		
	<i>Moyen terme</i>	0,50		
	<i>Court terme</i>	0		
<p>* : Pour les bois massifs qui sont posés à une humidité proche de la saturation, et sont destinés à sécher sous charge, la valeur de k_{def} doit être normalement augmentée de 1,0.</p> <p>** : Ne peuvent être utilisés en classe de service 2.</p>				

- (5) Dans le cas général d'une structure constituée d'éléments ayant des propriétés de fluage différentes ou d'une structure ayant un comportement différé non linéaire, il convient de calculer la déformation finale selon :

$$u_{fin} = u_{inst, (G + \sum_j \psi_{2,j} Q_j)} + u_{inst, (G + \sum_j \psi_{2,j} Q_j)} + u_{inst, (G + Q_1 + \sum_{i=1}^n \psi_{0,i} Q_i)} \quad (4.1b)$$

où la déformation finale, résultant de la combinaison d'actions quasi-permanentes ($G + \sum \psi_2 Q_j$), est calculée en divisant les valeurs instantanées des modules d'élasticité ou de glissement par les valeurs appropriées du coefficient ($1 + k_{def}$). Les valeurs de k_{def} sont données dans le tableau 4.1(I).

- (6) Dans le cas d'une relation linéaire entre les effets des actions et les déformations, la déformation finale d'un élément de structure homogène est généralement calculée selon la relation:

$$u_{fin} = u_{inst, G} (1 + k_{def}) + u_{inst, Q_1} (1 + \psi_{2,1} k_{def}) + \sum_{i>1} u_{inst, Q_i} (\psi_{0,i} + \psi_{2,i} k_{def}) \quad (4.1c)$$

avec

k_{def} coefficient relatif au matériau utilisé (Tableau 4.1 I).

Tableau 4.1 I Valeurs de k_{def} pour bois, produits dérivés et assemblages.

Matériau	Classe de service		
	1	2	3
Bois massif*, bois lamellé collé	0,60	0,80	2,00
Contreplaqué	0,80	1,00	2,50
Panneaux de particule du prEN 312-6** et -7, OSB du prEN 300, grades 3 et 4	1,50	2,25	---
Panneaux de particule du prEN 312-4** et -5, Panneaux de fibres du prEN 622-2(panneaux durs), OSB du prEN 300, grade 2**	2,25	3,00	---
Panneaux de fibres du prEN 622-3 (panneaux mi-durs)	1,50	---	---

* : Pour les bois massifs posés à un taux d'humidité supérieur à 25% , la valeur de k_{def} doit être normalement augmentée de 1,0.

** : Panneaux ne pouvant être utilisés en classe de service 2.

4.2 GLISSEMENT D'ASSEMBLAGE

- (1) Pour les liaisons réalisées avec des organes d'assemblage de type tige, il convient de prendre, par plan de cisaillement et par organe d'assemblage sollicité, le module instantané de glissement K_{ser} dans le tableau 4.2, avec ρ_k en kg/m^3 et d en millimètres.

Tableau 4.2 Valeurs de K_{ser} pour les organes d'assemblage de type tige, en N/mm	
Type d'organe d'assemblage	Bois sur bois Panneau sur bois Acier sur bois
Broches Vis Pointes avec avant-trou	$\rho_k^{1,5} d/20$
Pointes (sans avant-trou)	$\rho_k^{1,5} d^{0,8}/25$
A grâfes	$\rho_k^{1,5} d^{0,8}/60$

- (2) Si les masses volumiques caractéristiques de deux éléments assemblés sont différentes ($\rho_{k,1}$ et $\rho_{k,2}$), il convient de prendre ρ_k d'après la formule:

$$\rho_k = \sqrt{\rho_{k,1} \rho_{k,2}} \quad (4.2a)$$

- (3) Il convient de prendre comme glissement final d'assemblage (u_{fin}) d'après:

$$u_{fin} = u_{inst} (1 + k_{def}) \quad (4.2b)$$

- (4) Il convient que le glissement final d'un assemblage constitué d'éléments de propriété de glissement différente ($k_{def,1}$, $k_{def,2}$) soit calculé selon:

$$u_{fin} = u_{inst} \sqrt{(1 + k_{def,1})(1 + k_{def,2})} \quad (4.2c)$$

- (5) Il convient que le glissement instantané des assemblages boulonnés sous charge de service, (u_{inst}) soit pris selon:

$$u_{inst} = 1 \text{ mm} + F/K_{ser} \quad (4.2d)$$

avec K_{ser} pour les broches (voir tableau 4.2)

- (6) Sous charge de service, le glissement final des assemblages boulonnés (u_{fin}) est donné par:

$$u_{fin} = 1 \text{ mm} + u_{inst} (1 + k_{def}) \quad (4.2e)$$

où u_{inst} est le glissement instantané pour les assemblages avec broches.

(3)I Il convient de calculer le glissement final d'assemblage (u_{fin}) d'après les règles énoncées dans les alinéas 4.1.(4)I à 4.1.(6)I avec:

$$u_{inst} = F / K_{ser} \quad (4.2b)$$

(4)I Dans le cas où un assemblage est constitué d'éléments ayant des comportements différents en fluage, les calculs de déformation finale sont généralement effectués en considérant comme coefficient k_{def} pour l'assemblage la valeur donnée par :

$$k_{def} = \sqrt{k_{def,1} k_{def,2}} \quad (4.2c)$$

(5)I Dans le cas d'assemblages boulonnés, il convient de tenir compte d'un jeu initial égal à 1 mm pour les calculs de déformations instantanées ou différées effectués avec le module de glissement K_{ser} donné pour les broches.

(6)I Pour tenir compte du jeu initial de 1 mm, la déformation des assemblages boulonnés peut être calculée en considérant le module de glissement donné par :

$$K_{ser} = \rho_k^{1,5} \frac{d}{30} \quad (4.2d)$$

(7)A Pour le calcul des déformations des assemblages par anneaux de type A ou B selon la norme prEN912, il convient de considérer, par anneau et par plan de cisaillement, le module de glissement suivant:

$$K_{ser} = 0,6 d_c \rho_k \quad (N/mm) \quad (4.2e)$$

avec:

d_o diamètre de l'anneau en mm,

ρ_k valeur caractéristique de la masse volumique du bois en kg/m^3 .

(8)A Pour le calcul des déformations des assemblages par crampons de type C selon la norme prEN912, il convient de considérer, par crampon et par plan de cisaillement, le module de glissement suivant :

$$\text{Crampons simple face (type C1 à C9) : } K_{ser} = 0,30 d_c \rho_k \quad (N/mm) \quad (4.2f)$$

$$\text{Crampons double face (type C10 et C11) : } K_{ser} = 0,45 d_c \rho_k \quad (N/mm) \quad (4.2g)$$

où:

d_c est le diamètre du crampon en mm, et ρ_k la masse volumique du bois en kg/m^3 .

4.3 VALEURS LIMITES DES FLECHES

4.3.1 Exigences générales

(1) La décomposition de la flèche est montrée sur la figure 4.3.1, avec des symboles définis comme ci-après:

u_0 contreflèche (si existante),

u_1 flèche due aux charges permanentes,

u_2 flèche due aux actions variables.

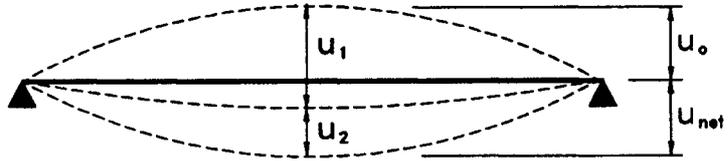


Figure 4.3.1 Décomposition de la flèche.

La flèche nette en dessous de la droite reliant les appuis, u_{net} , est donnée par:

$$u_{net} = u_1 + u_2 - u_0 \quad (4.3.1a)$$

- (2) Dans le cas où il convient de limiter les flèches instantanées dues aux actions variables, les valeurs suivantes sont recommandées, sauf quand des conditions spécifiques requièrent d'autres exigences:

$$u_{2,inst} \leq \boxed{1 / 300} \quad (\boxed{1 / 150} \text{ pour les consoles }) \quad (4.3.1b)$$

où l représente la portée entre appuis ou la longueur en console.

- (3) Dans le cas où il convient de limiter les flèches finales, u_{fin} , les valeurs suivantes sont recommandées, sauf quand des conditions spécifiques requièrent d'autres exigences:

$$u_{2,fin} \leq \boxed{1 / 200} \quad (\boxed{1 / 100} \text{ pour les consoles }) \quad (4.3.1c)$$

$$u_{net,fin} \leq \boxed{1 / 200} \quad (\boxed{1 / 100} \text{ pour les consoles }) \quad (4.3.1d)$$

- (4)A Pour les structures courantes, il est recommandé de limiter les flèches verticales aux valeurs données au tableau 4.3.1a A.

Type d'ouvrage	$u_{net, fin}$	$u_{2, inst}$	$u_{0, max}$
Toitures non accessibles	1 / 200	1 / 250	1 / 300
Toitures accessibles au public ou au personnel	1 / 250	1 / 300	1 / 300
Planchers courants	1 / 250	1 / 300	1 / 400
Planchers ou toitures supportant des cloisons en matériaux fragiles ou rigides	1 / 250	1 / 350	1 / 500
Cas où $u_{net, fin}$ peut nuire à l'aspect du bâtiment	1 / 250		

- (5)A Pour les structures courantes, il est recommandé de limiter les flèches horizontales aux valeurs données au tableau 4.3.1b A.

Tableau 4.3.1b A Valeurs limites pour les flèches horizontales.		
<i>Type d'ouvrage</i>	<i>Action du vent</i> $u_{2, inst}$	<i>Actions autres que le vent</i> $u_{net, fin}$
<i>Portiques sans pont roulant</i>	$h / 150$	$h / 150$
<i>Autres bâtiments à niveau unique</i>	$h / 250$	$h / 300$
<i>Bâtiments à plusieurs niveaux:</i>		
- <i>entre chaque étage</i>		
<i>bâtiments d'habitations</i>	$h / 420$	$h / 300$
<i>autres bâtiments</i>	$h / 250$	$h / 300$
- <i>pour toute la structure</i>	$h_{tot} / 420$	$h_{tot} / 500$

4.3.2 Systèmes triangulés

- (1) Pour les systèmes triangulés, il convient d'appliquer les limitations de flèches d'une part sur la portée totale du système et, d'autre part, sur la portée locale entre les noeuds des éléments.

4.3.3 A Accumulation d'eau de pluie

- (1) A Dans le cas des toitures plates ou de toitures ayant une pente inférieure à 5%, il est recommandé de vérifier que les dispositions constructives permettent d'assurer une évacuation correcte de l'eau de pluie, excluant toute possibilité de formation de flaques.
Dans cette vérification, il convient de tenir compte:
- des éventuelles imperfections de construction,
 - des tassements des fondations,
 - des flèches des éléments de structure et de couverture,
 - ainsi que des effets de la contreflèche.
- (2)A La contreflèche des poutres peut réduire l'éventualité de formation de flaques d'eau de pluie, à condition que les orifices d'évacuation soient placés convenablement.
- (3)A Lorsque la pente de la toiture est inférieure à 3%, il est recommandé d'effectuer des calculs supplémentaires pour vérifier qu'il n'y a pas risque d'effondrement sous le poids des eaux:
- soit accumulées en flaques formées en raison des flèches des éléments de structure ou de couverture,
 - soit retenues par la neige.

4.4 VIBRATIONS

4.4.1 Généralités

- (1)P On doit s'assurer que les actions dont on prévoit qu'elles se produisent souvent ne causent pas de vibrations qui puissent altérer la fonction de la structure ou causer une gêne inacceptable aux usagers.
- (2) *Il convient d'estimer le niveau de vibration des planchers par des mesures ou par le calcul en prenant en compte la rigidité prévisible du plancher et le taux modal d'amortissement.*
- (3) *Il convient d'employer pour le calcul les valeurs moyennes des modules d'élasticité correspondant.*
- (4) *En l'absence d'autres valeurs plus appropriées, il convient de prendre comme taux modal d'amortissement: $\zeta = 0,01$ (c.a.d. 1%).*

4.4.2 Vibrations dues aux machines

- (1)P Les vibrations causées par les machines tournantes et les autres équipements en service doivent être limitées aux combinaisons défavorables de charges permanentes et temporaires auxquelles on peut s'attendre.
- (2) *Il convient de prendre les niveaux acceptables de vibration permanente des planchers à partir de la figure 5a de l'annexe A d'ISO 2631-2 (1989) avec un coefficient correcteur de 1.*

4.4.3 Planchers d'habitation

- (1) *Pour les planchers d'habitation d'une fréquence fondamentale ≤ 8 Hz ($f_1 \leq 8$ Hz) il convient d'effectuer une étude particulière.*
- (2) *Pour les planchers d'habitation d'une fréquence fondamentale plus grande que 8 Hz ($f_1 \geq 8$ Hz), il convient que les exigences suivantes soient remplies:*

$$u / F \leq \boxed{1,5} \quad \text{mm} / \text{kN} \quad (4.4.3a)$$

et

$$v \leq 100^{(f_1 \geq 1)} \quad \text{m} / (\text{N s}^2) \quad (4.4.3b)$$

où u est la flèche verticale maximale provoquée par une force statique verticale concentrée F , et v est la vitesse de réponse impulsionnelle, c'est à dire la valeur initiale maximale de la vitesse verticale de vibration du plancher (en m/s) provoquée par une impulsion d'une unité théorique (1 Ns) appliquée au point du plancher donnant le maximum de réponse. Les harmoniques au-dessus de 40 Hz peuvent être négligées.

- (3) *Il convient que les calculs soient réalisés en considérant un plancher non chargé, c'est à dire avec seulement le poids propre du plancher et les autres charges permanentes.*

- (4) Pour un plancher rectangulaire $l \times b$ uniquement supporté sur les quatre cotés et comportant des poutres de hauteur l , la fréquence fondamentale f_1 peut être approximativement calculée d'après:

$$f_1 = \frac{\pi}{2 l^2} \sqrt{\frac{(EI)_l}{m}} \quad (4.4.3c)$$

où : m est la masse par unité de surface en kg/m^2 ,
 l est la portée du plancher en m ,
 $(EI)_l$ est la rigidité de plaque en flexion équivalente du plancher selon l'axe perpendiculaire à la direction des solives, en Nm^2/m .

- (5) La valeur de v peut être prise, par approximation, pour:

$$v = 4 (0,4 + 0,6 n_{40}) / (m b l + 200) \quad \text{en } m/\text{Ns}^2 \quad (4.4.3d)$$

avec:

n_{40} le nombre de modes de premier ordre pour des fréquences naturelles au-dessous de 40 Hz,
 b la largeur de plancher en mètres.

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

$$n_{40} = \left\{ \left(\left(\frac{40}{f_1} \right)^2 - 1 \right) \left(\frac{b}{l} \right)^4 \frac{(EI)_l}{(EI)_b} \right\}^{0,25} \quad (4.4.3e)$$

où $(EI)_b$ est la rigidité de plaque en flexion équivalente du plancher selon l'axe parallèle aux solives avec $(EI)_b < (EI)_l$.

5 ETATS LIMITES ULTIMES

5.1 REGLES DE BASE

5.1.1 Généralités

(1)P Cette partie s'applique aux éléments de bois massif ou de bois lamellé collé.

5.1.2 Traction parallèle au fil

(1)P La condition suivante doit être satisfaite:

$$\sigma_{t,0,d} \leq f_{t,0,d} \quad (5.1.2)$$

5.1.3 Traction perpendiculaire au fil

(1)P Pour un volume uniformément contraint V en m^3 la condition suivante doit être satisfaite:

$$\sigma_{t,90,d} \leq f_{t,90,d} \quad \text{pour le bois massif} \quad (5.1.3a)$$

$$\sigma_{t,90,d} \leq f_{t,90,d} (V / V_0)^{0,2} \quad \text{pour le bois lamellé collé} \quad (5.1.3b)$$

où V_0 est le volume de référence de $0,01 m^3$.

5.1.4 Compression parallèle au fil

(1)P La condition suivante doit être satisfaite:

$$\sigma_{t,0,d} \leq f_{t,0,d} \quad (5.1.4)$$

(2)P Une vérification des conditions d'instabilité doit également être faite (voir 5.2.1).

5.1.5 Compression oblique par rapport au fil

(1)P Pour la compression perpendiculaire au fil la condition suivante doit être satisfaite:

$$\sigma_{c,90,d} \leq k_{c,90} f_{c,90,d} \quad (5.1.5a)$$

où $k_{c,90}$ (voir tableau 5.1.5) prend en compte le fait que la charge peut être augmentée si la longueur chargée, notée l sur la figure 5.1.5a, est courte.

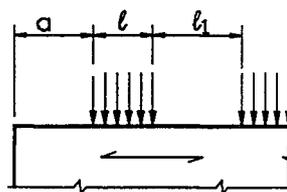


Figure 5.1.5a Compression perpendiculaire au fil

Tableau 5.1.5 Valeurs de $k_{c,90}$			
$l_1 \leq 150 \text{ mm}$		$l_1 > 150 \text{ mm}$	
		$a \geq 100 \text{ mm}$	$a < 100 \text{ mm}$
$l \geq 150 \text{ mm}$	1	1	1
$150 \text{ mm} > l > 15 \text{ mm}$	1	$1 + \frac{150 - l}{170}$	$1 + \frac{a(150 - l)}{17\ 000}$
$15 \text{ mm} > l$	1	1,8	$1 + a/125$

- (2) Il convient que les contraintes de compression selon un angle α par rapport à la direction du fil, (voir figure 5.1.5b), satisfassent la condition suivante:

$$\sigma_{c,\alpha,d} \leq \frac{f_{c,0,d}}{\frac{f_{c,0,d}}{f_{c,90,d}} \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} \quad (5.1.5b)$$

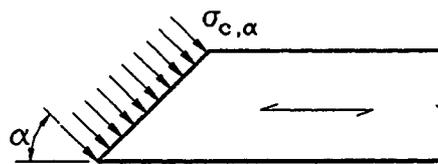


Figure 5.1.5.b Contraintes obliques par rapport au fil

5.1.6 Flexion

- (1)P Les deux conditions suivantes doivent être satisfaites:

$$k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (5.1.6a)$$

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (5.1.6b)$$

où $\sigma_{m,y,d}$ et $\sigma_{m,z,d}$ sont les contraintes de flexion calculées selon les axes principaux comme indiqué sur la figure 5.1.6, et $f_{m,y,d}$ et $f_{m,z,d}$ les résistances de calcul en flexion correspondantes.

- (2) Il convient de prendre la valeur du facteur k_m comme suit:

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

- (3)P Une vérification des conditions d'instabilité doit également être faite (voir 5.2.2).

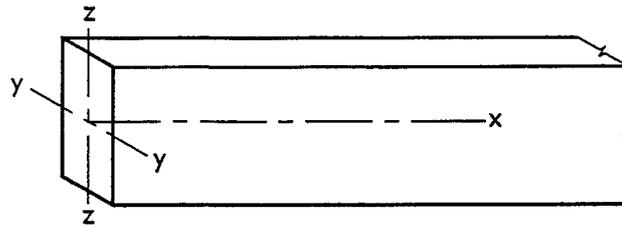


Figure 5.1.6 Axes des poutres

5.1.7 Cisaillement

5.1.7.1 Généralités

(1)P La condition suivante doit être satisfaite:

$$\tau_d \leq f_{v,d} \quad (5.1.7.1)$$

(2) A l'extrémité des poutres, la contribution à l'effort tranchant d'un point de chargement F à moins de $2h$ de l'appui peut être réduite selon la ligne d'influence donnée à la figure 5.1.7.1.

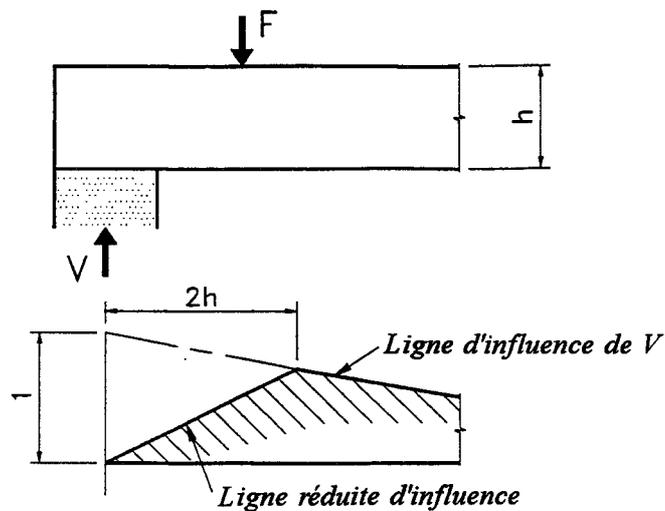


Figure 5.1.7.1 Ligne de réduction d'influence en fonction du point de chargement

5.1.7.2 Poutres entaillées

(1)P Pour les poutres entaillées aux extrémités, (voir figure 5.1.7.2), la contrainte de cisaillement doit être calculée en utilisant la hauteur réelle (réduite) h_e .

(2)P Pour les poutres avec une entaille à l'intrados (voir figure 5.1.7.2a) l'effet de la concentration des contraintes à l'angle rentrant doit être pris en considération.

(3) Il convient de vérifier que:

$$\tau_d = 1,5 \frac{V}{b h_e} \leq k_v f_{v,d} \quad (5.1.7.2a)$$

Pour les poutres entaillées sur l'extrados:

$$k_v = 1 \quad (5.1.7.2b)$$

Pour les poutres entaillées sur l'intrados:

(5.1.7.2c)

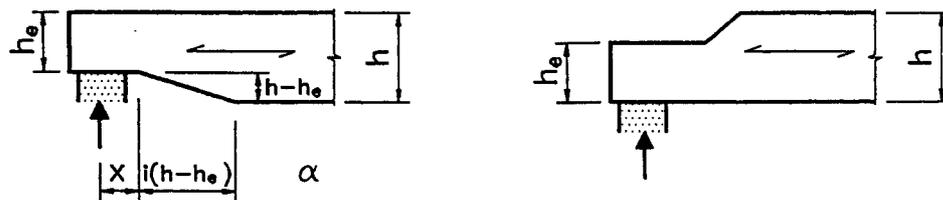
$$k_v = \min \left\{ \begin{array}{l} 1 \\ \frac{k_n \left(1 + \frac{1,1i^{1,5}}{\sqrt{h}} \right)}{\sqrt{h} \left(\sqrt{\alpha(1-\alpha)} + 0,8 \frac{x}{h} \sqrt{\frac{1}{\alpha} - \alpha^2} \right)} \end{array} \right. \quad (5.1.7.2d)$$

Il convient de prendre pour k_n les valeurs suivantes:

- pour le bois massif: $k_n = 5$
- pour le bois lamellé collé $k_n = 6,5$

Les symboles sont définis comme suit:

- h hauteur de la poutre en mm
- i pente de l'entaille (voir figure: 5.1.7.2a)
- x distance de l'angle au point d'appui
- α h_e / h



(a) Entailles sur l'intrados

(b) Entailles sur l'extrados

Figure 5.1.7.2 a et b Poutres entaillées à une extrémité

5.1.8 Torsion

(1)P Les contraintes de torsion doivent satisfaire la condition suivante:

$$\tau_{\text{tor}, d} \leq f_{v, d} \quad (5.1.8)$$

5.1.9 Flexion et traction axiale combinées

(1)P Les conditions suivantes doivent être satisfaites:

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (5.1.9a)$$

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (5.1.9b)$$

où $\sigma_{t,0,d}$ est la contrainte de traction calculée et $f_{t,0,d}$ la résistance de traction correspondante.

(2) La valeur de k_m donnée en 5.1.6 s'applique.

5.1.10 Flexion et compression axiales combinées

(1)P Les conditions suivantes doivent être satisfaites:

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (5.1.10a)$$

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (5.1.10b)$$

où $\sigma_{c,0,d}$ est la contrainte de compression calculée et $f_{c,0,d}$ la résistance de compression correspondante.

(2) La valeur de k_m donnée en 5.1.6 s'applique.

(3)P Une vérification des conditions d'instabilité doit également être faite (voir 5.2.1).

5.1.11A Traction perpendiculaire et cisaillement combinés

(1)P La condition suivante doit être satisfaite:

$$\left(\frac{\tau_d}{f_{v,d}}\right)^2 + \left(k_{vol} \frac{\sigma_{t,90,d}}{f_{t,90,d}}\right)^2 \leq 1 \quad (5.1.11)$$

avec:

$k_{vol} = 1$ pour le bois massif,

$k_{vol} = \left(\frac{V}{V_0}\right)^{0,2}$ pour le bois lamellé collé, où: $V = b h^2$ et $V_0 = 0,01 \text{ m}^3$

τ_d valeur de calcul de la contrainte de cisaillement,

$f_{v,d}$ résistance de calcul en cisaillement.

$\sigma_{t,90,d}$ est la valeur de calcul de la contrainte de traction perpendiculaire au fil et $f_{t,90,d}$ la résistance correspondante.

5.1.12A Compression perpendiculaire et cisaillement combinés

(1)P Les conditions suivantes doivent être satisfaites:

$$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} - 0,25 \frac{\sigma_{c,90,d}}{f_{c,90,d}} \leq 1 \quad (5.1.12a)$$

$$\frac{\sigma_{c,90,d}}{f_{c,90,d}} \leq 1 \quad (5.1.12b)$$

avec:

τ_d valeur de calcul de la contrainte de cisaillement,

$f_{v,d}$ résistance de calcul en cisaillement.

$\sigma_{c,90,d}$ est la valeur de calcul de la contrainte de compression perpendiculaire au fil et $f_{c,90,d}$ la résistance correspondante.

5.2 ELEMENTS COMPRIMÉS ET FLECHIS

5.2.1 Éléments comprimés

(1)P Les contraintes de flexion dues à la courbure initiale, à l'excentricité et aux flèches induites doivent être prises en compte, en complément à celles dues à d'éventuelles charges latérales.

(2) Les élancements relatifs sont définis par

$$\lambda_{rel,y} = \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{\sigma_{c,crit,y}}} \quad (5.2.1a)$$

$$\lambda_{rel,z} = \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{\sigma_{c,crit,z}}} \quad (5.2.1b)$$

où

$$\sigma_{c,crit,y} = \frac{\pi^2 E_{0,05}}{\lambda_y^2} \quad (5.2.1c)$$

$$\sigma_{c,crit,z} = \frac{\pi^2 E_{0,05}}{\lambda_z^2} \quad (5.2.1d)$$

λ_y et $\lambda_{rel,y}$ correspondent à une flexion dans la direction y (flèche selon l'axe z).
 λ_z et $\lambda_{rel,z}$ correspondent à une flexion dans la direction z (flèche selon l'axe y).

(3) Dans les cas où, à la fois, $\lambda_{rel,z} \leq 0,5$ et $\lambda_{rel,y} \leq 0,5$ il convient que les contraintes satisfassent les conditions de 5.1.10 a et b.

(4) Dans tous les autres cas, il convient que les contraintes satisfassent les conditions suivantes:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \leq 1 \quad (5.2.1e)$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} f_{c,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \leq 1 \quad (5.2.1f)$$

avec:

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}} \quad (\text{il en est de même pour } k_{c,z}) \quad (5.2.1g)$$

$$k_y = 0,5 (1 + \beta_c (\lambda_{rel,y} - 0,5) + \lambda_{rel,y}^2) \quad (\text{il en est de même pour } k_z) \quad (5.2.1h)$$

Les symboles sont définis comme suit:

σ_m contrainte de flexion due aux charges latérales

β_c coefficient pour les éléments dans les limites de rectitude définies au chapitre 7:

- pour le bois massif : $\beta_c = 0,2$, - pour le bois lamellé collé: $\beta_c = 0,1$

k_m donné en 5.1.6

5.2.2 Éléments fléchis

(1)P Les contraintes de flexion dues à la courbure initiale, à l'excentricité et aux flèches induites doivent être prises en compte, en complément à celles dues à toutes les charges latérales.

(2) L'élancement relatif est défini par:

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{f_{m,k} / \sigma_{m,crit}} \quad (5.2.2a)$$

où $\sigma_{m,crit}$ est la contrainte critique en flexion calculée selon la théorie classique de la stabilité, avec des valeurs de module au fractile de 5 %.

(3) Il convient que les contraintes satisfassent la condition suivante:

$$\sigma_{m,d} \leq k_{crit} f_{m,d} \quad (5.2.2b)$$
 où k_{crit} est un facteur qui prend en compte la réduction de la résistance due au déversement.

(4) Pour les poutres ayant une déformation latérale initiale dans les limites définies au chapitre 7, k_{crit} peut être déterminé à partir des formules 5.2.2 c à e.

$$k_{crit} = \begin{cases} 1 & \text{pour } \lambda_{rel,m} \leq 0,75 \end{cases} \quad (5.2.2c)$$

$$k_{crit} = \begin{cases} 1,56 - 0,75\lambda_{rel,m} & \text{pour } 0,75 < \lambda_{rel,m} \leq 1,4 \end{cases} \quad (5.2.2d)$$

$$k_{crit} = \begin{cases} 1/\lambda_{rel,m}^2 & \text{pour } 1,4 < \lambda_{rel,m} \end{cases} \quad (5.2.2e)$$

(5) On peut également prendre une valeur de 1 pour le facteur k_{crit} pour une poutre dont le déplacement latéral des zones comprimées est empêché sur sa longueur et dont la rotation de torsion est empêchée aux appuis.

5.2.3 Éléments fléchis à simple décroissance

(1)P L'influence de la décroissance sur les contraintes de flexion parallèles aux fibres extrêmes* doit être prise en compte.

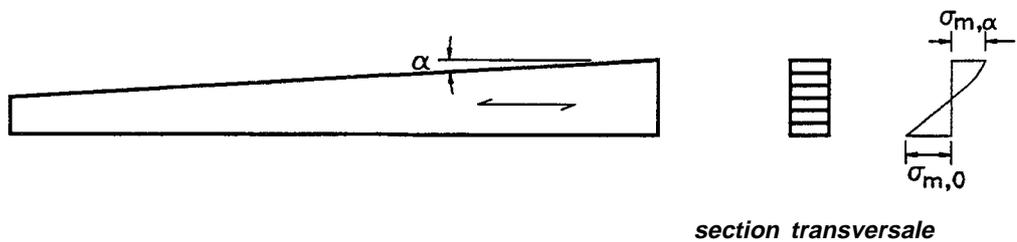


Figure 5.2.3 Poutre à simple décroissance

* La fibre extrême correspond à la ligne des forces parallèles aux rives extérieures de la poutre.

(2) Quand le fil est parallèle à une des rives, et l'angle de la décroissance $\alpha \leq 10^\circ$, il convient que la contrainte dans les fibres extérieures, du côté où le fil est parallèle à la rive, soit calculée d'après:

$$\sigma_{m,0,d} = (1 + 4 \operatorname{tg}^2 \alpha) \frac{6 M_d}{bh^2} \quad (5.2.3a)$$

et d'après:

$$\sigma_{m,\alpha,d} = (1 - 4 \operatorname{tg}^2 \alpha) \frac{6 M_d}{bh^2} \quad (5.2.3b)$$

pour le côté en décroissance.

- (3) Du côté de la décroissance, il convient que la contrainte, dans les fibres extrêmes, satisfasse la condition suivante:

$$\sigma_{m,\alpha,d} \leq f_{m,\alpha,d} \quad (5.2.3c)$$

où

$$f_{m,\alpha,d} = \frac{f_{m,d}}{\frac{f_{m,d}}{f_{t,90,d}} \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} \quad (5.2.3d)$$

dans le cas de contraintes de traction parallèle au bord en décroissance et

$$f_{m,\alpha,d} = \frac{f_{m,d}}{\frac{f_{m,d}}{f_{c,90,d}} \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} \quad (5.2.3e)$$

dans le cas de contraintes de compression parallèle au bord en décroissance.

5.2.4 Éléments fléchis à double décroissance, coudes et à intrados courbes

- (1)P Les exigences de l'article 5.2.3 s'appliquent à la partie de la poutre qui a une simple décroissance.

- (2)P Au faîte, (voir figure 5.2.4), la contrainte de flexion doit satisfaire la condition suivante:

$$\sigma_{m,d} \leq k_r f_{m,d} \quad (5.2.4a)$$

où le facteur k_r prend en compte la réduction de résistance due à la courbure des lamelles pendant la fabrication.

- (3) Il convient de calculer la contrainte de flexion au faîte comme suit:

$$\sigma_{m,d} = k_l \frac{6M_{ap,d}}{b h_{ap}^2} \quad (5.2.4b)$$

où h_{ap} , r et α sont définis sur la figure 5.2.4, et

$$k_l = k_1 + k_2 \left(\frac{h_{ap}}{r} \right) + k_3 \left(\frac{h_{ap}}{r} \right)^2 + k_4 \left(\frac{h_{ap}}{r} \right)^3 \quad (5.2.4c)$$

où

$$k_1 = 1 + 1,4 \operatorname{tg} \alpha + 5,4 \operatorname{tg}^2 \alpha \quad (5.2.4d)$$

$$k_2 = 0,35 - 8 \operatorname{tg} \alpha \quad (5.2.4e)$$

$$k_3 = 0,6 + 8,3 \operatorname{tg} \alpha - 7,8 \operatorname{tg}^2 \alpha \quad (5.2.4f)$$

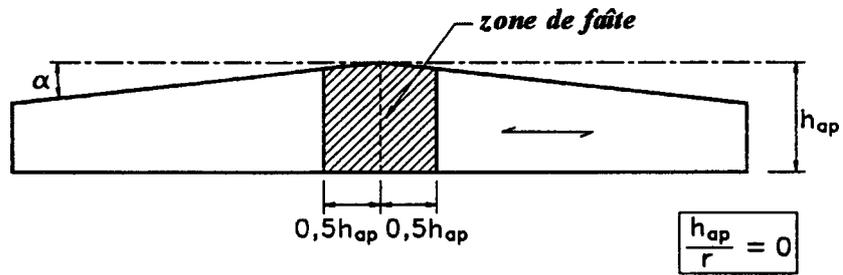
$$k_4 = 6 \operatorname{tg}^2 \alpha \quad (5.2.4g)$$

- (4) Pour les éléments fléchis à double décroissance $k_r = 1$. Pour les éléments fléchis courbes et à intrados courbe il convient de prendre k_r égal à:

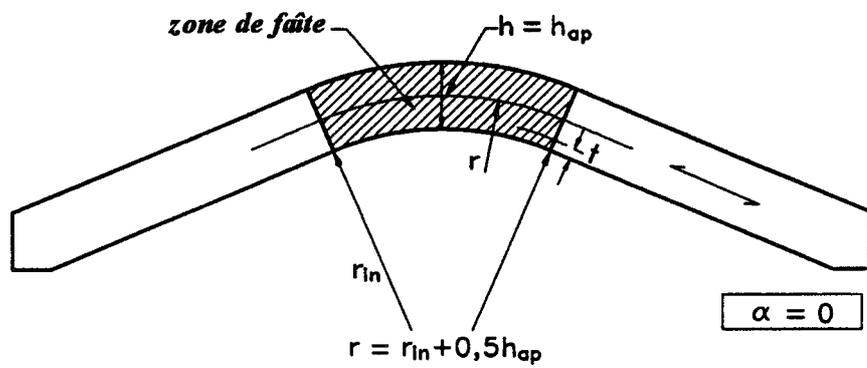
$$k_r = \begin{cases} 1 & \text{pour } r_{in} / t \geq 240 \end{cases} \quad (5.2.4h)$$

$$k_r = \begin{cases} 0,76 + 0,001 r_{in} / t & \text{pour } r_{in} / t < 240 \end{cases} \quad (5.2.4i)$$

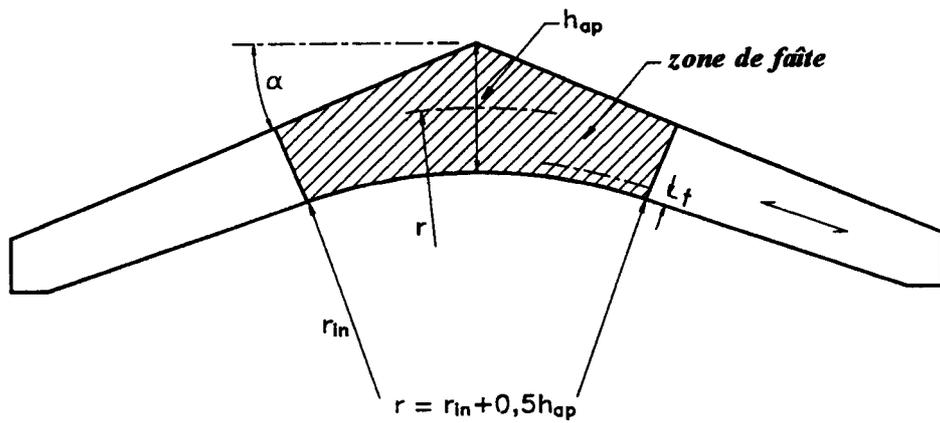
avec r_{in} le rayon intérieur de la poutre et t l'épaisseur de la lamelle.



a) Poutre à double décroissance



b) Poutre courbe (hauteur constante)



c) Poutre à intrados courbe

Figure 5.2.4 Poutres à double décroissance (a), poutre courbe (b) et à intrados courbe (c)

- (5) Au faite, il convient que la contrainte maximale de traction perpendiculaire au fil satisfasse la condition suivante:

$$\sigma_{t,90,d} \leq k_{dis} (V_0 / V)^{0,2} f_{t,90,d} \quad (5.2.4k)$$

pour laquelle les symboles sont définis comme suit:

k_{dis} coefficient qui prend en compte l'effet de la distribution des contraintes au faite, avec les valeurs suivantes:

- pour les poutres courbes ou à double décroissance: $k_{dis} = 1,4$

- pour les poutres à intrados courbe: $k_{dis} = 1,7$

V_0 volume de référence correspondant à $0,01 \text{ m}^3$

V volume de la zone de faite en m^3 (voir figure 5.2.4). Il convient de prendre une valeur de V inférieure à $2 V_b / 3$, V_b étant le volume total de la poutre

- (6) Il convient de calculer la contrainte maximale de traction perpendiculaire aux fil due au moment de flexion, de la manière suivante:

$$\sigma_{t,90,d} = k_p \frac{6 M_{ap,d}}{b h_{ap}^2} \quad (5.2.4l)$$

où

$$k_p = k_5 + k_6 \left(\frac{h_{ap}}{r} \right) + k_7 \left(\frac{h_{ap}}{r} \right)^2 \quad (5.2.4m)$$

et

$$k_5 = 0,2 \text{ tg } \alpha \quad (5.2.4n)$$

$$k_6 = 0,25 - 1,5 \text{ tg } \alpha + 2,6 \text{ tg}^2 \alpha \quad (5.2.4o)$$

$$k_7 = 2,1 \text{ tg } \alpha - 4 \text{ tg}^2 \alpha \quad (5.2.4p)$$

5.3 COMPOSANTS

5.3.1 Poutres à âmes minces collées

- (1)P On doit considérer une répartition linéaire des déformations sur la hauteur de la poutre.

(1)PA Pour les poutres collées à âmes minces les prescriptions de 5.3.1 s'appliquent à des âmes en panneaux d'une hauteur inférieure à 35 cm. Pour des hauteurs supérieures, des validations particulières sont nécessaires.

(1)PC Ces poutres relèvent d'une procédure d'Avis Technique et d'une Certification.

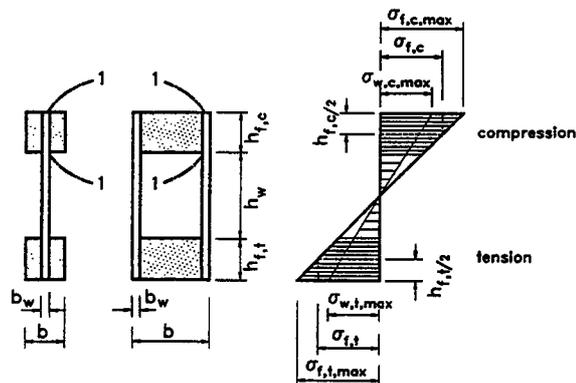


Figure 5.3.1 Poutres à âmes minces

- (2) Il convient que les contraintes dans les membrures satisfassent les conditions suivantes:
- $$\sigma_{f,c,max,d} \leq f_{m,d} \quad (5.3.1a)$$
- $$\sigma_{f,t,max,d} \leq f_{m,d} \quad (5.3.1b)$$
- $$\sigma_{f,c,d} \leq k_c f_{c0,d} \quad (5.3.1c)$$
- $$\sigma_{f,t,d} \leq f_{t0,d} \quad (5.3.1d)$$

pour lesquelles les symboles sont définis comme suit:

$\sigma_{f,c,max,d}$ contrainte maximale de calcul en compression sur la fibre extrême
 $\sigma_{f,t,max,d}$ contrainte maximale de calcul en traction sur la fibre extrême
 $\sigma_{f,c,d}$ contrainte moyenne de calcul en compression dans les membrures
 $\sigma_{f,t,d}$ contrainte moyenne de calcul en traction dans les membrures
 k_c coefficient prenant en compte l'instabilité latérale.

- (3) Le coefficient k_c peut être déterminé (dans le sens de la sécurité, notamment pour les poutres caissons), selon 5.2.1 avec $\lambda_z = \sqrt{12} I_c / b$, où I_c est la distance entre les sections où les déformations latérales de la membrure comprimée sont empêchées, et b est donné par la figure 5.3.1. Si on fait une vérification particulière de l'instabilité latérale de la poutre entière, on peut prendre $k_c = 1$.

- (4) Il convient que les contraintes dans les âmes satisfassent les conditions suivantes:
- $$\sigma_{w,c,d} \leq f_{c,w,d} \quad (5.3.1e)$$
- $$\sigma_{w,t,d} \leq f_{t,w,d} \quad (5.3.1f)$$

où $\sigma_{w,c,d}$ et $\sigma_{w,t,d}$ sont les contraintes de calcul en compression et en traction, et $f_{c,w,d}$ et $f_{t,w,d}$ les résistances de calcul en compression et en traction, des âmes.

- (5) En l'absence d'autres valeurs, il convient de prendre pour résistance de calcul en compression et en traction de l'âme, les valeurs admises en résistance à la traction et à la compression des âmes chargées dans leur plan.

- (6) Il convient de vérifier que tous les assemblages ont une résistance suffisante.

- (7) En l'absence d'analyse détaillée du déversement, il convient de vérifier que:
- $$h_w \leq 70 b_w \quad (5.3.1g)$$

et

$$V_d \leq \begin{cases} b_w h_w (1 + 0,5 (h_{f,t} + h_{f,c}) / h_w) f_{v,0,d} & \text{pour } h_w \leq 35 b_w \\ 35 b_w^2 (1 + 0,5 (h_{f,t} + h_{f,c}) / h_w) f_{v,0,d} & \text{pour } 35 b_w \leq h_w \leq 70 b_w \end{cases} \quad (5.3.1h)$$

$$(5.3.1j)$$

où les symboles sont définis comme suit:

h_w hauteur de l'âme
 $h_{f,c}$ hauteur de la membrure comprimée
 $h_{f,t}$ hauteur de la membrure tendue
 b_w épaisseur de l'âme
 $f_{v,0,d}$ résistance de calcul au cisaillement du panneau

(8) Il convient de vérifier dans les zones 1-1 de la figure 5.3.1 que:

$$\tau_{moy,d} \leq \begin{cases} f_{v,90,d} & \text{pour } h_f \leq 4 b_w \\ f_{v,90,d} (4 b_w / h_f)^{0,8} & \text{pour } h_f > 4 b_w \end{cases} \quad (5.3.1k)$$

où $\tau_{moy,d}$ est la contrainte de cisaillement dans ces zones, en supposant une distribution uniforme, $f_{v,90,d}$ est la résistance de calcul au cisaillement roulant de l'âme et h_f est soit $h_{f,c}$ soit $h_{f,t}$.

5.3.2 Poutres à semelles minces collées

(1)P On doit considérer une répartition linéaire des déformations suivant la hauteur de la poutre.

(1)A Dans le cas où l'on utilise cette solution, les semelles doivent impérativement être continues.

(2)P On doit prendre en compte la distribution non-uniforme des contraintes dans les semelles en raison du traînage de cisaillement et du flambement.

(3) En l'absence d'un calcul plus détaillé, il convient que les ensembles soient considérés comme une succession de poutres en I ou en U (voir figure 5.3.2) en prenant pour largeur de semelle efficace b_{ef} :

$$b_{ef} = b_{c,ef} + b_w \text{ (ou } b_{t,ef} + b_w \text{)} \quad \text{pour les poutres courantes} \quad (5.3.2a)$$

ou bien

$$b_{ef} = 0,5 b_{c,ef} + b_w \text{ (ou } 0,5 b_{t,ef} + b_w \text{)} \quad \text{pour les poutres de rive} \quad (5.3.2b)$$

Il convient que la valeur de $b_{c,ef}$ et $b_{t,ef}$ ne soit pas plus grande que la valeur maximale calculée pour le traînage de cisaillement. De plus, il convient que la valeur de $b_{c,ef}$ ne soit pas plus grande que la valeur maximale calculée, correspondant au flambement.

(4) Les largeurs maximales efficaces des semelles dues aux effets du traînage de cisaillement et du flambement des plaques sont données au tableau 5.3.2, où l est la portée des poutres.

Tableau 5.3.2 Largeur maximale efficace des membrures en raison des effets du traînage de cisaillement ou du flambement des plaques		
Nature des semelles	Traînage de cisaillement	Flambement des plaques
Contreplaqué avec les fibres des plis extérieurs: - parallèles aux âmes - perpendiculaires aux âmes	0,10 l	25 h_f
	0,10 l	20 h_f
Panneau à lamelles minces, longues et orientées	0,15 l	25 h_f
Panneau de fibres ou de particules à orientation aléatoire	0,20 l	30 h_f

l Les panneaux à lamelles minces, longues et orientées ainsi que les panneaux de fibres ou de particules à orientation aléatoire ne peuvent être prises en compte.

(5) En l'absence d'une étude particulière du flambement, il convient que la largeur libre de la semelle ne soit pas supérieure à deux fois la largeur efficace correspondant au flambement des plaques.

(6) Pour les zones 1-1 de la figure 5.3.2, il convient de vérifier que

$$\tau_{moy,d} \leq f_{v,90d} \quad (5.3.2c)$$

où $\tau_{moy,d}$ est la contrainte de calcul au cisaillement dans ces zones, en supposant une distribution uniforme, et $f_{v,90d}$ est la résistance de calcul au cisaillement roulant de la semelle.

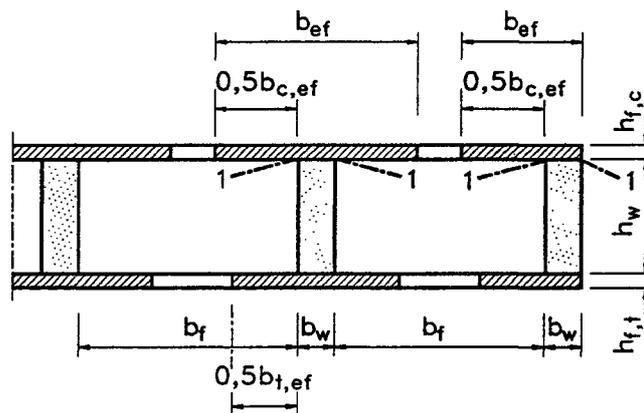


figure 5.3.2 Poutre à semelles minces

(7) Il convient que les contraintes axiales dans les semelles, calculées d'après la largeur efficace de la semelle, satisfassent les conditions suivantes:

$$\sigma_{f,c,d} \leq f_{f,c,d} \quad (5.3.2d)$$

$$\sigma_{f,t,d} \leq f_{f,t,d} \quad (5.3.2e)$$

pour lesquelles les symboles sont définis comme suit:

$\sigma_{f,c,d}$ contrainte moyenne de compression dans la semelle

$\sigma_{f,t,d}$ contrainte moyenne de traction dans la semelle

$f_{f,c,d}$ résistance moyenne de compression dans la semelle

$f_{f,t,d}$ résistance moyenne de traction dans la semelle

(8) Il convient de contrôler que chaque liaison a une résistance suffisante.

5.3.3 Poutres assemblées mécaniquement

(1)P Si la section d'un élément de structure est composée de plusieurs parties assemblées par des organes d'assemblage, on doit tenir compte du glissement qui se produit dans les assemblages.

(2) Les calculs doivent, en règle générale, être conduits en considérant une relation linéaire entre l'effort et le glissement.

(3) Pour le calcul aux états limites ultimes, pour les organes d'assemblage de type tige, il convient de prendre comme module de glissement instantané K_u par plan de cisaillement:

$$K_u = 2 K_{ser} / 3 \quad (5.3.3a)$$

- (4) *Si l'espacement des organes d'assemblage dans le sens axial varie uniformément en fonction de l'effort de cisaillement entre s_{min} et s_{max} ($\leq 4 s_{min}$), une valeur équivalente s_{ef} peut être utilisée en prenant:*
- $$s_{ef} = 0,75 s_{min} + 0,25 s_{max} \quad (5.3.3b)$$
- (5) *Il convient de calculer au minimum les contraintes dans les états de déformations instantanées et finales, en utilisant les valeurs appropriées de k_{def} à partir du tableau 4.1 I.*
- (6) *Une méthode pour le calcul de la capacité résistante des poutres assemblées mécaniquement est donnée à l'annexe B.1¹⁴⁾*

53.4 Poteaux assemblés par collage et par organes d'assemblages

- (1)P Les déformations dues au glissement des assemblages, au cisaillement et à la flexion dans les entretoises, goussets, nervures et membrures, et aux efforts de traction et de compression dans les treillis doivent être prises en compte.
- (2) *Une méthode pour le calcul de la capacité résistante des poteaux en I ou en caisson, poteaux creux et poteaux en treillis est donnée à l'annexe C.*

5.4 CHARPENTES ASSEMBLEES

5.4.1 Charpentes triangulées

5.4.1.1 Généralités

- (1)P A moins qu'une méthode plus générale soit utilisée, les fermes doivent être représentées pour les besoins de l'analyse par des barres disposées sur une épure et reliées ensemble aux noeuds (par exemple comme montré à la figure 5.4.1.1).
- (2)P Les lignes de force, pour tous les éléments, doivent être à l'intérieur du profil de l'épure, et, pour les éléments extérieurs, coïncider avec l'axe de l'élément.
- (3) *Les excentricités peuvent être modélisées au moyen de barres fictives. Il convient que l'orientation de ces barres fictives coïncide aussi exactement que possible avec la direction des efforts dans l'élément*
- (4) *Dans l'analyse de la structure, la non-linéarité géométrique des membrures comprimées (risques de flambement) peut être négligée si elle est prise en compte par ailleurs lors de la vérification des barres élémentaires.*

¹⁴⁾ La méthode décrite dans cette annexe peut s'appliquer aux éléments composites fabriqués à partir de bois en combinaison avec d'autres matériaux.

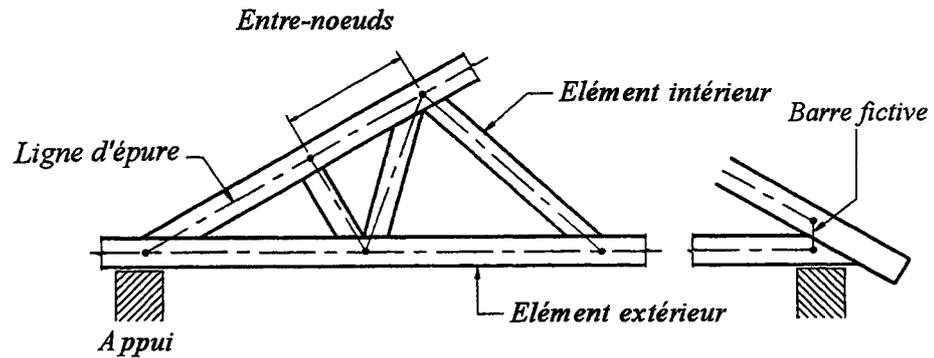


figure 5.4.1.1 Exemples de configuration de fermes et de liaison fictive

5.4.1.2 Analyse générale

- (1)P Les fermes doivent être analysées comme des structures de charpente pour lesquelles la déformation des éléments et des assemblages, l'influence des excentricités d'appui et de leur rigidité, sont prises en compte dans le calcul des efforts internes.
- (2)P Si les lignes d'axe des éléments intérieurs ne coïncide pas avec les axes de ces éléments, on doit prendre en compte l'influence de l'excentricité lors des vérifications de résistance de ces éléments.
- (3) Pour l'analyse, il convient d'utiliser les valeurs appropriées de rigidité des éléments définies à l'article 3, et de glissement d'assemblage défini au paragraphe 4.2 ou à l'annexe D. Il convient de considérer que les barres fictives sont aussi rigides que les éléments adjacents.
- (4) Si une analyse non-linéaire géométrique est menée, il convient de diviser la rigidité des éléments par le coefficient partiel γ_M (donné au tableau 2.3.3.2).
- (4)C Cet alinéa ne s'applique que pour les justifications vis à vis des états limites ultimes.
- (5) Les assemblages peuvent généralement être considérés comme des articulations.
- (5)C Dans le cas des fermes à connecteurs à dents les assemblages doivent être considérés comme des articulations.
- (6) Le glissement latéral des assemblages peut être négligé pour la vérification des contraintes, à moins qu'il ait un effet significatif sur la répartition des efforts internes et des moments.
- (7) Les assemblages peuvent être considérés encastrés, si leur déformation n'a pas d'effet significatif sur la répartition des efforts et des moments dans les éléments.

5.4.1.3 Analyse simplifiée

- (1) *En alternative à une analyse complète, une étude simplifiée est autorisée pour les fermes complètement triangulées qui satisfont les conditions suivantes:*
 - *il n'y a pas d'angle rentrant dans l'enveloppe extérieure*
 - *une partie de la surface porteuse se trouve verticalement au dessous du noeud d'appui (voir figure 5.4.1.1) ou satisfait D.4(2)*
 - *la hauteur de la ferme est supérieure à 0,15 fois la portée et 10 fois la hauteur maximale de l'entrait ou de l'arbalétrier.*
- (2) *Dans les éléments, il convient de calculer les forces axiales en considérant que chaque noeud est rotulé.*
- (3) *Il convient également de déterminer les moments de flexion dans les éléments d'une longueur d'un entre-noeuds sur la base de noeuds rotulés. Les moments de flexion dans les éléments de plusieurs entre-noeuds doivent, en règle générale, être calculés en supposant que cet élément est une poutre avec un appui simple à chaque noeud. Il convient de prendre en compte l'effet de la déformation aux noeuds et la semi-rigidité des assemblages par une réduction de 10% du moment de flexion aux noeuds. Il convient d'utiliser les moments réduits aux noeuds pour calculer les moments de flexion en travée.*

5.4.1.3 I La modélisation structurale étant sans objet, le paragraphe 5.4.1.3 est invalidé

5.4.1.4 Vérification de la résistance des éléments

- (1) *Pour les vérifications au flambement dans leur plan des pièces comprimées, il convient de prendre comme longueur de flambement la longueur entre deux points d'inflexion.*
- (2) *Pour les fermes entièrement triangulées, il convient de prendre comme longueur au flambement, la longueur de la barre pour:*
 - *les éléments de barre articulés aux extrémités,*
 - *les éléments continus sans chargement transversal.*
- (3) *A titre de simplification, on peut définir les longueurs de flambement de la manière suivante. (voir figure 5.4.1.4):*
 - *pour des éléments continus avec chargement latéral mais sans moments d'extrémité significatifs*
 - *dans une portée d'extrémité: 0,8 fois la portée*
 - *dans une portée courante: 0,6 fois la portée*
 - *dans un noeud: 0,6 fois la plus grande des portées adjacentes.*
 - *pour des éléments continus avec chargement latéral et avec moments d'extrémité significatifs*
 - *à l'extrémité de la poutre avec moment: 0 (c.ad sans flambement)*
 - *dans l'avant-dernière portée: 1 fois la portée*
 - *dans les autres portées et noeuds: comme décrit ci-dessus*

Pour la vérification des contraintes de compression dans les éléments et les assemblages, il convient d'augmenter de 10% les efforts axiaux de calcul.

I Cette disposition est invalidée

(3) C On entend par chargement latéral un chargement dans le plan de la charpente.

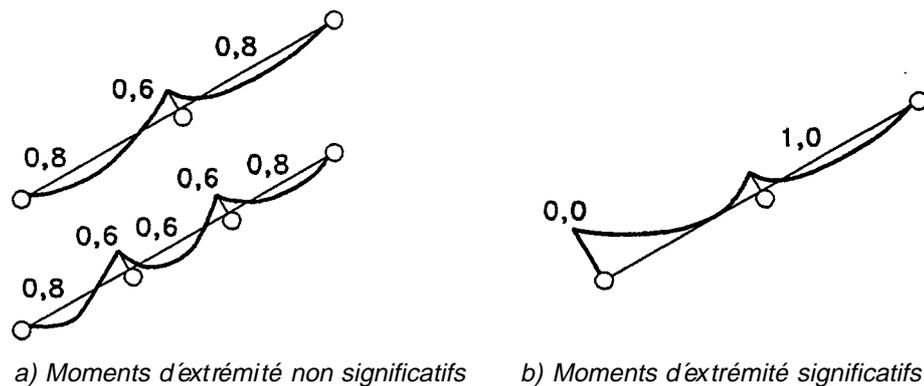


figure 5.4.1.4 Longueurs de flambement

(4)P On doit aussi vérifier que la stabilité transversale (hors plan) des éléments est assurée.

(4)PC Les longueurs de flambement hors plan sont égales aux distances entre nœuds dans les contreventement.

5.4.1.5 Fermes à connecteurs à dents

Des règles supplémentaires concernant les fermes à dents sont données à l'annexe D.

5.4.2 Diaphragmes de toiture et de plancher

5.4.2 C Pour des constructions de petite dimension, par exemple les maisons individuelles, on admet que le platelage reprend les efforts de contreventement si:

- les dimensions sont inférieures à 12 m
- les membrures sont continues
- la densité des fixations des panneaux est d'au moins une pointe tous les 30 cm à l'intérieur et d'au moins une pointe tous les 15 cm sur la périphérie, et est capable de reprendre les moments.

(1)P Ce paragraphe traite de la résistance d'ensemble sous l'action du vent des diaphragmes horizontaux, tels que les planchers et les supports de toiture, constitués de panneaux en matériaux à base de bois assemblés au moyen d'organes d'assemblage à une ossature en bois.

(1)P A Ce paragraphe ne s'applique qu'à des toitures ou planchers de dimension $l \leq 12$ m et $b \geq 1/2$ entre appuis.

(2) *Les valeurs données à l'article 6 pour la résistance des organes d'assemblage peuvent être multipliées par un facteur 1,2 pour une utilisation sur les bords des panneaux.*

(2) I Cet alinéa est invalidé

(3) Pour les diaphragmes soumis à une charge uniformément répartie (voir figure 5.4.2) le calcul simplifié ci-dessous peut être utilisé pourvu que:

- la portée l se situe entre $2b$ et $6b$, en prenant b égal à la largeur
- la condition critique du calcul aux états limites est la rupture dans les organes d'assemblage (et non dans les panneaux) et
- les panneaux sont fixés en suivant les règles détaillées données à l'article 7.

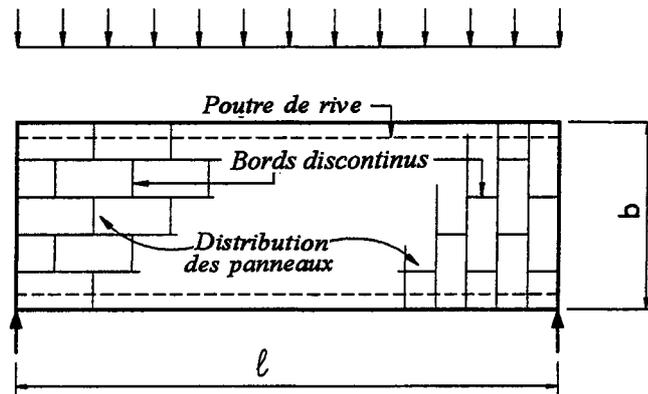


Figure 5.4.2 Méthode de chargement du diaphragme et distribution des panneaux en quinconce

- (4) En l'absence d'une analyse plus détaillée, il convient de calculer les poutres de rive pour résister au moment de flexion maximal dans le diaphragme.
- (5) Les forces de cisaillement dans le diaphragme peuvent être considérées comme étant uniformément distribuées sur la largeur du diaphragme.

(6) *Quand les panneaux de revêtement sont en quinconce, (voir figure 5.4.2), l'espacement des pointes sur les rives de panneaux séparés, peut être augmenté dans un rapport de 1,5 (avec un maximum de 150mm) sans réduction de la résistance.*

(6) I *Cet alinéa est invalidé.*

5.4.3 Diaphragmes de mur

- (1)P Ce paragraphe traite du contreventement des diaphragmes de murs en ossature bois contreventés par des diaphragmes. Ces diaphragmes se composent de panneaux fixés par des organes d'assemblage sur une ou deux faces d'une ossature en bois.
- (2) La résistance F_k (résistance au contreventement) pour une force agissant en tête d'un panneau de mur maintenu contre le soulèvement (par fixation verticale ou ancrage) doit être déterminée par:
- calcul, ou
 - essai de structures d'après le prEN 594.
- (3) L'étude simplifiée suivante peut être employée pour un panneau de mur comportant un diaphragme fixé sur un seul côté d'une ossature en bois (voir figure 5.4.3a), à condition
- qu'il n'y ait pas d'ouvertures supérieures à 200 mm au carré
 - que l'espacement des pointes soit constant sur le périmètre de chaque feuille
 - que $b \geq h/4$
- (4) Il convient que la résistance de calcul au contreventement $F_{v,d}$ soit déterminée d'après:
- $$F_{v,d} = b_l / s \sum F_{f,d} (b_l / b_i)^2 \quad (5.4.3a)$$

avec les symboles définis comme suit:

$F_{f,d}$ résistance latérale de calcul par organe d'assemblage

b_l largeur du panneau le plus large

b_i largeur des autres panneaux (b_2, b_3, \dots)

s espacement des organes d'assemblage

La résistance de calcul au cisaillement par organe d'assemblage correspondant aux valeurs données à l'article 6 peut être multipliée par un coefficient 1,2 pour une utilisation sur les bords des panneaux.

I Cette disposition est invalidée

(5) S'il y a un revêtement identique sur les deux faces du panneau, du même type et de même épaisseur, la résistance peut être prise comme la somme des contributions calculées. Si les diaphragmes ou les organes d'assemblage sont de type différent, il convient de compter la totalité de la contribution de la face la plus résistante et la moitié de la contribution de la face la moins résistante.

(6) Il convient de calculer les montants en compression pour un effort de $0,67 F_{v,d} h/b$ pour un revêtement sur les deux cotés (5.4.3b)

(7) Il convient d'ancrer directement au soubassement les montants en soulèvement, et de les calculer pour un effort F_d , où:
 $F_d = F_{v,d} h/b$ (5.4.3d)

(8) Si des panneaux individuels à l'intérieur du diaphragme comportent des ouvertures pour une porte ou une fenêtre, il faut considérer que ces panneaux ne contribuent pas à la résistance au contreventement longitudinal. Il convient d'ancrer chaque groupe de panneaux pleins de la même manière qu'un panneau individuel de mur comme indiqué sur la figure 5.4.3c.

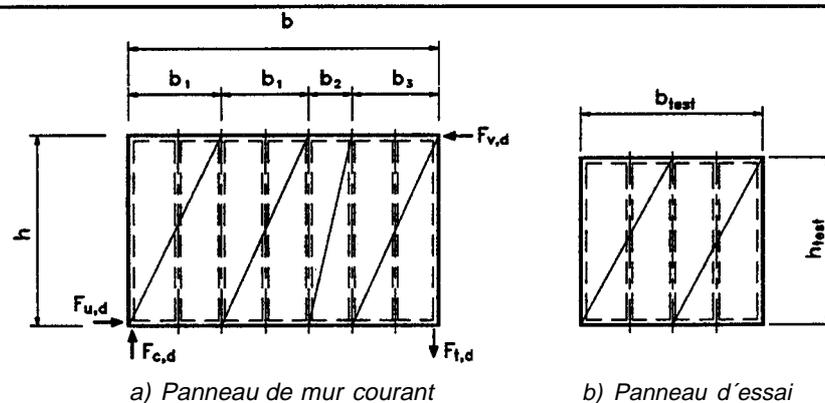


figure 5.4.3 a et b Disposition d'un panneau courant et d'un panneau d'essai

(9) Si la résistance caractéristique d'un panneau d'essai (voir figure 5.4.3b) a été déterminée, la résistance d'un panneau d'une construction identique, mais avec une hauteur h et une largeur b différente est donnée par:

$$F_k = k_s k_h F_{essai,k} \quad (5.4.3e)$$

avec

$$k_s = \begin{cases} b/b_{essai} & \text{pour } b_{essai} \leq b \end{cases} \quad (5.4.3f)$$

$$k_h = \begin{cases} (b/b_{essai})^2 & \text{pour } 0,5 b_{essai} \leq b \leq b_{essai} \end{cases} \quad (5.4.3g)$$

$$k_h = \begin{cases} 0 & \text{pour } b \leq 0,5 b_{essai} \end{cases} \quad (5.4.3h)$$

et

$$k_h = \begin{cases} (h_{essai}/h)^2 & \text{pour } h \geq h_{essai} \end{cases} \quad (5.4.3j)$$

$$k_h = \begin{cases} 1 & \text{pour } h < h_{essai} \end{cases} \quad (5.4.3k)$$

(9) I Cet alinéa est invalidé.

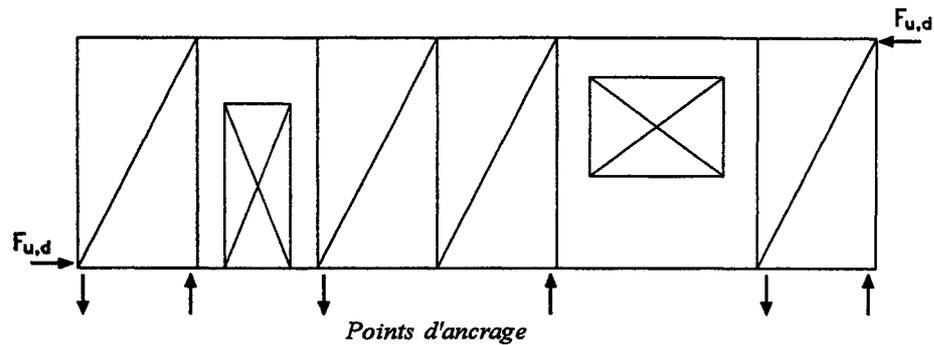


figure 5.4.3c Assemblage de panneaux comportant des ouvertures

5.4.4 Portiques plans

(1)P Les contraintes occasionnées par des défauts de structure ou de géométrie, c'est à dire des écarts entre l'axe géométrique et la fibre neutre de la section transversale dus par exemple à une hétérogénéité du matériau, et les flèches induites, doivent être prises en compte.

(2) Ceci peut être obtenu par une analyse linéaire du second ordre basée sur les hypothèses suivantes.

- Les imperfections géométriques de la structure sont supposées correspondre à une déformation initiale qui est une approximation de la déformée correspondante, et établie en imposant à la structure, à la fois un angle ϕ d'inclinaison et une courbure initiale sinusoidale entre les noeuds de la structure correspondant à une excentricité maximale e .

- Il convient de prendre comme valeur minimale de ϕ , en radians

$$\phi = 0,005 \quad \text{pour } h \leq 5\text{m} \quad (5.4.4a)$$

$$\phi = 0,005 \sqrt{5/h} \quad \text{pour } h > 5\text{m} \quad (5.4.4b)$$

où h est la hauteur de la structure ou la longueur de l'élément, en m.

- Il convient de prendre au minimum comme valeur de e

$$e = 0,003 l \quad (5.4.4c)$$

- Il convient de calculer la flèche en prenant pour valeur de E

$$E = E_{0,05} f_{m,d} / f_{m,k} \quad (5.4.4d)$$

Des exemples de flèche initiale supposée sont donnés à la figure 5.4.4.

5.4.5 Contreventement

5.4.5.1 Généralités

(1)P Les structures qui ne sont pas suffisamment rigides doivent être contreventées pour éviter une instabilité ou une déformation excessive.

(1)P I Les structures doivent être contreventées.

(2)P Les efforts occasionnés par des défauts de structure ou de géométrie, et par les déformations induites (comprenant l'effet du glissement d'un assemblage quelconque) doivent être prises en compte.

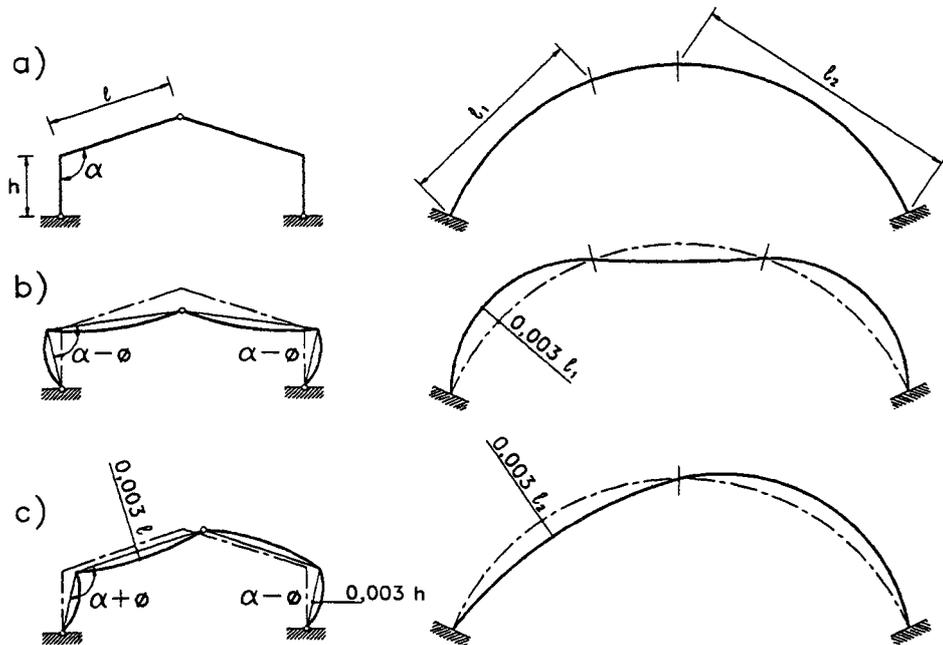


Figure 5.4.4 Exemples d'estimation des flèches initiales pour une structure (a), correspondant à des sollicitations symétriques (b) et à des sollicitations dissymétriques (c).

- (3)P Les efforts de contreventement doivent être déterminés sur la base de la combinaison de défauts structurels et de déformations induites la plus défavorable.

5.4.5.2 Compression des éléments simples

- (1) Pour des éléments simples comprimés, nécessitant un maintien latéral à des intervalles a (voir figure 5.4.5.2), il convient que les déformations initiales par rapport à une ligne droite reliant les appuis soient inférieures à $a/500$ pour les éléments en bois lamellé collé, et $a/300$ pour les autres éléments.

- (1) C La déformation initiale est minimale à la pose.
 Il faut limiter les déformations à $a/1.000$ pour les fermes à connecteurs à dents
 L'ensemble des trois conditions (1), (2) et (3) doit être rempli.

- (2) Il convient que chaque appui élastique intermédiaire ait une raideur minimale C , donnée par:

$$C = k_s \pi^2 E I / a^3 \quad (5.4.5.2a)$$

où

$$E = E_{0,05} f_{m,d} / f_{m,k} \quad (5.4.5.2b)$$

$$k_s = 2 (1 + \cos \pi / m) \quad (5.4.5.2c)$$

et m est le nombre d'entre-noeuds de longueur a

- (3) Il convient que la force stabilisatrice de calcul F_d à chaque support soit, au minimum de

$$F_d = N_d / 50 \quad \text{pour le bois massif} \quad (5.4.5.2d)$$

$$F_d = N_d / 80 \quad \text{pour le bois lamellé collé} \quad (5.4.5.2e)$$

où N_d est la force moyenne de calcul en compression dans l'élément.

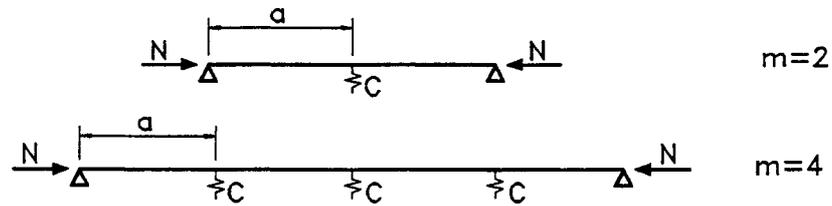


Figure 5.4.5.2 Exemples d'éléments simples comprimés maintenus par des appuis latéraux.

- (4) Il convient de déterminer la force de calcul stabilisatrice F_d pour les membrures comprimées d'une poutre rectangulaire selon 5.4.5.2(3) avec
- $$N_d = (1 - k_{crit}) M_d / h \quad (5.4.5.2f)$$

Il convient de déterminer la valeur de k_{crit} à partir de 5.2.2 (4) pour les poutres non contreventées. M_d est le moment maximal de calcul dans la poutre de hauteur h .

5.4.5.3 Systèmes de contreventement 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 5.4.5.3) il convient de prévoir un système de contreventement, qui, en plus des effets d'une charge horizontale, soit capable de résister à une charge par unité de longueur q , avec

$$q_d = k_l \frac{n N_d}{30 l} \quad (5.4.5.3a)$$

et avec

$$k_l = \text{minimum.} \left\{ \begin{array}{l} 1 \\ \sqrt{15/l} \end{array} \right. \quad (5.4.5.3b)$$

$$\left(\sqrt{15/l} \right) \quad (5.4.5.3c)$$

N_d est la compression axiale moyenne calculée dans l'élément, d'une longueur totale de l m.

- (2) Il convient de limiter la flèche horizontale à mi-portée due à la seule action de q_d à $l / 700$.
- (3) Il convient de limiter la flèche horizontale due à q_d et à tout autre action à $l / 500$.

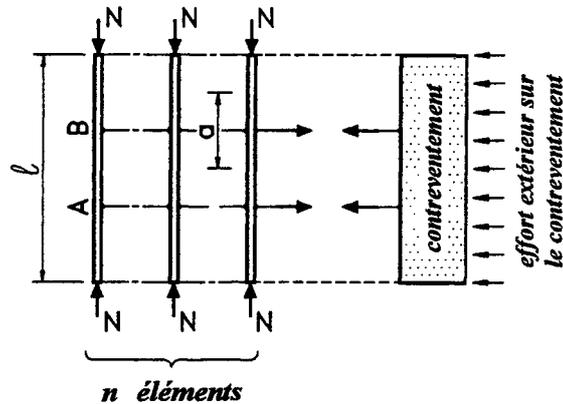


Figure 5.4.5.3 Système de poutre ou de fermes nécessitant un maintien latéral

5.4.6 Effet système

- (1) Quand une succession de plusieurs éléments identiques régulièrement espacés est assemblée latéralement par un système de répartition des charges, les résistances de calcul des éléments peuvent être multipliées par un coefficient d'effet système k_{ls}
- (2) En l'absence d'une étude plus détaillée, une valeur de $k_{ls} = 1,1$ peut être prise pour les ouvrages et les systèmes de répartition des charges décrits au tableau 5.4.6 si les prescriptions suivantes sont remplies:
 - le système de répartition des charges est calculé pour supporter les charges permanentes et temporaires appliquées
 - chaque élément du système de répartition des charges intéresse au moins deux travées, et tous les joints sont en quinconce.

Tableau 5.4.6 Description des ouvrages et des systèmes de répartition des charges

Ouvrages	Systèmes de répartition des charges
Toiture terrasse et plancher sur solives (portée maximale de 6m)	Planches ou panneaux de revêtement
Fermes de toit (portée maximale de 6m)	Voliges, pannes ou panneaux de revêtement
Fermes à connecteurs à dents (portée maximale de 6m)	Voliges ou panneaux de revêtement
Montants de murs (hauteur maximale de 4m)	Semelle et sablière, panneaux de revêtement sur au moins une face.

6 ASSEMBLAGES

6.1 GENERALITES

- (1)P En l'absence de règles de conception dans les articles ci-après, la résistance caractéristique et la rigidité des organes d'assemblage doivent être déterminées à partir d'essais réalisés selon les normes EN 26891, EN 28970 et toutes autres normes européennes appropriées, à moins que d'autres règles soient données ci-après. Si les normes correspondantes décrivent à la fois des essais en compression et en traction, les essais doivent être effectués en traction.
- (2)P Il faut prendre en compte que la valeur caractéristique de la capacité résistante d'un assemblage multiple est souvent inférieure à la somme des résistances individuelles.
- (3)P Dans les liaisons comportant plus d'un type d'organe d'assemblage, l'influence du comportement de chaque type d'organe doit être prise en compte.¹⁵
- (4)P Il faut considérer que la capacité résistante caractéristique d'un assemblage sera fréquemment réduite s'il est soumis à des sollicitations alternées dues à des actions de long-terme ou de moyen-terme.
- (5) *Si les actions à long-terme ou à moyen-terme induisent des sollicitations alternant entre des efforts de traction F_t et de compression F_c , l'influence de ces actions sur la capacité résistante de l'assemblage est, en général, prise en compte en dimensionnant l'assemblage vis-à-vis des efforts $(F_{t,d} + 0,5F_{c,d})$ et $(F_{c,d} + 0,5F_{t,d})$.*
- (6)P La répartition et les dimensions des organes dans un assemblage, ainsi que l'espacement, les talons et les distances aux rives doivent être choisies de façon à ce que les capacités résistantes prévues puissent être obtenues.
- (7)P Quand l'effort dans un assemblage agit avec un angle par rapport au fil, l'influence des contraintes de traction perpendiculaire doit être prise en compte.
- (8) *En l'absence de justifications détaillées, pour la configuration représentée à la figure 6.1, il convient de vérifier la condition suivante:*

$$V_d \leq 2 f_{v,d} b_e t / 3 \quad (6.1a)$$

à condition que $b_e > 0,5h$.

Les symboles sont définis comme suit:

V_d valeur de calcul de la sollicitation de cisaillement due aux organes d'assemblages dans un élément d'épaisseur t ($V_1 + V_2 = F \sin \alpha$),

b_e distance du bord chargé à l'organe d'assemblage le plus éloigné,

α angle de la force F par rapport au fil du bois.

¹⁵ Les collages et les organes d'assemblage métalliques ont des rigidités très différentes et il ne convient pas de considérer qu'ils agissent ensemble.

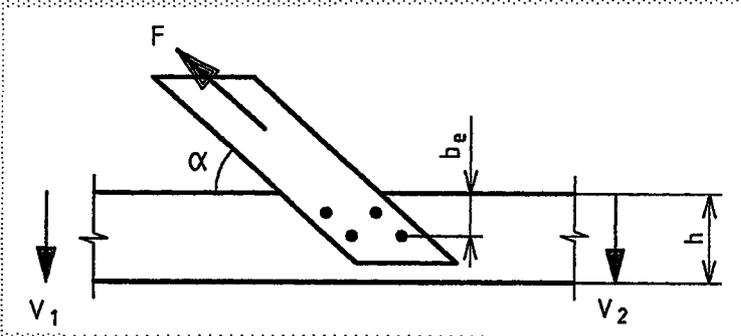


Figure 6.1 Force oblique sollicitant un assemblage.

- (9) Aux états limites ultimes, le module de glissement instantané des organes de type tige, par plan de cisaillement, doit être pris égal à:

$$K_x = 2 K_{ser} / 3 \quad (6.1.b)$$

Les valeurs de K_{ser} sont données au tableau 4.2.

6.2 RESISTANCE AU CISAILEMENT DES ORGANES D'ASSEMBLAGE DE TYPE TIGE

6.2.1 ASSEMBLAGES BOIS SUR BOIS ET PANNEAU SUR BOIS

- (1) Pour les assemblages bois sur bois et panneau sur bois réalisés avec des organes d'assemblage faisant l'objet des paragraphes 6.3 à 6.7, la résistance de calcul, par organe et par plan de cisaillement, est égale à la plus petite des valeurs calculées d'après les formules suivantes:

Résistances de calcul pour les organes d'assemblage en simple cisaillement:

$$R_d = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h1,d} t_1 d \quad (6.2.1a) \\ f_{h1,d} t_2 d \beta \quad (6.2.1b) \\ \frac{f_{h1,d} t_1 d}{1+\beta} \left[\sqrt{\beta + 2\beta^2 \left[1 + \frac{t_2}{t_1} + \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2 \right] + \beta^3 \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2} - \beta \left(1 + \frac{t_2}{t_1} \right) \right] \quad (6.2.1c) \\ 1,1 \frac{f_{h1,d} t_1 d}{2+\beta} \left[\sqrt{2\beta(1+\beta) + \frac{4\beta(2+\beta) M_{y,d}}{f_{h1,d} d t_1^2}} - \beta \right] \quad (6.2.1d) \\ 1,1 \frac{f_{h1,d} t_2 d}{1+2\beta} \left[\sqrt{2\beta^2(1+\beta) + \frac{4\beta(1+2\beta) M_{y,d}}{f_{h1,d} d t_2^2}} - \beta \right] \quad (6.2.1e) \\ 1,1 \sqrt{\frac{2\beta}{1+\beta}} \sqrt{2 M_{y,d} f_{h1,d} d} \quad (6.2.1f) \end{array} \right.$$

Résistances de calcul pour les organes d'assemblage en double cisaillement:

$$R_d = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h1,d} t_1 d \quad (6.2.1g) \\ 0,5 f_{h1,d} t_2 d \beta \quad (6.2.1h) \\ 1,1 \frac{f_{h1,d} t_1 d}{2 + \beta} \left[\sqrt{2\beta(1 + \beta) + \frac{4\beta(2 + \beta) M_{y,d}}{f_{h1,d} d t_1^2}} - \beta \right] \quad (6.2.1j) \\ 1,1 \sqrt{\frac{2\beta}{1 + \beta}} \sqrt{2 M_{y,d} f_{h1,d} d} \quad (6.2.1k) \end{array} \right.$$

Les différents modes de rupture sont représentés à la figure 6.2.1.

Les symboles sont définis comme suit:

- t_1 et t_2 épaisseur du bois ou du panneau ou longueur de pénétration (Voir aussi les paragraphes 6.3 à 6.7).
- $f_{h1,d}$ ($f_{h2,d}$) résistance de calcul de portance locale en t_1 (t_2).
- β $f_{h2,d} / f_{h1,d}$.
- d diamètre de l'organe d'assemblage.
- $M_{y,d}$ moment plastique de calcul de l'organe d'assemblage.

- (2) Les valeurs de calcul des résistances de portance locale, respectivement $f_{h1,d}$ ou $f_{h2,d}$ sont généralement calculées d'après:

$$f_{h1,d} = \frac{k_{mod,1} f_{h1,k}}{\gamma_M} \quad (6.2.1l)$$

$$f_{h2,d} = \frac{k_{mod,2} f_{h2,k}}{\gamma_M} \quad (6.2.1m)$$

Les valeurs du coefficient modificatif k_{mod} sont données au tableau 3.1.7, et les valeurs de γ_M sont données au tableau 2.3.3.2.

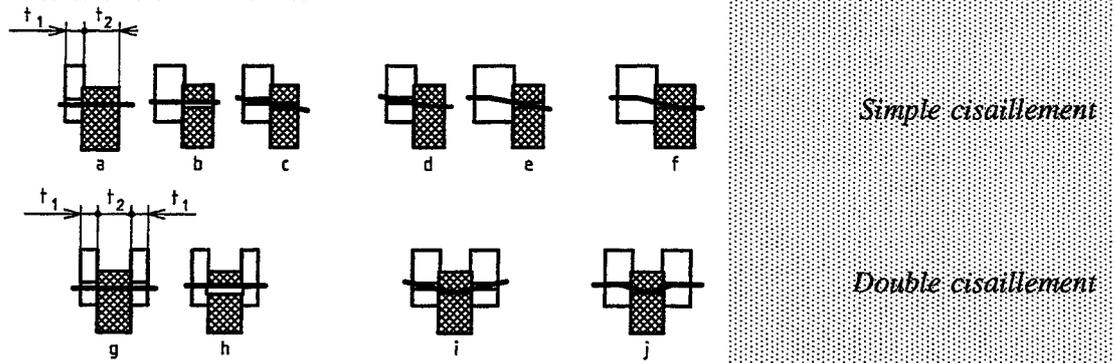
- (3) Il convient de déterminer la valeur de calcul du moment limite de l'asembleur $M_{y,d}$ d'après:

$$M_{y,d} = \frac{M_{y,k}}{\gamma_M} \quad (6.2.1n)$$

avec γ_M donné au tableau 2.3.3.2.

- (4) En l'absence de spécifications dans les articles ci-après, la résistance de portance locale f_h est déterminée conformément à la norme prEN 383 et à l'annexe A.

- (5) En l'absence de spécifications dans les articles ci-après, le moment plastique M_y est déterminé conformément à la norme prEN 409 et à l'annexe A.



(Les lettres correspondent aux références des formules)

Figure 6.2.1 Modes de rupture pour les assemblages de bois et de panneaux.

6.2.2 ASSEMBLAGES ACIER SUR BOIS

(1) Pour les assemblages acier/bois avec une plaque métallique mince (c.a.d d'une épaisseur $t \leq 0,5 d$), il convient de prendre pour résistance de calcul en simple cisaillement, par organe d'assemblage, la plus petite des valeurs obtenues par les formules suivantes:

$$R_d = \min \left\{ \begin{array}{l} (\sqrt{2} - 1) f_{h1,d} t_1 d \quad (6.2.2a) \\ 1,1 \sqrt{2 M_{y,d} f_{h1,d} d} \quad (6.2.2b) \end{array} \right.$$

Dans le cas de plaque métallique épaisse ($t \geq d$), il convient de prendre pour résistance de calcul la plus petite des valeurs obtenues par les formules suivantes:

$$R_d = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h1,d} t_1 d \left[\sqrt{2 + \frac{4 M_{y,d}}{f_{h1,d} d t_1^2}} - 1 \right] \quad (6.2.2c) \\ 1,5 \sqrt{2 M_{y,d} f_{h1,d} d} \quad (6.2.2d) \end{array} \right.$$

Pour $0,5 d < t < d$, une interpolation linéaire est admise.

Les symboles sont définis en 6.2.1 (1), et les modes de rupture sont illustrés par la figure 6.2.2 a-d.

(2) Pour les assemblages en double cisaillement avec une plaque métallique centrale, il convient de prendre pour résistance de calcul par organe d'assemblage et par plan de cisaillement la plus petite des valeurs obtenues d'après les formules suivantes:

$$R_d = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h1,d} t_1 d \quad (6.2.2e) \\ 1,1 f_{h1,d} t_1 d \left[\sqrt{2 + \frac{4 M_{y,d}}{f_{h1,d} d t_1^2}} - 1 \right] \quad (6.2.2f) \\ 1,5 \sqrt{2 M_{y,d} f_{h1,d} d} \quad (6.2.2g) \end{array} \right.$$

avec les symboles définis en 6.2.1 (1), et les modes de rupture illustrés à la figure 6.2.2 e-g.

- (3) Pour les assemblages en double cisaillement avec des plaques métalliques latérales minces, il convient de prendre pour résistance de calcul par organe d'assemblage et par plan de cisaillement la plus petite des valeurs obtenues d'après les formules suivantes:

$$R_d = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,5 f_{k2,d} t_2 d \quad (6.2.2h) \\ 1,1 \sqrt{2 M_{y,d} f_{k2,d} d} \quad (6.2.2j) \end{array} \right.$$

- (4) Pour les plaques métalliques latérales épaisses (c.à.d. pour $t_1 \geq d$), il convient de prendre pour résistance de calcul la plus petite des valeurs obtenues d'après les formules suivantes:

$$R_d = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,5 f_{k2,d} t_2 d \quad (6.2.2k) \\ 1,5 \sqrt{2 M_{y,d} f_{k2,d} d} \quad (6.2.2l) \end{array} \right.$$

Pour $0,5 d < t_1 < d$, une interpolation linéaire est admise.

Les symboles sont définis en 6.2.1 (1), et les modes de rupture sont illustrés à la figure 6.2.2. h-l.

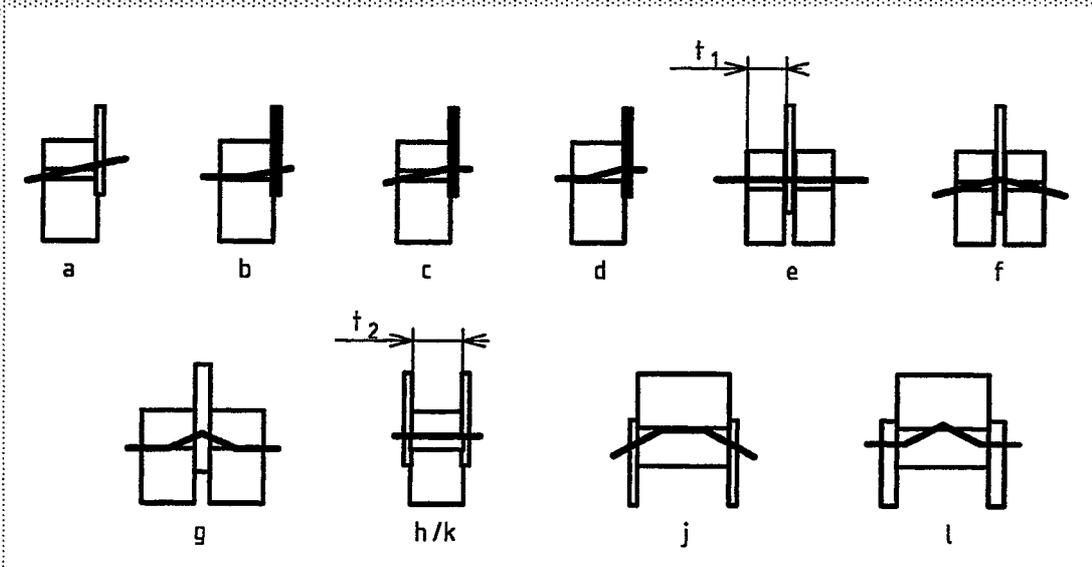


Figure 6.2.2 Modes de rupture pour les assemblages acier/bois

- (5) Il convient également de vérifier la résistance de la plaque métallique.

6.2.3 ASSEMBLAGES EN CISAILLEMENT MULTIPLE

- (1) Dans le cas de plus de deux plans de cisaillement, la capacité résistante totale est généralement déterminée en additionnant la résistance minimale de chaque plan, chaque plan de cisaillement étant considéré comme faisant partie d'un assemblage de trois éléments.

6.1 / BASES GENERALES

6.1.1 INTRODUCTION

- (1)P Tous les assemblages doivent être conçus et calculés pour que la structure soit à même de satisfaire à toutes les exigences fondamentales exposées à l'article 2.
- (2)P Trois types de liaisons sont définis:
- Type A: liaisons par contact bois sur bois; il s'agit des assemblages dit "traditionnels";
 - Type B: liaisons par organes d'assemblages; les organes d'assemblages comprennent notamment les organes de type tige (pointes, boulons, broches, tire-fonds et vis), les assembleurs (anneaux, crampons et clavettes) et les connecteurs à dents;
 - Type C: assemblages collés.
- (3)P Quand un assemblage résulte d'une association de différents types de liaisons, seuls les types A et B peuvent être combinés sous réserve de justifier leur compatibilité.
- (4)P Les assemblages de type C ne doivent pas être utilisés en classe de service 3. Leur utilisation en classe de service 1 ou 2 doit faire l'objet d'essais justificatifs et d'une certification.
- (5)P En l'absence de règles de conception dans les articles ci-après, la capacité résistante caractéristique et la rigidité des assemblages doivent être déterminées à partir d'essais réalisés selon les normes EN 26891, EN 28970 et toutes autres normes européennes appropriées. Si les normes correspondantes décrivent à la fois des essais en compression et en traction, les essais doivent être effectués en traction.

6.1.2 CLASSIFICATION DES ASSEMBLAGES

- (1) Les assemblages ou les composants d'un assemblage peuvent être classés selon:
- leur rigidité K ,
 - leur ductilité statique μ_s .
- Ces grandeurs sont définies à partir des valeurs des efforts et des déformations (glissements ou rotations) caractérisant le comportement des assemblages (figure 6.1.2a).

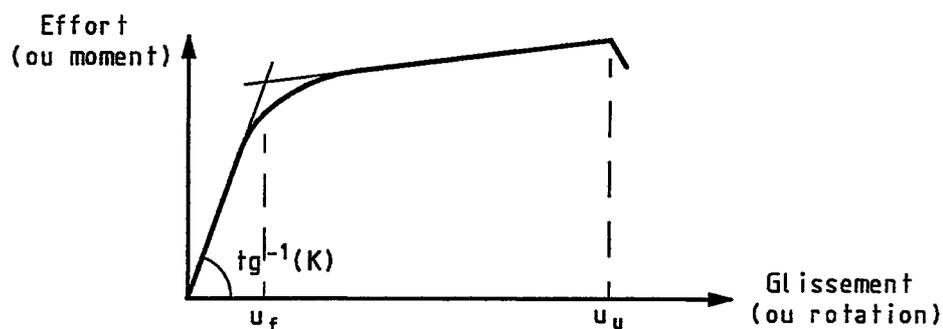


Figure 6.1.2a Comportement des assemblages.

- (2)P Le coefficient partiel γ_{Mi} pour un assemblage doit être pris égal aux valeurs données dans le tableau 2.3.3.2.b en fonction des classes de ductilité statique définies ci-après.

(3) Conventionnellement, la ductilité statique d'un assemblage est égale à:

$$\mu_s = \frac{u_u}{u_y} \quad (6.1.2a)$$

où u_u est la déformation ultime de l'assemblage (glissement ou rotation),
et u_y est la déformation limite élastique.

(4) Trois classes de ductilité statique sont définies:

- classe 1: $1 \leq \mu_s \leq 3$,
- classe 2: $3 < \mu_s \leq 6$,
- classe 3: $\mu_s > 6$.

(5) En l'absence de justifications, il y a lieu de se référer, pour les assemblages courants, aux classes définies par le tableau 6.1.2.

Tableau 6.1.2 Classe de ductilité statique des assemblages courants.	
Classe	Type d'assemblages
1	- Organes de type tige dont la rupture est de mode 1 (*), - Pointes, vis et tirefonds sollicités axialement, - Anneaux, - Crampons à double denture, - Assemblages de type A et C.
2	- Organes de type tige dont la rupture est de mode 2 (*), - Crampons à simple denture, - Connecteurs métalliques.
3	- Organes de type tige dont la rupture est de mode 3 (*).
(*) : les modes de rupture des assemblages de type tige sont définis par les figures 6.2.1 et 6.2.2.	

6.1.3 ANALYSE GLOBALE

- (1)P Le calcul des sollicitations et des déformations de la structure ou de ses éléments doit prendre en compte les effets de la semi-rigidité des assemblages.
- (2) En règle générale, l'influence des déformations d'assemblage est prise en compte sur la base soit des modules de déformation (glissement ou rotation par exemple), soit des valeurs prescrites de glissement en fonction du niveau d'effort dans l'assemblage.
- (3)P Les excentricités longitudinales et transversales rapportées au système statique doivent être prises en compte.
- (4) Il est recommandé de disposer les éléments réunis par un même assemblage de sorte que les axes passant par les centres de gravité des sections transversales de ces éléments concourent en un même point.

6.1.4 ANALYSE LOCALE

- (1)P Les vérifications locales des assemblages doivent être effectuées à partir des sollicitations déterminées par une analyse globale définie en 6.1.3 et répondre aux deux critères suivants:
- résistance locale de l'assemblage,
 - déformations de la structure.
- (2)P Le calcul des assemblages doit prendre en compte la loi de comportement de tous les éléments qui composent l'assemblage.
- (3)P La répartition des efforts internes de calcul au sein d'un assemblage doit être telle que:
- les conditions d'équilibre des sollicitations appliquées à l'assemblage soient vérifiées,
 - les conditions de résistance des composants de l'assemblage soient satisfaites,
 - les déformations des différents composants soient compatibles.
- (4) *Selon la disposition et les rigidités relatives des composants d'un assemblage, la répartition des efforts internes doit tendre à suivre le chemin de plus grande rigidité.*

6.1.5 RESISTANCE ET RIGIDITE DES ASSEMBLAGES

- (1) *Les justifications des états limites ultime et de service sont, en général, effectuées en considérant les courbes de comportement idéalisées qui sont données à la figure 6.1.5a.*

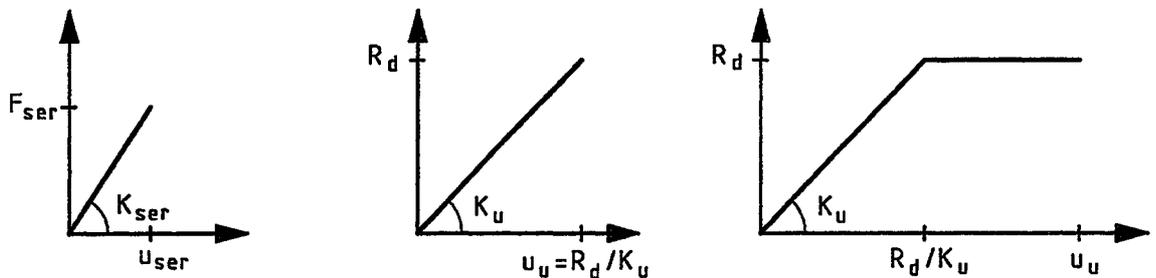


Figure 6.1.5a *Lois de comportement des assemblages.*

- (2) *Aux états limites de service, la valeur du module de déformation instantané K_{ser} ou la déformation prescrite u_{ser} peut être établie expérimentalement selon la norme EN 26891.*
- (3) *Dans le cas d'organes d'assemblage de type tige, les valeurs de K_{ser} sont données au tableau 4.2.*
- (4)P Aux états limites ultimes, la valeur de calcul de la capacité résistante d'un assemblage est établie par la relation:

$$R_d = \frac{k_{mod} R_k}{\gamma_{Mi}} \quad (6.1.5a)$$

avec k_{mod} , le coefficient modificatif défini en 3.1.7 ,
 γ_{Mi} le coefficient partiel de l'assemblage défini en 6.1.2 (2)P ,
 R_k , la capacité résistante caractéristique correspondant au fractile de 5%.

(5) Aux états limites ultimes, le module de déformation instantané K_u est, en général, pris égal à:

$$K_u = \frac{2 K_{ser}}{3} \quad (6.1.5b)$$

(6) En règle générale, on doit vérifier:

$$u_u \leq \frac{\mu_s R_d}{K_u} \quad (6.1.5c)$$

où μ_s correspond soit à la valeur moyenne des ductilités obtenues lors d'essais réalisés selon la norme EN26891, soit à la ductilité minimale de la classe de l'assemblage.

6.1.6 JUSTIFICATIONS COMPLEMENTAIRES

(1)P Les calculs doivent prendre en compte que la valeur caractéristique de la capacité résistante d'un assemblage multiple est inférieure à la somme des résistances individuelles.

(2)P La capacité résistante caractéristique d'un assemblage doit être réduite s'il est soumis à des sollicitations alternées dues à des actions de long terme ou de moyen terme.

(3) Si les actions à long-terme ou à moyen terme induisent des sollicitations alternant entre des efforts de traction F_t et de compression F_c , l'influence de ces actions sur la capacité résistante de l'assemblage est, en général, prise en compte en dimensionnant l'assemblage vis-à-vis des efforts $(F_{t,d} + 0,5F_{c,d})$ et $(F_{c,d} + 0,5F_{t,d})$.

(4)P La répartition et les dimensions des organes dans un assemblage, ainsi que l'espacement, les talons et les distances aux rives doivent respectées les valeurs données dans les tableaux 6.3.1.2.a, 6.5.1.2. et 6.6.

(5)P Quand l'effort dans un assemblage agit avec un angle par rapport au fil, l'influence des contraintes de traction perpendiculaire doit être prise en compte.

(6) En l'absence de justifications détaillées, pour la configuration représentée à la figure 6.1.6a, il convient de vérifier la condition suivante:

$$F_{90,d} = F_d \sin \alpha \leq \frac{4 f_{v,d} h_e t}{3} \sqrt{\frac{273 V_d}{M_d}} \quad \text{si} \quad \frac{M_d}{V_d h} < 2,1 \quad (6.1.6a)$$

$$F_{90,d} = F_d \sin \alpha \leq \frac{4 f_{v,d} h_e t}{3} \sqrt{\frac{130}{h}} \quad \text{si} \quad \frac{M_d}{V_d h} \geq 2,1 \quad (6.1.6b)$$

où les symboles sont définis comme suit:

$F_{90,d}$	valeur de calcul de l'effort de traction perpendiculaire dû à l'assemblage,
F_d	valeur de calcul de l'effort transmis par l'assemblage selon un angle α par rapport au fil,
$f_{v,d}$	résistance de calcul en cisaillement,
h_e	distance de la rive chargée à l'organe d'assemblage le plus éloigné,
V_d	valeur de calcul de l'effort tranchant maximal dans la section d'assemblage
M_d	valeur de calcul du moment de flexion dans la section d'assemblage.

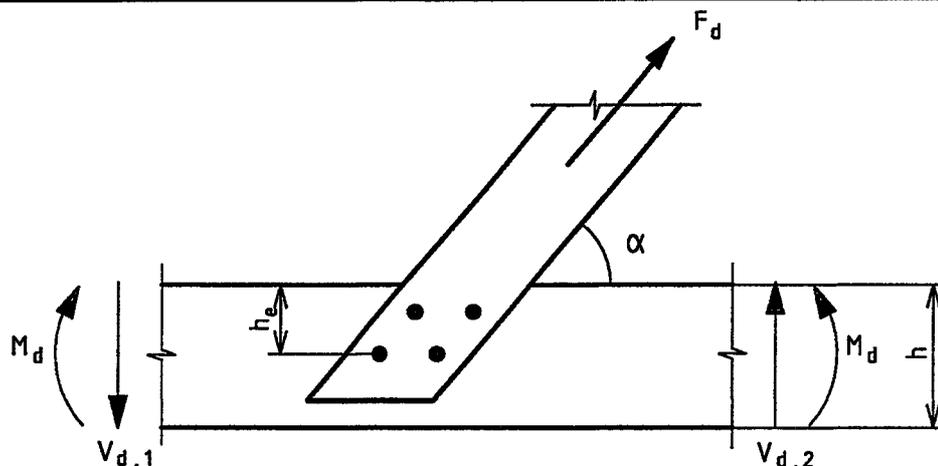


Figure 6.1.6a Effort oblique transmis par un assemblage.

(7)P Dans le cas d'assemblages multiples, la rupture de bloc doit être vérifiée par rapport à la section nette efficace du bois dans la zone d'assemblage.
 La section nette efficace doit être définie selon les modes possibles de rupture.

6.21 RESISTANCE AU CISAILLEMENT DES ORGANES D'ASSEMBLAGE DE TYPE TIGE

6.2.1 ASSEMBLAGES BOIS SUR BOIS ET PANNEAU SUR BOIS

(1) Pour les assemblages bois sur bois et panneau sur bois réalisés avec des organes d'assemblage faisant l'objet des paragraphes 6.3 à 6.7, la résistance caractéristique, par organe et par plan de cisaillement, est égale à la plus petite des valeurs calculées d'après les formules suivantes:

Résistances caractéristique pour les organes d'assemblage en simple cisaillement:

$$R_k = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,1,k} t_1 d \quad (6.2.1a) \\ f_{h,2,k} t_2 d \quad (6.2.1b) \\ \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{1+\beta} \left[\sqrt{\beta + 2\beta^2 \left[1 + \frac{t_2}{t_1} + \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2 \right] + \beta^3 \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2} - \beta \left(1 + \frac{t_2}{t_1} \right) \right] \quad (6.2.1c) \\ 1,1 \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{2+\beta} \left[\sqrt{2\beta(1+\beta) + \frac{4\beta(2+\beta) M_{y,k}}{f_{h,1,k} d t_1^2}} - \beta \right] \quad (6.2.1d) \\ 1,1 \frac{f_{h,1,k} t_2 d}{1+2\beta} \left[\sqrt{2\beta^2(1+\beta) + \frac{4\beta(1+2\beta) M_{y,k}}{f_{h,1,k} d t_2^2}} - \beta \right] \quad (6.2.1e) \\ 1,1 \sqrt{\frac{2\beta}{1+\beta}} \sqrt{2 M_{y,k} f_{h,1,k} d} \quad (6.2.1f) \end{array} \right.$$

Résistances de calcul pour les organes d'assemblage en double cisaillement :

$$R_k = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,1,k} t_1 d \quad (6.2.1g) \\ 0,5 f_{h,2,k} t_2 d \quad (6.2.1h) \\ 1,1 \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{2 + \beta} \left[\sqrt{2\beta(1 + \beta) + \frac{4\beta(2 + \beta) M_{y,k}}{f_{h,1,k} d t_1^2}} - \beta \right] \quad (6.2.1j) \\ 1,1 \sqrt{\frac{2\beta}{1 + \beta}} \sqrt{2 M_{y,k} f_{h,1,k} d} \quad (6.2.1k) \end{array} \right.$$

L'indice 1 correspond aux bois ou panneaux latéraux, l'indice 2 à la pièce centrale et les symboles sont définis comme suit:

- t_1 et t_2 épaisseur du bois ou du panneau ou longueur de pénétration (Voir aussi les paragraphes 6.3 à 6.7),
- $f_{h,1,k}$ ($f_{h,2,k}$) résistance caractéristique de portance locale en t_1 (t_2),
- β rapport $f_{h,2,k} / f_{h,1,k}$
- d diamètre de l'organe d'assemblage,
- $M_{y,k}$ valeur caractéristique du moment plastique de l'organe d'assemblage.

Les différents modes de rupture sont représentés à la figure 6.2.1.

- (2) En l'absence de spécifications dans les articles ci-après, la valeur caractéristique de la résistance de portance locale $f_{h,k}$ est déterminée conformément à la norme prEN 383 et à l'annexe A.
- (3) En l'absence de spécifications dans les articles ci-après, la valeur caractéristique du moment plastique $M_{y,k}$ est déterminée conformément à la norme prEN 409 et à l'annexe A.

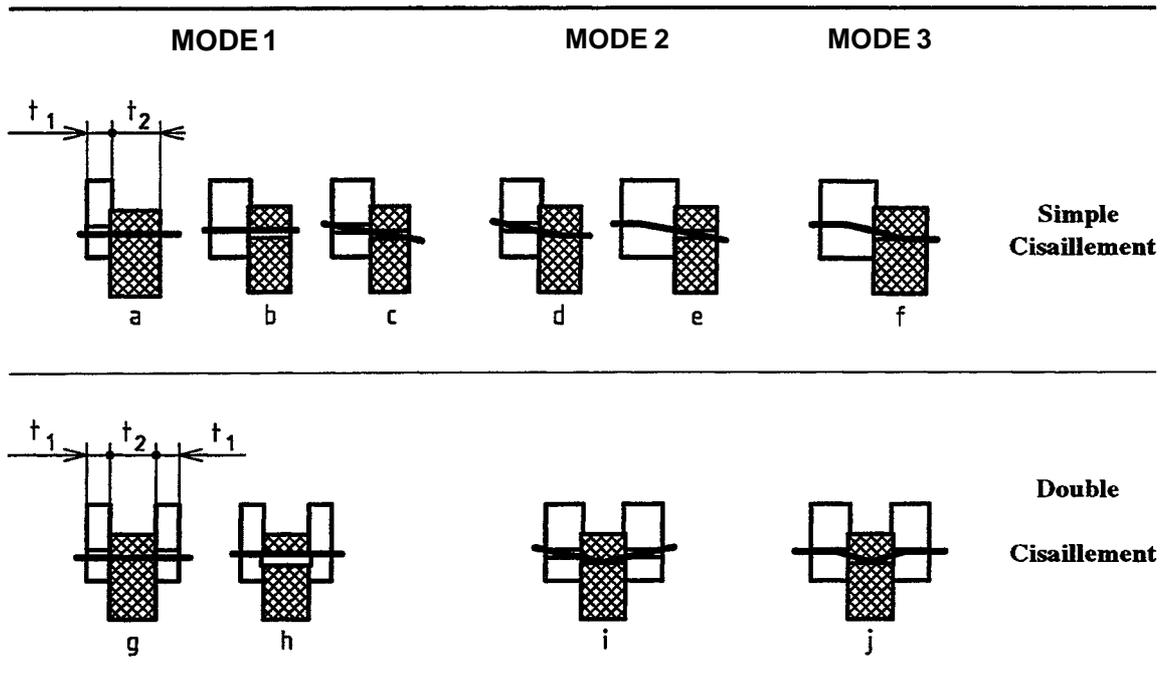


Figure 6.2.1 Modes de rupture pour les assemblages de bois et de panneaux (les lettres correspondent aux références des formules).

6.2.2 ASSEMBLAGES ACIER SUR BOIS

- (1) Pour les assemblages acier/bois avec une plaque métallique mince (c.a.d d'une épaisseur $t \leq 0,5 d$), il convient de prendre pour résistance caractéristique en simple cisaillement, par organe d'assemblage, la plus petite des valeurs obtenues par les formules suivantes:

$$R_k = \min \left\{ \begin{array}{l} (\sqrt{2} - 1) f_{h,1,k} t_1 d \quad (6.2.2a) \\ 1,1 \sqrt{2 M_{y,k} f_{h,1,k} d} \quad (6.2.2b) \end{array} \right.$$

Dans le cas de plaque métallique épaisse ($t \geq d$), il convient de prendre pour résistance de calcul la plus petite des valeurs obtenues par les formules suivantes:

$$R_k = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,1,k} t_1 d \left[\sqrt{2 + \frac{4 M_{y,k}}{f_{h,1,k} d t_1^2}} - 1 \right] \quad (6.2.2c) \\ 1,5 \sqrt{2 M_{y,k} f_{h,1,k} d} \quad (6.2.2d) \end{array} \right.$$

Pour $0,5 d < t < d$, une interpolation linéaire est admise.

Les symboles sont définis en 6.2.1 (1), et les modes de rupture sont illustrés par la figure 6.2.2 a-d.

- (2) Pour les assemblages en double cisaillement avec une plaque métallique centrale, il convient de prendre pour résistance caractéristique par organe d'assemblage et par plan de cisaillement la plus petite des valeurs obtenues d'après les formules suivantes:

$$R_k = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,1,k} t_1 d \quad (6.2.2e) \\ 1,1 f_{h,1,k} t_1 d \left[\sqrt{2 + \frac{4 M_{y,k}}{f_{h,1,k} d t_1^2}} - 1 \right] \quad (6.2.2f) \\ 1,5 \sqrt{2 M_{y,k} f_{h,1,k} d} \quad (6.2.2g) \end{array} \right.$$

avec les symboles définis en 6.2.1 (1), et les modes de rupture illustrés à la figure 6.2.2 e-g.

- (3) Pour les assemblages en double cisaillement avec des plaques métalliques latérales minces, il convient de prendre pour résistance caractéristique par organe d'assemblage et par plan de cisaillement la plus petite des valeurs obtenues d'après les formules suivantes:

$$R_k = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,5 f_{h,2,k} t_2 d \quad (6.2.2h) \\ 1,1 \sqrt{2 M_{y,k} f_{h,2,k} d} \quad (6.2.2i) \end{array} \right.$$

- (4) Pour les plaques métalliques latérales épaisses (c.à.d. pour $t_1 \geq d$), il convient de prendre pour résistance de calcul la plus petite des valeurs obtenues d'après les formules suivantes:

$$R_k = \min \begin{cases} 0,5 f_{h,2,k} t_2 d & (6.2.2k) \\ 1,5 \sqrt{2} M_{y,k} f_{h,2,k} d & (6.2.2l) \end{cases}$$

Pour $0,5 d < t_1 < d$, une interpolation linéaire est admise.

Les symboles sont définis en 6.2.1 (1), et les modes de rupture sont illustrés à la figure 6.2.2. h-l.

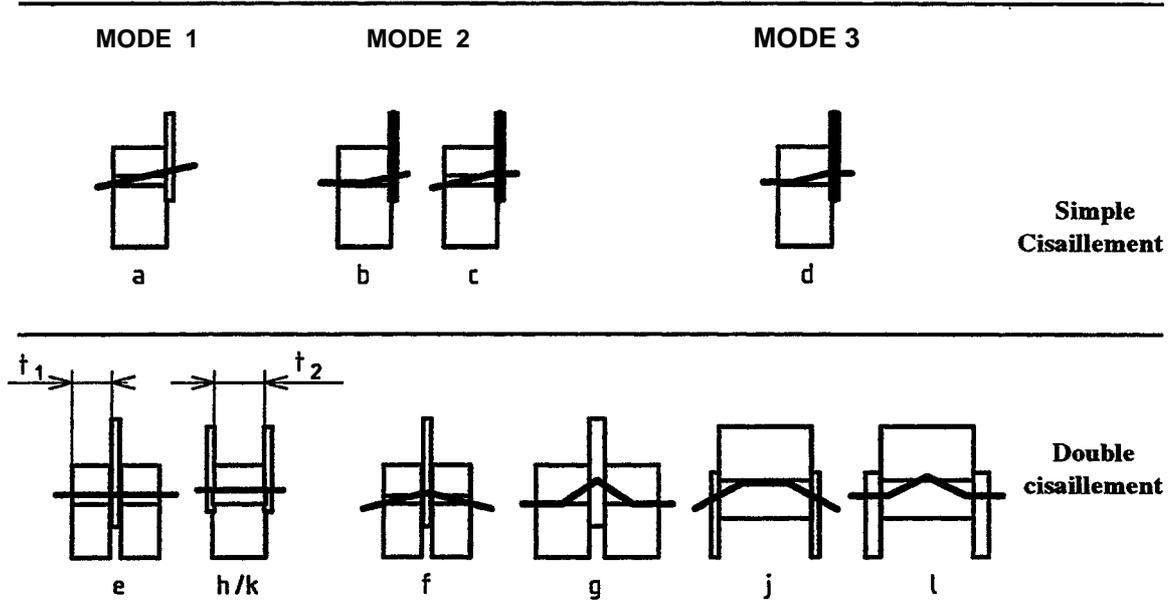


Figure 6.2.2 Modes de rupture pour les assemblages acier/bois

- (5) Il convient également de vérifier la résistance de la plaque métallique.

6.2.3 ASSEMBLAGES EN CISAILLEMENT MULTIPLE

- (1) Dans le cas de plus de deux plans de cisaillement, la capacité résistante totale est généralement déterminée en additionnant la résistance minimale de chaque plan, chaque plan de cisaillement étant considéré comme faisant partie d'un assemblage de trois éléments.

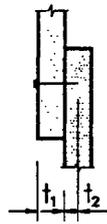
6.3 ASSEMBLAGES PAR POINTES

6.3.1 POINTES SOLLICITEES EN CISAILLEMENT

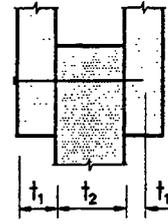
6.3.1.1 Généralités

- (1) Les règles énoncées au paragraphe 6.2 s'appliquent avec les symboles suivants:
- t_1 (en double cisaillement) la plus faible des valeurs entre l'épaisseur du bois sous la tête et la profondeur de pénétration en extrémité de pointe (voir figure 6.3.1.1),
 - t_2 longueur de pénétration en extrémité de pointe pour le simple cisaillement et épaisseur de la pièce centrale en double cisaillement.

- (2) Pour les pointes carrées, il convient de prendre d égal à la dimension du coté.



(a) assemblage à simple cisaillement



(b) assemblage à double cisaillement

Figures 6.3.1.1 Définition de t_1 et t_2 .

6.3.1.2 Assemblages cloués bois sur bois

- (1) Pour des pointes de diamètre inférieur ou égal à 8mm, il convient de prendre pour valeurs caractéristiques de la résistance de portance locale, quel que soit l'angle entre l'effort et le fil du bois:

sans avant-trou: $f_{h,k} = 0,082 \rho_k d^{-0,3}$ (N/mm²) (6.3.1.2a)

avec avant-trou: $f_{h,k} = 0,082 (1 - 0,01 d) \rho_k$ (N/mm²) (6.3.1.2b)

avec ρ_k en kg/m³ et d en millimètres.

- (2) Pour les pointes lisses ordinaires fabriquées à partir de fil d'acier dont la résistance minimale en traction est de 600 N/mm², les valeurs caractéristiques du moment plastique sont en général les suivantes:

$M_{y,k} = 180 d^{2,6}$ (N.mm) pour les pointes cylindriques (6.3.1.2c)

$M_{y,k} = 270 d^{2,6}$ (N.mm) pour les pointes carrées (6.3.1.2d)

avec d en millimètres.

- (3) Pour les bois de densité caractéristique égale ou supérieure à 500 kg/m³, il y a lieu de réaliser des avant-trous.
- (4) Pour les pointes lisses, il convient que la longueur de pénétration en extrémité soit au moins 8 d .
- (5) Pour les pointes torsadées ou crantées, il convient que la longueur de pénétration en extrémité soit au moins 6 d .
- (6) Il y a lieu qu'un assemblage comporte au moins deux pointes.
- (7) Il y a lieu de considérer que les pointes en bois de bout sont normalement incapables de transmettre des efforts. Quand des pointes sont utilisées en bois de bout dans des structures secondaires, par exemple pour des planches de rives clouées sur des chevrons, la valeur de dimensionnement est généralement prise égale au tiers de la valeur d'un clouage normal.
- (8) Les espacements et les distances minimaux sont donnés au tableau 6.3.1.2, avec les définitions données à la figure 6.3.1.2a.

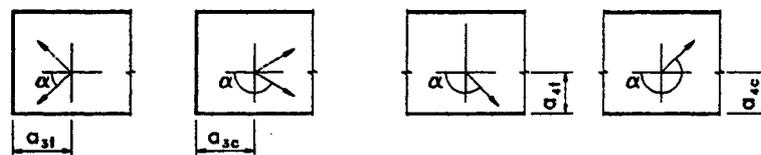
- (9) Dans le cas d'un clouage avec avant-trous, l'espacement a_1 peut être réduit jusqu'à un minimum de $4d$, si la résistance de portance locale est réduite dans un rapport :

$$\sqrt{\frac{a_1}{(4 + 3 |\cos \alpha|) d}} \quad (6.3.1.2d)$$

E spacements parallèle et perpendiculaire au fil:



Distances aux rives:



$-90^\circ < \alpha < 90^\circ$

$90^\circ < \alpha < 270^\circ$

$0^\circ < \alpha < 180^\circ$

$180^\circ < \alpha < 360^\circ$

Extrémité chargée Extrémité non chargée

Rive chargée

Rive non chargée

où α est l'angle entre l'effort et la direction du fil.

Figure 6.3.1.2a Distances et espacements des organes d'assemblage - définitions.

Tableau 6.3.1.2 Espacements et distances des pointes - valeurs.			
Espacements et distances (voir fig.6.3.1.2a)	Sans avant-trous		Avec avant-trous
	$\rho_k \leq 420 \text{ kg/m}^3$	$420 < \rho_k < 500 \text{ kg/m}^3$	
a_1	$d < 5 \text{ mm:}$ $(5+5 \cos \alpha)d$	$(7+8 \cos \alpha)d$	$(4+3 \cos \alpha)d$ (*)
	$d \geq 5 \text{ mm:}$ $(5+7 \cos \alpha)d$		
a_2	$5d$	$7d$	$(3+ \sin \alpha)d$
$a_{3,t}$ (extrémité chargée)	$(10+5\cos\alpha)d$	$(15+5\cos\alpha)d$	$(7+5\cos\alpha)d$
$a_{3,c}$ (extrémité non chargée)	$10d$	$15d$	$7d$
$a_{4,t}$ (rive chargée)	$(5+5\sin\alpha)d$	$(7+5\sin\alpha)d$	$(3+4\sin\alpha)d$
$a_{4,c}$ (rive non chargée)	$5d$	$7d$	$3d$

(*) L'espacement minimal a_1 peut être réduit jusqu'à $4d$ si la résistance de portance locale $f_{h,k}$ est réduite dans un rapport:

$$\sqrt{a_1 / (4 + 3 |\cos \alpha|) d}$$

- (10) Si $(t_2 - l)$ est plus grand que $4d$ (voir figure 6.3.1.2b), les pointes, enfoncées à partir des pièces latérales sans avant-trous, peuvent se chevaucher dans la pièce centrale.

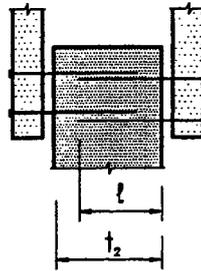


Figure 6.3.1.2b Chevauchement de pointes.

- (11) Dans le cas de clouages sans avant-trous, il convient que les éléments en bois aient une épaisseur minimale t telle que:

$$t = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 7d \\ (13d - 30) \rho_k / 400 \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{(6.3.1.2e)} \\ \text{(6.3.1.2f)} \end{array}$$

6.3.1.3 Assemblages cloués panneau sur bois.

- (1) Les règles pour les assemblages bois sur bois s'appliquent. Il convient de calculer les valeurs des résistances de portance locale comme indiqué en 6.2.1(2).

- (2) Pour le contreplaqué, les valeurs caractéristiques de la résistance de portance locale sont généralement prises égales à:

$$f_{h,k} = 0,11 \rho_k d^{-0,3} \quad (\text{N/mm}^2) \quad \text{(6.3.1.3a)}$$

avec ρ_k en kg/m^3 et d en millimètres.

- (3) Pour les panneaux de fibres durs, les valeurs caractéristiques de la résistance de portance locale sont généralement prises égales à:

$$f_{h,k} = 30 d^{-0,3} t^{-0,6} \quad (\text{N/mm}^2) \quad \text{(6.3.1.3b)}$$

avec d et t en millimètres (t = épaisseur du panneau).

- (4) Ces règles s'appliquent aux pointes ordinaires avec des têtes d'un diamètre d'au moins $2d$. Pour des têtes plus petites, la résistance de calcul est en général réduite; par exemple, pour les pointes à tête d'homme et les pointes à tête ovale, il convient de réduire de moitié la résistance de calcul pour les panneaux de particules et de fibres.

- (5) Pour le contreplaqué dans les assemblages contreplaqué sur bois, les espacements minimaux sont ceux qui sont donnés au tableau 6.3.1.2, multipliés par un coefficient de 0,85.

- (6) Pour le contreplaqué, les distances minimales sont généralement égales à $3d$ pour une rive non chargée (ou une extrémité) et à $(3 + 4 \sin a)d$ pour une rive chargée (ou une extrémité).

6.3.1.4 Assemblages cloués acier sur bois

- (1) Les règles de 6.2.2 s'appliquent.
- (2) Les espacements minimaux des pointes sont ceux donnés au tableau 6.3.1.2, pondérés par un coefficient 0,7.

6.3.2 POINTES SOLLICITEES AXIALEMENT

- (1) Il est recommandé de ne pas utiliser les pointes lisses dans le cas de sollicitations axiales dues à des actions permanentes ou de long terme.

- (2) Pour la résistance de calcul à l'arrachement des pointes pour un clouage perpendiculaire au fil (figure 6.3.2a) et pour un clouage à larder (figure 6.3.2b), il convient de prendre la plus petite des valeurs calculées d'après la formule 6.3.2a (correspondant à l'arrachement de la pointe dans l'élément recevant son extrémité), et les formules 6.3.2b et c (correspondant à la perforation du bois par la tête). Pour les pointes lisses avec un diamètre de la tête d'au moins 2 d, la formule 6.3.2b peut être négligée.

$$R_d = \min \begin{cases} f_{1,d} d l & \text{pour toutes les pointes} & (6.3.2a) \\ f_{1,d} d h + f_{2,d} d^2 & \text{pour les pointes lisses} & (6.3.2b) \\ f_{2,d} d^2 & \text{pour les pointes crantées ou torsadées} & (6.3.2c) \end{cases}$$

Il convient que la longueur de pénétration en extrémité de pointe, l soit au minimum de:
 $l = 12 d$ pour les pointes lisses et $l = 8 d$ pour les autres pointes.

- (2) l Pour un clouage perpendiculaire au fil (figure 6.3.2a) et pour un clouage à larder (figure 6.3.2b), la valeur caractéristique de la résistance à l'arrachement des pointes est égale à la valeur minimale calculée d'après les formules suivantes:

$$R_k = \min \begin{cases} f_{1,k} d l & (6.3.2a) \\ f_{1,k} d h + f_{2,k} d^2 & \text{pour les pointes lisses} & (6.3.2b) \end{cases}$$

$$R_k = \min \begin{cases} f_{1,k} d l & (6.3.2a) \\ f_{2,k} d^2 & \text{pour les pointes crantées ou torsadées} & (6.3.2c) \end{cases}$$

La formule 6.3.2a correspond à l'arrachement de la pointe dans l'élément recevant son extrémité, et les formules 6.3.2b et c correspondent à la perforation du bois par la tête. Pour les pointes lisses avec un diamètre de la tête d'au moins 2 d, la formule 6.3.2b peut être négligée.

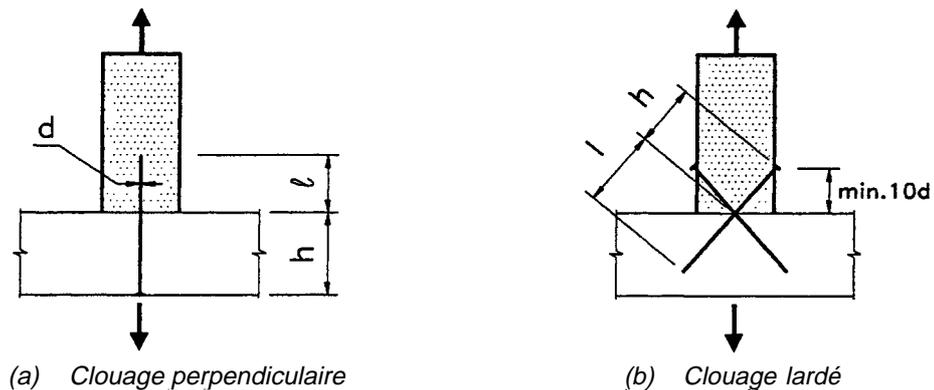
Il convient que la longueur de pénétration en extrémité de pointe, l soit au minimum de:
 $l = 12 d$ pour les pointes lisses et $l = 8 d$ pour les autres pointes.

- (3) Les paramètres f_1 et f_2 dépendent, entre autres, du type de pointe, des essences et de la classe du bois (spécialement de la masse volumique) et, en l'absence de spécifications dans les clauses ci-après, il convient qu'ils soient déterminés par des essais effectués selon les normes européennes appropriées.

- (4) Les valeurs de calcul des paramètres f_1 et f_2 sont en général calculées comme indiqué en 6.2.1(2).

- (4) l La résistance de calcul à l'arrachement est, en général, calculée comme indiqué en 6.1.5 (4)P.

- (5) Pour les pointes lisses cylindriques, il convient d'utiliser les valeurs caractéristiques suivantes:
 $f_{1,k} = (18 \cdot 10^{-6}) \rho_k^2 \quad \text{N/mm}^2 \quad (6.3.2d)$
 $f_{2,k} = (300 \cdot 10^{-6}) \rho_k^2 \quad \text{N/mm}^2 \quad (6.3.2e)$
 avec ρ_k en kg/m^3 .
- (6) Pour les bois de structure mis en oeuvre à une humidité proche du point de saturation des fibres, et qui sont susceptibles de sécher sous charge, il convient de multiplier les valeurs de $f_{1,k}$ et $f_{2,k}$ par 2/3.
- (7) En bois de bout, il y a lieu de considérer que les pointes sont normalement incapables de transmettre un effort axial.
- (8) Pour les pointes annelées ou torsadées, seule la partie crantée est généralement prise en compte pour le transfert d'un effort axial.
- (9) Il convient que les espacements et les distances des pointes travaillant à l'arrachement soient les mêmes que pour celles travaillant au cisaillement. Pour les pointes lardées, il est recommandé que la distance à la rive chargée soit au moins égale à 10 d (voir figure 6.3.2b).



Figures 6.3.2a et b Clouage perpendiculaire ou lardé.

6.3.3 POINTES SOLLICITEES AXIALEMENT ET EN CISAILLEMENT

- (1) Pour les assemblages sollicités simultanément par des efforts axiaux (F_{ax}) et latéraux (F_{la}), il convient que les conditions suivantes soient satisfaites:

pour les pointes lisses:

$$\frac{F_{ax,d}}{R_{ax,d}} + \frac{F_{la,d}}{R_{la,d}} \leq 1 \quad (63.3a)$$

pour les pointes crantées et les pointes torsadées:

$$\left(\frac{F_{ax,d}}{R_{ax,d}} \right)^2 + \left(\frac{F_{la,d}}{R_{la,d}} \right)^2 \leq 1 \quad (6.3.3b)$$

où $R_{ax,d}$ et $R_{la,d}$ sont les capacités résistantes de calcul de l'assemblage pour une sollicitation axiale ou latérale seule.

6.4 ASSEMBLAGES PAR AGRAFES

- (1) Les règles pour les assemblages cloués s'appliquent.
- (2) Il convient de considérer la résistance de calcul au cisaillement comme équivalente à celle de deux pointes du diamètre des agrafes, à condition que l'angle entre la tête de l'agrafe et la direction du fil du bois soit supérieur à 30°.
- (3) Si l'angle entre la tête de l'agrafe et le fil du bois est inférieur ou égal à 30°, la résistance de calcul en cisaillement est généralement multipliée par un facteur de 0,7.

6.5 ASSEMBLAGES PAR BOULONS

6.5.1 BOULONS SOLLICITES EN CISAILLEMENT

6.5.1.1 Généralités

- (1) Les règles données en 6.2 s'appliquent.

6.5.1.2 Assemblages boulonnés bois sur bois

- (1) Pour les boulons jusqu'à 30mm de diamètre, il y a lieu d'utiliser la valeur caractéristique suivante de la résistance de portance locale, pour un angle α par rapport au fil du bois:

$$f_{h,\alpha,k} = \frac{f_{h,0,k}}{k_{90} \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} \quad (6.5.1.2a)$$

$$f_{h,0,k} = 0,082 (1 - 0,01 d) \rho_k \quad \text{N/mm}^2 \quad (6.5.1.2b)$$

$$k_{90} = 1,35 + 0,015 d \quad \text{pour les bois résineux} \quad (6.5.1.2c)$$

$$k_{90} = 0,90 + 0,015 d \quad \text{pour les bois feuillus} \quad (6.5.1.2d)$$

avec ρ_k en kg/m^3 et d en mm.

- (2) Pour les boulons cylindriques en acier, la valeur caractéristique du moment plastique est généralement définie par :

$$M_{y,k} = 0,8 \frac{f_{u,k} d^3}{6} \quad (6.5.1.2e)$$

où $f_{u,k}$ est la résistance caractéristique en traction.

- (3) Pour plus de 6 boulons en ligne dans la direction de l'effort, il convient de réduire d'un tiers la capacité de charge des boulons supplémentaires, c'est à dire que pour n boulons le nombre efficace n_{ef} de boulons est de:

$$n_{ef} = 6 + \frac{2(n - 6)}{3} \quad (6.5.1.2f)$$

- (4) Les espacements et les distances minimaux sont donnés au tableau 6.5.1.2. Les symboles sont définis sur la figure 6.3.1.2a.

Tableau 6.5.1.2 Espacements et distances minimaux pour les boulons		
a_1	Parallèle au fil	$(4+3 \cos\alpha) d$ (*)
a_2	Perpendiculaire au fil	$4 d$
$a_{3,t}$	$-90^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$	Max [$7 d$; 80 mm]
$a_{3,c}$	$150^\circ \leq \alpha \leq 210^\circ$	$4 d$
	$90^\circ \leq \alpha \leq 150^\circ$ $210^\circ \leq \alpha \leq 270^\circ$	Max [$(1+6 \sin\alpha) d$; $4 d$]
$a_{4,t}$	$0^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$	Max [$(2+2 \sin\alpha) d$; $3 d$]
$a_{4,c}$	autres valeurs de α	$3d$
(*) L'espacement minimal a_1 peut être réduit jusqu'à $4 d$ si la résistance de portance locale $f_{h,0,k}$ est réduite dans un rapport: $\sqrt{a_1/(4+3 \cos\alpha)d}$		

6.5.1.3 Assemblages boulonnés bois sur panneau

- (1) Les règles des assemblages bois sur bois s'appliquent. Les valeurs de calcul de la résistance de portance locale des panneaux sont généralement calculées selon 6.2.1(2).
- (2) Pour le contreplaqué, il y lieu d'utiliser, pour tous les angles de fil, la valeur de résistance de portance locale suivante:

$$f_{h,0,k} = 0,11 (1 - 0,01 d) \rho_k \quad \text{N/mm}^2 \quad (6.5.1.3)$$

avec ρ_k en kg/m^3 et d en mm.

6.5.1.4 Assemblages boulonnés acier sur bois

- (1) Les règles énoncées en 6.2.2 et 6.5.1.1 s'appliquent.

6.5.2 BOULONS SOLlicités AXIALEMENT

- (1)P Il convient de vérifier l'adéquation entre la résistance axiale du boulon et l'épaisseur de la rondelle.
- (2) Pour la contrainte de calcul en compression sous la rondelle, il y a lieu de ne pas dépasser $1,8 f_{c,90,d}$

6.6 ASSEMBLAGES PAR BROCHES

- (1) Les règles énoncées pour les boulons sollicités latéralement s'appliquent, à l'exception de 6.5.1.2 (4).
- (2) Les espacements et les distances minimaux sont donnés au tableau 6.6a. Les symboles sont définis sur la figure 6.3.1.2a.

a_1	Parallèle au fil	$(3 + 4 \cos\alpha) d$ (*)
a_2	Perpendiculaire au fil	$3 d$
$a_{3,t}$	$-90^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$	$\text{Max} [7 d ; 80\text{mm}]$
$a_{3,c}$	$90^\circ \leq \alpha \leq 150^\circ$ $210^\circ \leq \alpha \leq 270^\circ$	$\text{Max} [a_{3,t} \sin\alpha ; 3 d]$
$a_{4,t}$	$0^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$	$\text{Max} [(2 + 2 \sin\alpha) d ; 3 d]$
$a_{4,c}$	autres valeurs de α	$3 d$
(*) L'espacement minimal a_1 peut être réduit jusqu'à $4 d$ si la résistance de portance locale $f_{h,0,k}$ est réduite dans un rapport: $\sqrt{a_1 / (3 + 4 \cos\alpha) d}.$		

6.7 ASSEMBLAGES PAR VIS

6.7.1 TIREFONDS SOLLICITES EN CISAILEMENT

- (1) Pour les tirefonds d'un diamètre inférieur à 8mm, les règles énoncées en 6.3.1 s'appliquent. Pour les tirefonds d'un diamètre supérieur ou égal à 8mm, les règles énoncées en 6.5.1 s'appliquent. Dans les formules correspondantes, il convient de prendre pour d le diamètre en millimètres du tirefond mesuré sur la partie lisse. Pour calculer la valeur de $M_{y,k}$ il convient d'utiliser un diamètre efficace de $d_{e,f} = 0,9 d$, à condition que le diamètre du noyau du tirefond soit au moins de $0,7 d$. Si la longueur de la partie lisse dans l'élément où le tirefond est vissé est au moins de $4 d$, le diamètre de la partie lisse peut être utilisé pour calculer la valeur de $M_{y,k}$.
- (2) Il est supposé que:
- les tirefonds sont vissés dans des avant-trous (voir paragraphe 7.4),
 - la longueur de la partie lisse est supérieure ou égale à l'épaisseur de la pièce située sous la tête.
- (3) Il convient que la profondeur de pénétration du tirefond (c'est-à-dire la longueur dans l'élément situé du côté de sa pointe) soit au moins de $4 d$.

6.7.2 TIREFONDS SOLLICITES AXIALEMENT

(1) Il convient de prendre comme résistance de calcul à l'arrachement des tirefonds vissés perpendiculairement aux pièces:

$$R_d = f_{3,d} (l_{ef,d} - d) \quad (N) \quad (6.7.2a)$$

avec:

$f_{3,d}$ paramètre de calcul à l'arrachement (N/mm),
 l_{ef} longueur de la partie filetée dans la pièce où elle est vissée,
 d diamètre en mm mesuré sur la partie lisse.

Le paramètre de calcul à l'arrachement est défini à partir du paramètre caractéristique d'arrachement selon une procédure similaire à celle employée en 6.2.1 (2).

Pour la valeur caractéristique du paramètre $f_{3,k}$, il y a lieu d'utiliser la valeur suivante:

$$f_{3,k} = (1,5 + 0,6 d) \sqrt{\rho_k} \quad (6.7.2b)$$

où ρ_k est la masse volumique caractéristique en kg/m^3 .

Il convient que les distances minimales et la longueur de pénétration les valeurs soient celles qui sont données pour les tirefonds sollicités latéralement.

(1) I Pour des tirefonds vissés perpendiculairement aux pièces, il convient de prendre comme valeur caractéristique de la résistance à l'arrachement:

$$R_k = f_{3,k} (l_{ef,d} - d) \quad (N) \quad (6.7.2a)$$

avec:

$f_{3,k}$ valeur caractéristique du paramètre d'arrachement (N/mm),
 l_{ef} longueur de la partie filetée dans la pièce où elle est vissée,
 d diamètre en mm mesuré sur la partie lisse.

La résistance de calcul est définie selon 6.1.5 (4)P.

Pour la valeur caractéristique du paramètre $f_{3,k}$, il y a lieu d'utiliser la valeur suivante:

$$f_{3,k} = (1,5 + 0,6 d) \sqrt{\rho_k} \quad (6.7.2b)$$

où ρ_k est la masse volumique caractéristique en kg/m^3 .

Les valeurs limites des distances minimales et de la longueur de pénétration sont celles données pour les tirefonds sollicités latéralement.

6.7.3 TIREFONDS SOLLICITES AXIALEMENT ET EN CISAILLEMENT

(1) Il convient que l'équation (6.3.3b) soit vérifiée.

6.8 ASSEMBLAGES PAR CONNECTEURS METALLIQUES

(1) Pour les assemblages par connecteurs métalliques, les règles données dans l'annexe D s'appliquent.

6.9 A ASSEMBLAGES PAR ANNEAUX

- (1) Pour les assemblages réalisés avec des anneaux de type A (bois sur bois) ou B (acier sur bois) selon la norme prEN912, la valeur caractéristique de la capacité résistante ($R_{j,\alpha,k}$) par anneau et par plan de cisaillement est généralement calculée selon:

$$R_{j,\alpha,k} = R_{c,\alpha,k} + \eta R_{b,\alpha,k} \quad (6.9a)$$

avec:

$R_{c,\alpha,k}$ résistance caractéristique de l'anneau pour un effort transmis selon un angle α par rapport au fil,

$R_{b,\alpha,k}$ résistance caractéristique du boulon, par plan de cisaillement et pour un effort selon un angle α par rapport au fil,

η coefficient égal à 1 dans le cas d'un effort de compression et 0 dans les autres cas.

- (2) Pour un angle α par rapport au fil du bois, il convient de calculer la résistance caractéristique par anneau et par plan de cisaillement d'après la relation:

$$R_{c,\alpha,k} = \frac{R_{c,0,k}}{k_{90} \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} \quad (6.9b)$$

avec:

$R_{c,0,k}$ résistance caractéristique de l'anneau pour un effort parallèle au fil définie par 6.9d,

k_{90} coefficient égal à :

$$k_{90} = 1,3 + 0,001 dc \quad (6.9c)$$

- (3) Il y a lieu de calculer la résistance caractéristique $R_{c,0,k}$ par anneau selon:

$$R_{c,0,k} = k_1 k_2 k_3 k_4 (35 d_c^{1,5}) \quad (N) \quad (6.9d)$$

avec :

d_c diamètre de l'anneau,

k_1 coefficient de réduction selon l'épaisseur des pièces en bois:

$$k_1 = \min \left[1, \frac{t_1}{1,5 h_c}, \frac{t_2}{2,5 h_c} \right] \quad (6.9e)$$

où h_c est la hauteur des anneaux de type A ou deux fois la hauteur des anneaux de type B,

k_2 coefficient fonction du talon ($a_{3,t}$) de l'assemblage:

$$k_2 = \min \left[1,25 ; \frac{a_{3,t}}{2 d_c} \right] \quad \text{avec } a_{3,t} \geq 1,5 d_c \quad (6.9f)$$

k_3 coefficient dépendant du bois utilisé:

$$k_3 = \min \left[1,75 ; \frac{\rho_k}{350} \right] \quad (6.9g)$$

où ρ_k est la valeur caractéristique de la masse volumique du bois en kg/m^3 .

k_4 coefficient égal à 1 pour les assemblages bois sur bois et 1,1 pour les assemblages acier sur bois.

- (4) Pour plus de deux anneaux en ligne, il convient de considérer un nombre efficace n_{ef} d'anneaux égal à:

$$n_{ef} = 2 + \left(1 - \frac{n}{20}\right) (n - 2) \quad (6.9h)$$

- (5) Pour les distances et les espacements, il convient de considérer les valeurs minimales suivantes:

$$a_1 = 2 d_c \quad a_2 = 1,2 d_c \quad a_{3,c} = 1,1 d_c$$

$$a_{4,t} = a_{4,c} = \begin{cases} 0,7 d_c & \text{pour } 0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ \\ 0,8 d_c & \text{pour } 30^\circ < \alpha \leq 90^\circ \end{cases}$$

6.10 A ASSEMBLAGES PAR CRAMPONS

- (1) Pour les assemblages réalisés avec des crampons de type C selon la norme prEN912, la valeur caractéristique de la capacité résistante ($R_{j,\alpha,k}$), selon un angle α par rapport au fil, par crampon et par plan de cisaillement est généralement calculée selon:

$$R_{j,\alpha,k} = R_{c,k} + R_{b,\alpha,k} \quad (6.10a)$$

avec:

$R_{c,k}$ résistance caractéristique d'un crampon (crampons simple face: type C1 à C9, crampons double face: type C10 et C11),

$R_{b,\alpha,k}$ résistance caractéristique du boulon, par plan de cisaillement et pour un effort selon un angle α par rapport au fil du bois.

- (3) Il y a lieu de calculer la résistance caractéristique $R_{c,0,k}$ par crampon selon:

$$\text{Crampons type C1 à C9: } R_{c,0,k} = k_1 k_2 k_3 (18 d_c^{1,5}) \quad (N) \quad (6.10b)$$

$$\text{Crampons type C10 et C11: } R_{c,0,k} = k_1 k_2 k_3 (30 d_c^{1,5}) \quad (N) \quad (6.10c)$$

avec:

d_c diamètre du crampon,

k_1 coefficient modificatif dépendant de l'épaisseur des pièces en bois:

$$k_1 = \min \left[1, \frac{t_1}{1,5 h_c}, \frac{t_2}{2,5 h_c} \right] \quad (6.10d)$$

où h_c est la hauteur des crampons simple face ou deux fois la hauteur des crampons double face,

k_2 coefficient modificatif selon le talon ($a_{3,t}$) de l'assemblage:

$$k_2 = \min \left[1, \frac{a_{3,t}}{1,5 d_c} \right] \quad \text{avec } a_{3,t} \geq \text{Max} [d_c ; 7 d_b ; 80 \text{mm}] \quad (6.10e)$$

où d_b est le diamètre du boulon.

k_3 coefficient dépendant du bois utilisé:

$$k_3 = \min \left[1,5 ; \frac{\rho_k}{350} \right] \quad (6.10f)$$

où ρ_k est la valeur caractéristique de la masse volumique du bois en kg/m^3 .

- (4) *Pour plus de deux crampons en ligne, il convient de considérer un nombre efficace n_{ef} de crampons défini par :*

$$n_{ef} = 2 + \left(1 - \frac{n}{20} \right) (n - 2) \quad (6.10g)$$

- (5) *En l'absence de justifications, il convient de prendre, comme valeurs minimales des espacements et des distances pour les crampons, les valeurs données pour les anneaux.*

7 DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES ET CONTROLE

7.1 GENERALITES

- (1)P Les structures en bois doivent être construites de telle sorte qu'elles soient conformes aux principes utilisés lors de la conception.
Les matériaux de structure doivent être transformés, utilisés ou mis en oeuvre de façon à remplir convenablement les fonctions pour lesquelles ils ont été dimensionnés.
- (2)P Les travaux de fabrication, de préparation et de mise en oeuvre des matériaux doivent être conformes aux règles de l'art.

7.2 MATERIAUX

- (1)P Mesuré à mi-portée entre appuis, pour les poteaux et les poutres où des instabilités latérales sont possibles et pour les barres de treillis, le défaut de rectitude doit être limité à 1/500 de la longueur pour les éléments en bois lamellé collé et à 1/300 de la longueur pour les éléments de structure en bois massif. ¹⁶)
- (2) *Les composants en bois et à base de bois, ainsi que les éléments structuraux ne doivent pas être exposés sans nécessité à des conditions climatiques plus sévères que celles qui sont envisagées dans l'ouvrage terminé.*
- (3) *Avant la construction, le bois doit être séché à une humidité aussi proche que possible de celle correspondant aux conditions d'ambiance de l'ouvrage terminé. Si les effets du retrait sont considérés comme peu importants, ou si les éléments endommagés d'une façon inacceptable sont remplacés, des humidités plus élevées peuvent être acceptées en cours de montage à condition que l'on soit assuré que le bois puisse sécher jusqu'à l'humidité voulue.*

7.3 ASSEMBLAGES COLLES

- (1) *Lorsque la résistance d'un collage est une condition du calcul aux états limites ultimes, il y a lieu que le fabricant soit soumis à un contrôle de qualité destiné à garantir que la fiabilité et la qualité de ces assemblages est en conformité avec les spécifications techniques.*
- (2) *Il y a lieu de suivre les recommandations du fabricant de l'adhésif relatives au dosage, aux conditions d'environnement pour l'application et la polymérisation, à l'humidité des éléments et tous les facteurs intervenant dans l'utilisation correcte de l'adhésif.*
- (3) *Pour les adhésifs nécessitant une période de conditionnement après la mise en place initiale, avant d'atteindre leur pleine résistance, il y a lieu de limiter l'application d'efforts sur les assemblages pendant le temps nécessaire.*

7.4 ASSEMBLAGES AVEC ORGANES D'ASSEMBLAGE METALLIQUES

¹⁶) Les limitations de courbure de la plupart des règles de classement sont inadaptées à la sélection de ces éléments et une attention particulière doit être apportée à leur rectitude.

- (1)P Les flaches, fentes, noeuds et les autres défauts, doivent être en nombre suffisamment limité au niveau des assemblages de manière à ce que la capacité résistante de l'assemblage ne soit pas réduite.
- (2) *Sauf spécifications contraires, il y a lieu d'enfoncer les pointes à angle droit par rapport au fil du bois et à une profondeur telle que la tête des pointes soit au niveau de la surface du bois.*
- (3) *Sauf spécifications contraires il est recommandé de réaliser le clouage à larder conformément à la figure 6.3.2 (b).*
- (4) *Les trous de boulons ne peuvent pas avoir un diamètre de plus de 1mm que celui du boulon.*
- (5) *Il est recommandé de disposer des plaquettes ou des rondelles avec un côté ou un diamètre d'au moins 3 d et une épaisseur d'au moins 0,3 d (d est le diamètre du boulon) sous les têtes et sous les écrous. Il y a lieu d'appuyer les plaquettes et les rondelles sur toute leur surface.*
- (6) *Il convient de serrer les tirefonds et les boulons de manière à ce que les éléments soient parfaitement en contact, et soient resserrés en cas de besoin quand le bois atteint son humidité d'équilibre, si cela est nécessaire pour garantir la capacité résistante ou la rigidité de la structure.*
- (7) *Le diamètre minimal d'une broche est de 6mm. Les tolérances sur le diamètre de la broche sont - 0,0, + 0,1 mm et il y a lieu que le diamètre des trous de perçage des éléments en bois n'exécède pas celui de la broche.*

(7) A Les tolérances sur le perçage des plaques en acier est de - 0,0, +0,5 mm.

- (8) *Il est recommandé de ne pas dépasser 0,8 d pour le diamètre des avant-trous pour les pointes.*
- (9) *Il y a lieu de visser les tirefonds d'un diamètre supérieur à 5mm dans des avant-trous qui sont réalisés comme suit:*
- *le trou de guidage pour la tige doit, en principe, avoir le même diamètre que celle-ci et une profondeur égale à la longueur non filetée de la tige,*
 - *le trou de guidage pour la partie filetée doit, en principe, avoir un diamètre de l'ordre de 70 pour cent du diamètre de la tige.*

(10) A Pour les assemblages par anneaux ou par crampons, il est recommandé d'utiliser des plaquettes ou des rondelles ayant les dimensions minimales suivantes:

<i>diamètre d_c (mm)</i>	<i>a (mm)</i>	<i>épaisseur (mm)</i>
≤ 60	40	4
$60 < d_c \leq 100$	50	5
$100 < d_c \leq 140$	60	6
$140 < d_c \leq 220$	70	7

où a est le côté de la plaquette ou le diamètre de la rondelle.

7.5 MONTAGE

- (1) *Il y a lieu d'assembler la structure de telle manière qu'un dépassement de contrainte soit évité. Il convient de remplacer les éléments qui sont gauchis, fendus ou mal ajustés aux assemblages.*

7.6 TRANSPORT ET LEVAGE

- (1) *Il y a lieu d'éviter les dépassements de contraintes dans les éléments pendant le stockage, le transport et le levage. Si la structure est chargée ou supportée d'une manière différente que dans l'ouvrage terminé, il y a lieu de considérer les conditions temporaires comme un cas de charge pertinent, en comprenant d'éventuelles composantes dynamiques. Dans le cas, par exemple, de portiques en arc ou en treillis, il convient d'apporter une attention particulière pour éviter des déformations pendant le levage, de la position horizontale à la position verticale.*

7.7 CONTROLE

7.7.1 Généralités

- (1) *Il y a lieu d'établir un plan de contrôle incluant:*
- *le contrôle de la production et de la main d'oeuvre, sur et hors site,*
 - *la vérification après achèvement de l'ouvrage.*

7.7.2 Contrôle de la production et de la main d'oeuvre

- (1) *Ce contrôle doit généralement comprendre:*
- *les essais préliminaires, c.a.d. les essais d'aptitude des matériaux et des méthodes de fabrication ;*
 - *la vérification des matériaux et leur identification, c.a.d. :*
 - *pour le bois et les éléments à base de bois: l'essence, la classe, le marquage, les traitements et l'humidité,*
 - *pour les éléments de construction collés: le type d'adhésif, le mode de fabrication, la qualité du collage,*
 - *pour les organes d'assemblage: le type et la protection contre la corrosion;*
 - *le transport, le stockage sur place et la manutention des matériaux ;*
 - *la vérification des dimensions et de la géométrie.*
 - *la vérification des détails structuraux, c.a.d. :*
 - *le nombre de pointes, boulons, etc...*
 - *la dimension des trous, le préperçage correct*
 - *les espacements et les distances des extrémités et des bords*
 - *les fentes du bois*
 - *la vérification finale du résultat du processus de production, par exemple par inspection visuelle ou épreuve.*

7.7.3 Contrôles après achèvement de l'ouvrage

- (1) *Il convient qu'un programme de contrôle précise les mesures de contrôle (inspections d'entretien) à mettre en oeuvre dans la phase d'exploitation lorsque le maintien à long terme du respect des hypothèses de base du projet n'est pas suffisamment garanti.*

- (2) Il y a lieu de transmettre à la personne ou l'organisme qui prend en charge l'ouvrage terminé, toutes les informations nécessaires à l'exploitation et l'entretien de l'ouvrage.

7.8 REGLES PARTICULIERES POUR LES STRUCTURES EN DIAPHRAGMES

7.8.1 Diaphragmes de toiture et de plancher

- (1) L'analyse simplifiée donnée en 5.4.2 indique que les panneaux de recouvrement non supportés par les pannes ou les chevrons sont liés entre eux, par exemple au moyen de liteaux comme indiqué sur la figure 7.8.1. Il est recommandé d'employer des pointes crantées, des pointes torsadées ou des vis, avec un espacement maximal de 150mm le long des rives. En partie courante, l'espacement maximal est généralement de 300mm.

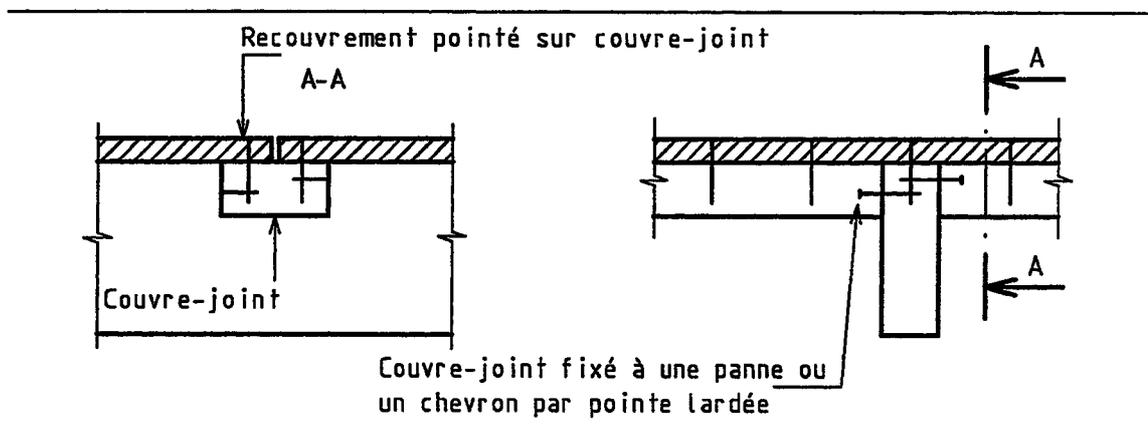


Figure 7.8.1 Exemple de liaison des panneaux de recouvrement non supportés par des pannes ou des chevrons. Les recouvrements sont pointés sur les couvre-joints qui sont fixés par des pointes lardées dans les pannes et les chevrons.

7.8.2 Diaphragmes de mur

- (1) Il convient que l'espacement maximal des organes d'assemblage sur les rives des panneaux soit de 150 mm pour les pointes et de 200 mm pour les vis. Partout ailleurs il convient que l'espacement maximal soit de 300mm.

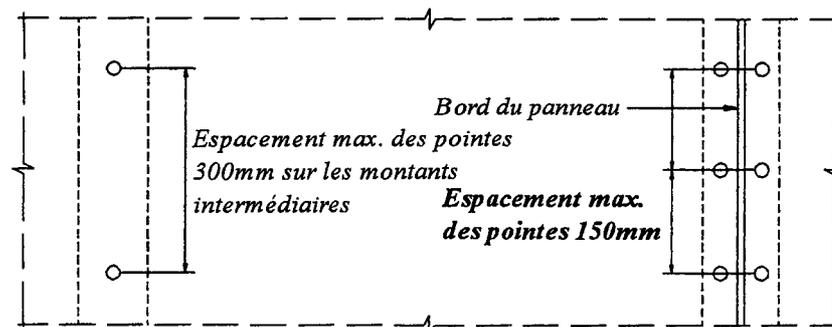


Figure 7.8.2 Fixation des panneaux

7.9 REGLES PARTICULIERES POUR LESFERMES A CONNECTEURS METALLIQUES

7.9.1 Fabrication

- (1) *Il convient de fabriquer les fermes en suivant les prescriptions du prEN 1059.*

7.9.2 Levage

- (1) *Il y a lieu de vérifier la rectitude et la verticalité des fermes avant de fixer les contreventements définitifs.*
- (2) *A u moment de la fabrication des fermes, il convient que les éléments n'aient pas de déformations supérieures aux limites données dans le prEN 1059. Cependant, si des éléments qui se sont déformés pendant la période séparant la fabrication du levage peuvent être redressés sans dommage pour le bois et maintenues droites, les fermes peuvent être considérées bonnes à l'emploi.*
- (3) *Une fois levée, une déformation maximale de 10mm est acceptée dans n'importe quel élément de la ferme pourvu que cet élément soit suffisamment maintenu dans l'ensemble de la toiture pour en empêcher une augmentation de cette déformation.*
- (4) *Il convient que l'écart par rapport à la verticale n'excède pas $10 + 5(H-1)$ mm, avec une valeur maximale de 25mm, où H est la hauteur totale de la ferme en mètres.*

ANNEXE A (INFORMATIVE)

DETERMINATION DES VALEURS CORRESPONDANT AU FRACTILE DE 5% A PARTIR DES RESULTATS D'ESSAIS ET CRITERES D'ACCEPTATION POUR UN ECHANTILLON.

A1 DOMAINE D'APPLICATION

- (1) *Cette annexe donne une méthode de calcul des valeurs correspondant au fractile de 5% à partir des résultats d'essai sur une population donnée, et une méthode pour estimer si le fractile à 5% d'un échantillon prélevé sur une production donnée est au-dessous d'une valeur déclarée.*
- (2) *Il est recommandé de ne pas utiliser cette méthode dans les cas couverts par d'autres normes européennes, ou lorsque d'autres hypothèses que celles qui sont retenues ci-dessous peuvent être considérées comme plus appropriées.*

A2 DETERMINATION DE LA VALEUR CORRESPONDANT AU FRACTILE DE 5%

A2.1 Exigences

- (1) *La valeur correspondant au fractile de 5% doit être évaluée comme la borne inférieure d'un intervalle de confiance à 84,10% selon la loi de distribution log-normale. Le coefficient de variation ne doit pas être pris inférieur à 0,10.*
- (2) *La taille n d'un échantillon ne doit pas être inférieure à 30.*

A2.2 Méthodologie

- (1) *Prélever un échantillon de n éprouvettes à partir d'une population donnée, et tester les éprouvettes selon la norme correspondante pour la propriété notée x.*

Déterminer la valeur moyenne $m(x)$ et le coefficient de variation $v(x)$. Evaluer la valeur caractéristique x_k selon

$$x_k = k_1 m(x) \quad (\text{A2.2a})$$

avec

$$k_1 = \exp[-(2,645 + 1/\sqrt{n}) v(x) + 0,15] \quad (\text{A2.2b})$$

La valeur de $v(x)$ ne doit pas être prise inférieure à 0,10.

Les valeurs de k_1 sont données au tableau A2.

Nota: La valeur calculée par (A2.2a et b) est la plus grande valeur que le fabricant peut déclarer comme valeur caractéristique. Si le fabricant est soumis à une procédure de contrôle de qualité impliquant des essais et une évaluation telle que prévue en A3, il peut être judicieux de déclarer une valeur plus basse pour éviter un taux de rejet excessif.

Tableau A2. Coefficient k_1					
Coefficient de variation $v(x)$	Taille n de l'échantillon				
	30	40	50	100	∞
0,10	0,876	0,878	0,879	0,883	0,892
0,12	0,827	0,830	0,832	0,836	0,846
0,14	0,781	0,785	0,787	0,791	0,802
0,16	0,738	0,742	0,744	0,749	0,761
0,18	0,697	0,701	0,704	0,709	0,722
0,20	0,659	0,663	0,665	0,671	0,685
0,22	0,622	0,627	0,629	0,635	0,649
0,24	0,588	0,593	0,595	0,601	0,616
0,26	0,556	0,561	0,563	0,569	0,584
0,28	0,525	0,530	0,532	0,539	0,554
0,30	0,496	0,501	0,504	0,510	0,525

A3 CRITERES D'ACCEPTATION POUR UN ECHANTILLON

A3.1 Exigences

- (1) La probabilité d'accepter un échantillon, dont le fractile à 5%, est inférieur à 95 % de la valeur caractéristique déclarée f_k , doit, en règle générale, être inférieure à 15,9% en supposant une distribution log-normale. Il est supposé que la valeur du coefficient de variation est connue, par exemple en raison d'un contrôle du suivi de la production. Le coefficient de variation ne doit pas être pris inférieur à 0,10.

A3.2 Méthodologie

- (1) Prélever un échantillon de n éprouvettes d'un lot, et les tester selon la norme correspondante pour la propriété appelée x .

Calculer la valeur moyenne $m(x)$.

L'échantillon est accepté si:

$$m(x) \geq k_2 f_k \quad (\text{A3.2a})$$

avec

$$k_2 = \exp [- (2,645 + 1/\sqrt{n}) v(x) - 0,1875] \quad (\text{A3.2b})$$

Les valeurs de k_2 sont données au tableau A3.

<i>Tableau A3. Coefficient k_2</i>							
Coefficient de variation $v(x)$	Taille n de l'échantillon						
	3	5	10	20	50	100	∞
0,10	1,14	1,13	1,11	1,10	1,10	1,09	1,08
0,12	1,22	1,20	1,18	1,17	1,16	1,15	1,14
0,14	1,30	1,28	1,25	1,25	1,23	1,22	1,20
0,16	1,39	1,36	1,33	1,31	1,30	1,29	1,27
0,18	1,48	1,45	1,41	1,39	1,37	1,36	1,34
0,20	1,58	1,54	1,50	1,47	1,45	1,44	1,41
0,22	1,68	1,64	1,59	1,56	1,53	1,52	1,49
0,24	1,80	1,74	1,69	1,65	1,62	1,60	1,57
0,26	1,92	1,85	1,79	1,75	1,71	1,69	1,65
0,28	2,04	1,97	1,90	1,85	1,81	1,79	1,74
0,30	2,18	2,10	2,02	1,96	1,91	1,89	1,84

ANNEXE B (INFORMATIVE)

POUTRES ASSEMBLEES MECANIQUEMENT

B1 GENERALITES

B1.1 Sections transversales

(1) *Les sections transversales représentées à la figure B1.1 sont envisagées.*

B1.2 Hypothèses

- (1) *La méthode de calcul est basée sur la théorie de l'élasticité linéaire et sur les hypothèses suivantes:*
- *les poutres sont isostatiques avec une portée l entre appuis. Pour les poutres continues les formules peuvent être utilisées en prenant l égal à 0,8 fois la portée correspondante, pour les travées en porte à faux avec l équivalent au double du porte à faux.*
 - *les composants (en bois ou panneaux à base de bois) sont soit d'une seule longueur, soit obtenus par aboutages collés.*
 - *les composants sont assemblés entre eux par des organes d'assemblage dont le module de glissement est K .*
 - *l'espacements entre les organes d'assemblage est constant ou varie uniformément en fonction de l'effort de cisaillement entre deux valeurs s_{min} et s_{max} , avec $s_{max} < 4 s_{min}$*
 - *la charge est appliquée dans la direction z et engendre un moment $M = M(x)$ de forme sinusoïdale ou parabolique et un effort de cisaillement $V = V(x)$.*

B1.3 Espacements

(1) *Quand une membrure est constituée de deux éléments assemblés sur une âme ou quand une âme est constituée de deux éléments (comme dans une poutre caisson), l'espacement s_t est déterminé par addition du nombre d'organes d'assemblage par unité de longueur dans les deux plans d'assemblage.*

B1.4 Déformations dues aux moments de flexion

(1) *Les flèches sont calculées en utilisant la rigidité équivalente en flexion $(EI)_{ef}$ déterminée selon B2.*

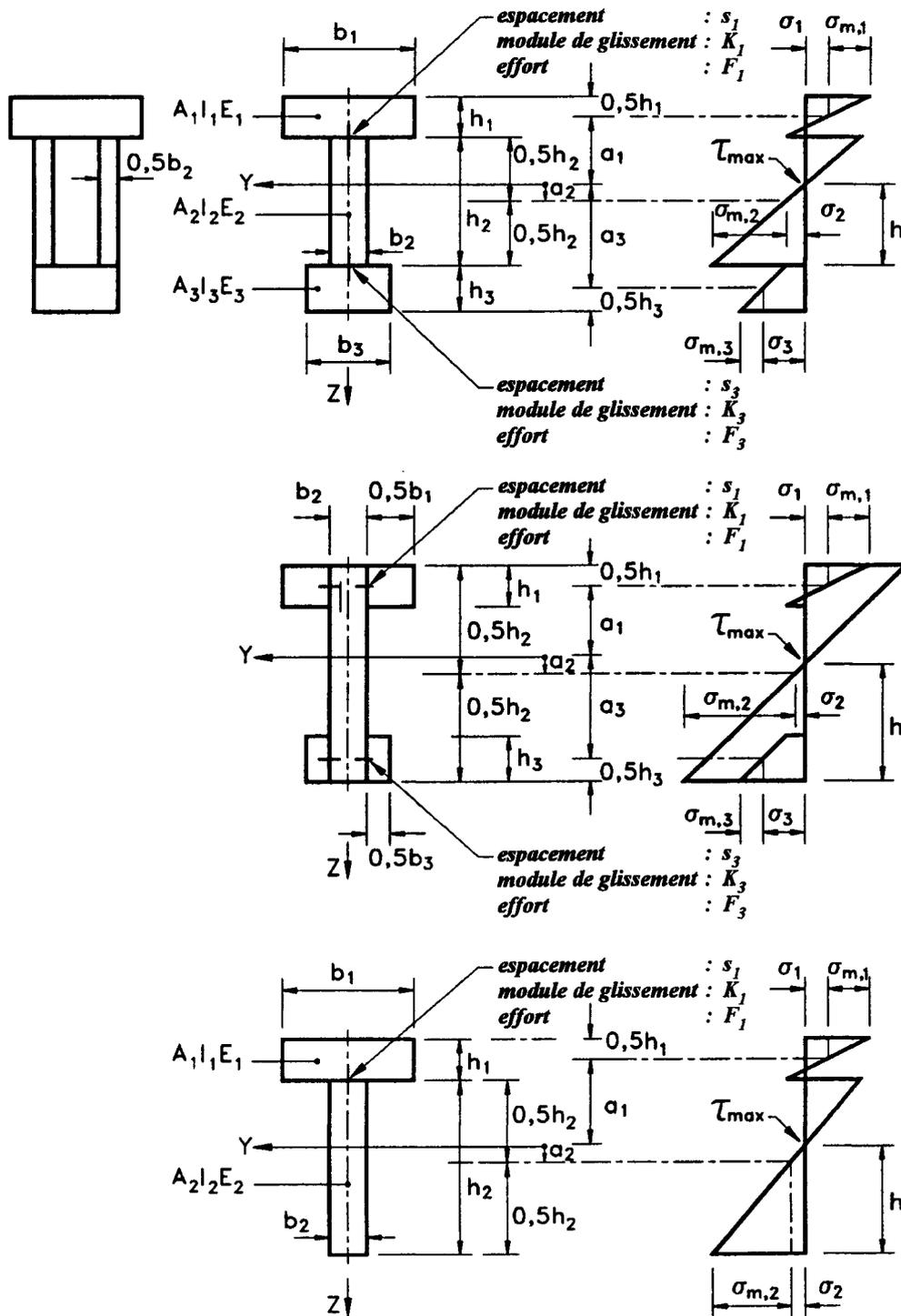


Figure B1.1 Section (à gauche) et distribution des contraintes de flexion (à droite). Toutes les valeurs sont positives à l'exception de a_i , dont le sens positif est indiqué.

B2 RIGIDITE EQUIVALENTE EN FLEXION

(1) Il convient de prendre comme rigidité équivalente en flexion:

$$(EI)_{ef} = \sum_{i=1}^3 (E_i I_i + \gamma_i E_i A_i a_i^2) \quad (\text{B2a})$$

en prenant les valeurs moyennes de E et avec

$$A_i = b_i h_i \quad (\text{B2b})$$

$$I_i = b_i h_i^3 / 12 \quad (\text{B2c})$$

$$\gamma_2 = 1 \quad (\text{B2d})$$

$$\gamma_i = [1 + \pi^2 E_i A_i s_i / (K_i l^2)]^{-1} \text{ pour } i = 1 \text{ et } i = 3 \quad (\text{B2e})$$

$$a_2 = \frac{\gamma_1 E_1 A_1 (h_1 + h_2) - \gamma_3 E_3 A_3 (h_2 + h_3)}{2 \sum_{i=1}^3 \gamma_i E_i A_i} \quad (\text{B2f})$$

Pour les sections en T, $h_3 = 0$

B3 CONTRAINTES NORMALES

(1) Il convient de prendre comme contraintes normales:

$$\sigma_i = \gamma_i E_i a_i M / (EI)_{ef} \quad (\text{B3a})$$

$$\sigma_{m,i} = 0,5 E_i h_i M / (EI)_{ef} \quad (\text{B3b})$$

B4 CONTRAINTES MAXIMALES DE CISAILLEMENT

(1) La contrainte maximale de cisaillement est atteinte quand les contraintes normales sont nulles. Il convient de prendre comme contrainte maximale de cisaillement dans la partie 2 de la section transversale:

$$\tau_{2max} = (\gamma_3 E_3 A_3 a_3 + 0,5 E_2 b_2 h^2) V / (b_2 (EI)_{ef}) \quad (\text{B4})$$

B5 EFFORT SUR LES ORGANES D'ASSEMBLAGE

(1) Il convient de prendre comme effort par organe d'assemblage:

$$F_i = \gamma_i E_i A_i a_i V / (EI)_{ef} \quad (\text{B5})$$

avec $i = 1$ et 3 , et où $s_i = s_i(x)$ est l'espacement des organes d'assemblage défini en B1.3 et $V = V(x)$

ANNEXE C (INFORMATIVE) POTEAUX RECONSTITUES

C1 GENERALITES

C1.1 Hypothèses

- (1) On prend les hypothèses suivantes:
- les poteaux sont sur bi-articulés avec une longueur l
 - chaque composant est d'une longueur entière
 - le chargement correspond à un effort axial F_c s'exerçant au centre de gravité géométrique de la pièce, (voir cependant C2.4).

C1.2 Capacité résistante

- (1) Pour le flambement dans la direction y (voir les figures C3.1 et C4.1), la capacité résistante est égale à la somme des capacités résistantes individuelles des éléments.

- (2) Pour le flambement dans la direction z (voir les figures C3.1 et C4.1), il est exigé que :

$$\sigma_{c,0,d} \leq k_c f_{c,0,d} \quad (\text{C1.2a})$$

avec:

$$\sigma_{c,0,d} = F_{c,d} / A_{tot} \quad (\text{C1.2b})$$

et où:

A_{tot} est l'aire totale de la section

k_c est calculé selon 5.2.1 mais avec un élancement équivalent déterminé selon les articles C2 - C4.

C2 POTEAUX RECONSTITUES PAR ASSEMBLAGES MECANIQUES

C2.1 Hypothèses

- (1) On considère les poteaux reconstitués avec les sections décrites à l'annexe B. Cependant il est supposé que :

$$E_1 = E_2 = E_3 = E \quad (\text{C2.1})$$

où pour E , il convient d'utiliser $E_{0,moy}$

C2.2 Elancement équivalent

- (1) Il convient de prendre comme élancement équivalent:

$$\lambda_{ef} = l \sqrt{\frac{A_{tot}}{I_{ef}}} \quad (\text{C2.2a})$$

avec:

$$I_{ef} = (EI)_{ef} / E \quad (\text{C2.2b})$$

et $(EI)_{ef}$ est calculé conformément à l'annexe B.

C2.3 Efforts sur les organes d'assemblage

(1) Il convient de déterminer l'effort sur un organe d'assemblage d'après l'annexe B, (B5) avec:

$$V_d = \begin{cases} F_{c,d} / (120 k_c) & \text{pour } \lambda_{ef} \leq 30 & \text{(C2.3a)} \\ F_{c,d} \lambda_{ef} / (3600 k_c) & \text{pour } 30 < \lambda_{ef} \leq 60 & \text{(C2.3b)} \\ F_{c,d} / (60 k_c) & \text{pour } 60 < \lambda_{ef} & \text{(C2.3c)} \end{cases}$$

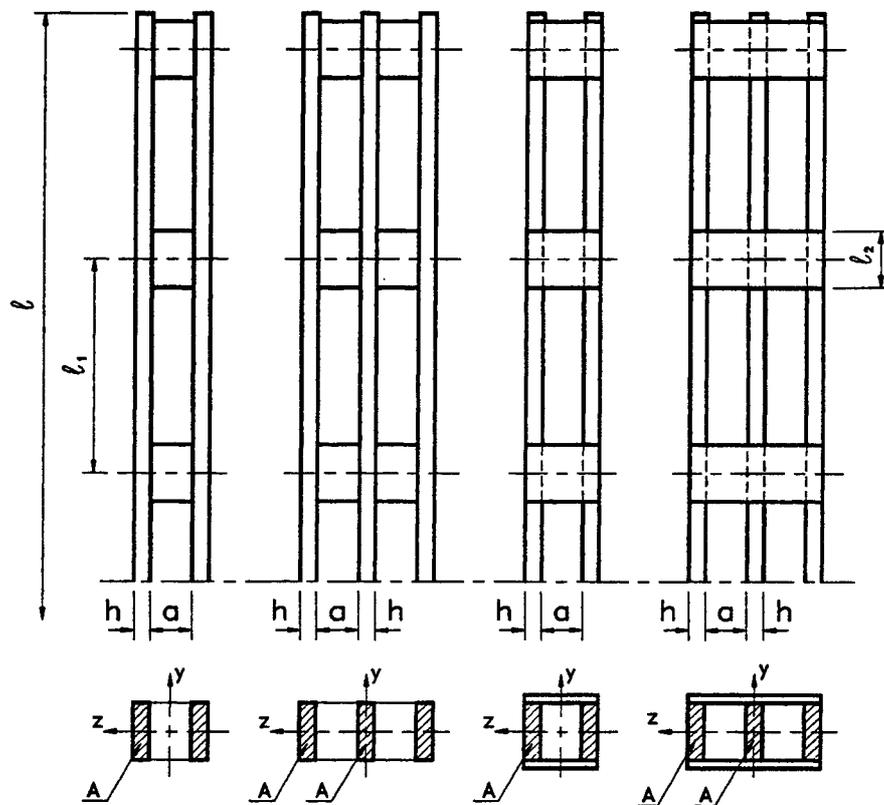
C2.4 Efforts combinés

(1) Dans les cas où de faibles moments dus, par exemple au poids propre, agissent en plus d'un effort axial, 5.2.1 (4) s'applique.

C3 POTEAUX MOISES AVEC GOUSSETS OU ENTRETOISES

C3.1 Hypothèses

(1) On considère les poteaux décrits à la figure C 3.1, c'est à dire les poteaux comportant des montants reliés au moyen de goussets et d'entretoises. Les assemblages peuvent être cloués, collés ou boulonnés avec des organes d'assemblage appropriés.



pour les poteaux avec deux montants $A_{tot} = 2 A$ et $I_{tot} = b ((2 h + a)^3 - a^3) / 12$
 pour les poteaux avec trois montants $A_{tot} = 3 A$ et $I_{tot} = b ((3 h + 2 a)^3 - (h + 2 a^3 + h^3)) / 12$

Figure C3.1 Poteaux moisés

(2) On considère les hypothèses suivantes:

- la section transversale est composée de 2, 3 ou 4 montants identiques,
- la section transversale possède deux plans de symétrie,
- le nombre de portées est d'au moins 3, c'est à dire que les montants sont au moins assemblés à leurs extrémités et aux tiers,
- la distance libre a entre montants est inférieure ou égale à 3 fois l'épaisseur h du montant pour les poteaux entretoisés et inférieure ou égale à 6 fois l'épaisseur des montants pour les poteaux à goussets,
- les assemblages, entretoises et goussets sont calculés selon C3.3,
- la longueur des entretoises l_2 satisfait la condition suivante: $l_2 / a \geq 1,5$,
- il y a au moins 4 pointes ou 2 boulons avec assembleurs dans chaque plan de cisaillement. Pour les assemblages cloués, il y a au moins 4 pointes en ligne à chaque extrémité dans l'axe du poteau,
- la longueur des goussets l_2 satisfait la condition suivante: $l_2 / a \geq 2$,
- les poteaux sont soumis à des efforts axiaux concentriques.

C3.2 Capacité résistante axiale

- (1) Pour le flambement selon l'axe y (voir figure C3.1), la capacité résistante est égale à la somme des capacités résistantes des éléments individuels.
- (2) Pour le flambement selon l'axe z , C1.2 s'applique avec:

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda^2 + \eta \frac{n}{2} \lambda_1^2} \quad (\text{C3.2a})$$

dans laquelle:

λ est l'élançement d'un poteau massif de même longueur, de même section (A_{tot}) et de même inertie (I_{tot}), c'est à dire:

$$\lambda = l \sqrt{\frac{A_{tot}}{I_{tot}}} \quad (\text{C3.2b})$$

λ_1 est l'élançement des montants. Il convient de prendre dans (C3.2b) une valeur minimale de 30 pour λ_1

$$\lambda_1 = \sqrt{12} \frac{l_1}{h} \quad (\text{C3.2c})$$

n

est le nombre de montants

η est le coefficient donné au tableau C3.2

Tableau C3.2 Coefficient η					
	entretoises			goussets	
	collées	clouées	boulonnées*	collés	cloués
charges permanentes ou de long terme	1	4	3,5	3	6
charges de court ou de moyen terme	1	3	2,5	2	4,5
* avec assembleurs					

C3.3 Efforts sur les organes d'assemblage, goussets, entretoises

- (1) Il convient que l'effort sur les organes d'assemblage, les goussets, les entretoises, soit pris comme indiqué à la figure C3.3 avec V_d pris selon les indications données au paragraphe C2.3.

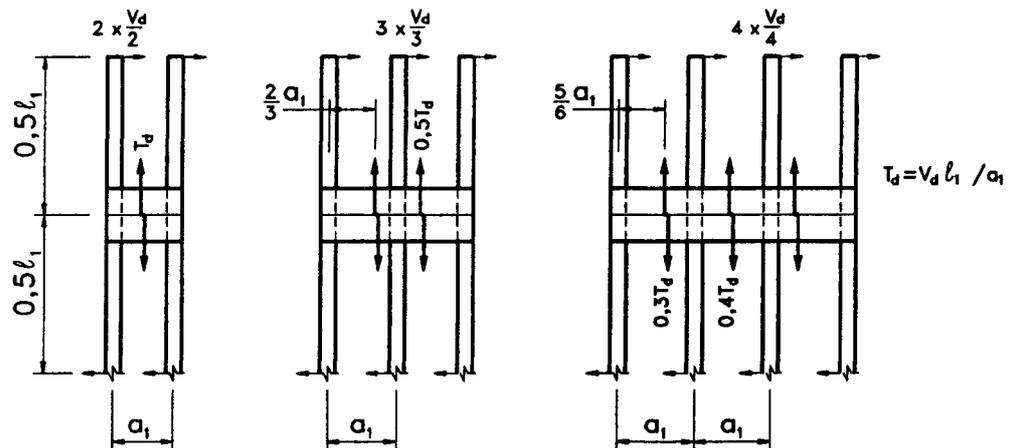
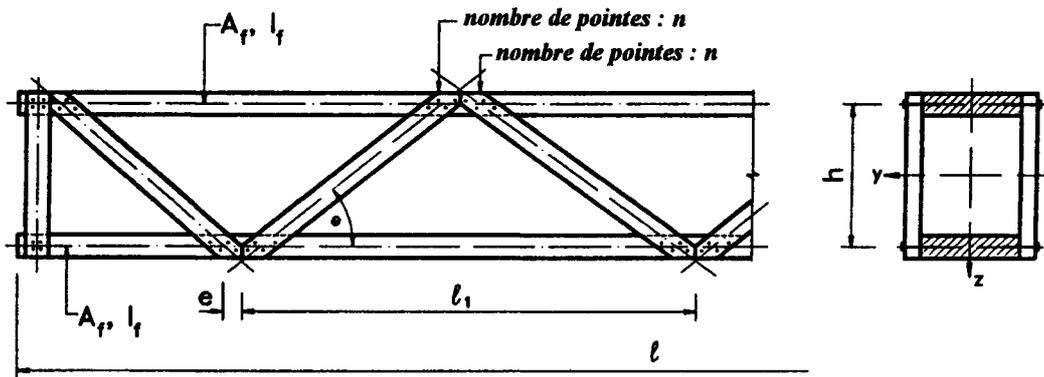


Figure C3.3 Distribution des efforts de cisaillement et des charges sur les goussets et les entretoises

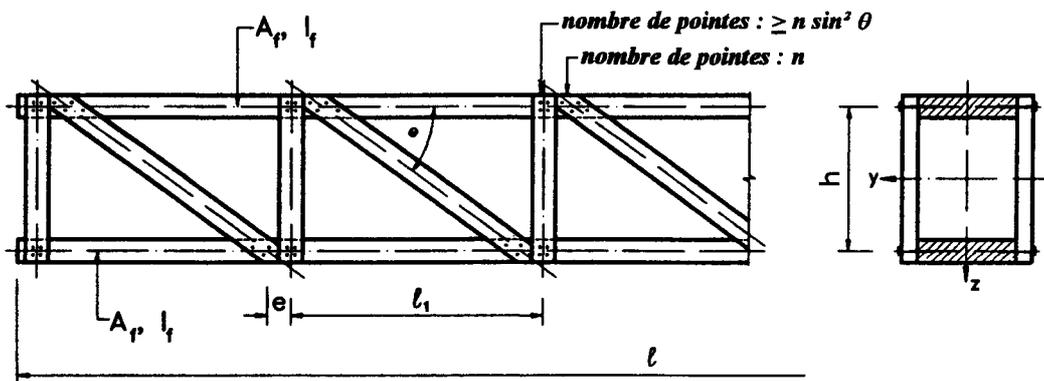
C4 POTEAUX EN TREILLIS COLLES OU CLOUES

C4.1 Hypothèses

- (1) On considère les poteaux en treillis avec des treillis en N ou en V, assemblés par pointes ou par collage, comme indiqué sur la figure C4.1
- (2) On considère les hypothèses suivantes:
- la structure est symétrique par rapport aux axes y et z de la section transversale. Le treillis des deux côtés peut être décalé d'une longueur de $l_1/2$, avec l_1 égal à la portée entre noeuds.
 - il y a au moins 3 entre-noeuds
 - dans les structures clouées, il y a au moins 4 pointes par plan de cisaillement dans chaque diagonale et à chaque noeud
 - chaque extrémité est maintenue transversalement
 - l'élanement d'une membrure individuelle, correspondant à une portée entre noeuds l_1 , est inférieur ou égal à 60
 - aucune rupture locale ne peut survenir dans les membrures sur une longueur libre l_1
 - le nombre de pointes dans les montants droits d'un treillis en N est supérieur à $n \sin^2 \theta$, où n est le nombre de pointes dans les diagonales et θ l'inclinaison des diagonales.



poteaux avec treillis en V



poteaux avec treillis en N

Figure C4.1 *Poteaux en treillis. L'aire d'une membrure est A_f et son inertie par rapport à son axe de gravité est I_f*

C4.2 Capacité résistante

- (1) La capacité résistante au flambement selon la direction y (voir figure C4.1) est égale à la somme des capacités résistantes des membrures au flambement.
- (2) Pour le flambement selon la direction z , C 1.2 s'applique avec:

$$\lambda_{ef} = \max \begin{cases} \lambda_{tot} [\sqrt{1 + \mu}] \\ 1,05 \lambda_{tot} \end{cases} \quad \text{(C4.2a)}$$

(C4.2b)

dans laquelle λ_{tot} est l'élanement d'un poteau massif de même longueur, de même section et de même inertie, c'est à dire:

$$\lambda_{tot} = \frac{2l}{h} \quad \text{(C4.2c)}$$

et μ prend la valeur donnée ci-dessous.

(3) pour les treillis en V, collés:

$$\mu = 4 \frac{e^2 A_f}{I_f} \left(\frac{h}{l} \right)^2 \quad (\text{C4.2d})$$

où e est l'excentricité des assemblages telle qu'elle est définie à la figure C4.1
 A_f est l'aire de la section de la membrure

(4) pour les treillis en N, collés:

$$\mu = \frac{e^2 A_f}{I_f} \left(\frac{h}{l} \right)^2 \quad (\text{C4.2e})$$

où e est l'excentricité des assemblages telle qu'elle est définie à la figure C4.1
 A_f est l'aire de la section de la membrure

(5) Pour les treillis en V, cloués:

$$\mu = 25 \frac{h E A_f}{l^2 n K \sin 2 \theta} \quad (\text{C4.2f})$$

où n est le nombre de pointes dans une diagonale et K le module de glissement pour une pointe. Si la diagonale est constituée de deux pièces ou plus, n est la somme des pointes (et non le nombre de pointes par plan de cisaillement).

Il convient d'utiliser $E_{0,moy}$.

(6) Pour les treillis en N, cloués:

$$\mu = 50 \frac{h E A_f}{l^2 n K \sin 2 \theta} \quad (\text{C4.2g})$$

où n est le nombre de pointes dans une diagonale et K le module de glissement d'une pointe. Si la diagonale est constituée de deux pièces ou plus, n est la somme des pointes (et non le nombre de pointes par plan de cisaillement).

Il convient d'utiliser $E_{0,moy}$.

C4.3 Efforts de cisaillement

(1) C 2.3 s'applique.

ANNEXE D (NORMATIVE) CONCEPTION ET CALCUL DES FERMES A CONNECTEURS METALLIQUES

D1 GENERALITES

- (1) Les exigences de 5.4.1.1 s'appliquent.
- (2) La méthode donnée dans cette annexe peut être employée pour des fermes avec des assemblages de formes semblables, tels que des plaques métalliques ou des goussets en contreplaqué, cloués.

D2 ASSEMBLAGES

- (1) Les plaques d'assemblage peuvent être considérées comme encadrées si la rotation sous charge n'a pas d'effet significatif sur les efforts internes. Cette exigence est satisfaite si:
- les plaques d'assemblage ont une résistance au moins égale à 1,5 fois la combinaison des efforts et moments appliqués
 - les plaques d'assemblages ont une résistance au moins égale à la combinaison des efforts et moments appliqués pourvu que:
 - l'assemblage ne soit pas soumis à des contraintes de flexion supérieures à 0,3 fois la résistance en flexion de l'élément, et
 - la charpente reste stable dans le cas où tous ses assemblages sont considérés comme rotulés.
- (2) Il convient que l'influence du glissement des assemblages soit modélisée, soit à partir des modules de glissement, soit à partir de valeurs prescrites de glissement relatives au taux réel des contraintes dans l'assemblage.
- (3) Pour les états limites de service, le module instantané de glissement K_{ser} ou le glissement prescrit u_{ser} doivent, généralement, être établis au moyen d'essais selon la méthode de calcul de $k (= K_{ser})$ donnée par l'EN 26891.
- (4) Pour les états limites ultimes, le module instantané de glissement K_u , est donné par:
- $$K_u = 2 K_{ser} / 3 \quad (D2a)$$
- (5) Le module final de glissement $K_{u,fin}$, est donné par:
- $$K_{u,fin} = K_u / (1 + k_{def}) \quad (D2b)$$
- (6) Pour les états limites ultimes, le glissement prescrit u_u , est donnée par:
- $$u_u = 2,0 u_{ser} \quad (D2c)$$
- (7) Le glissement final prescrit $u_{u,fin}$ est donnée par:
- $$u_{u,fin} = u_u (1 + k_{def}) \quad (D2d)$$

D3 ANALYSE GENERALE

- (1) Les exigences de 5.4.1.2 s'appliquent.
- (2) Pour les fermes entièrement triangulées, quand une faible force concentrée (par exemple un homme) présente une composante perpendiculaire à l'élément inférieure à 1,5 kN, et quand $\sigma_{c,d} < 0,4 f_{c,d}$, et $\sigma_{t,d} < 0,4 f_{t,d}$, il convient de remplacer les exigences de 5.1.9 et 5.1.10 par:
- $$\sigma_{m,d} \leq 0,75 f_{m,d} \quad (D3)$$

D4 ANALYSE SIMPLIFIEE

- (1) Les exigences de 5.4.1.3 s'appliquent.
- (2) Les appuis peuvent être considérés comme rotulés si au moins la moitié de la largeur du support est au droit du connecteur de l'assemblage d'épout, et la distance a_2 de la figure D4 est inférieure ou égale à la plus grande des valeurs de $a_1 / 3$ ou 100 mm.

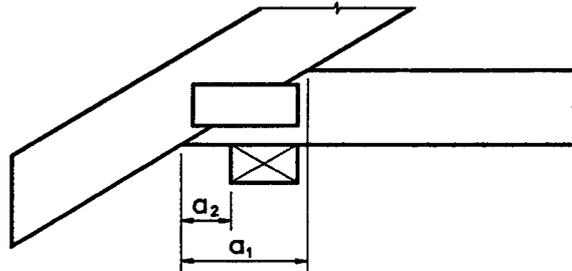


Figure D4 Règles pour un appui rotulé

- (3) Pour les fermes qui sont principalement chargées aux noeuds, il convient de limiter à 0,9 la somme des taux de contrainte de flexion et de compression axiale, donnée aux équations 5.1.10a et b.

D5 VERIFICATION DE LA RESISTANCE DES ELEMENTS

- (1) Les exigences du chapitre 5 s'appliquent.

D6 VERIFICATION DE LA RESISTANCE DES CONNECTEURS METALLIQUES

D6.1 Généralités

- (1) Les règles suivantes ne s'appliquent qu'aux connecteurs comportant deux directions orthogonales.

D6.2 Géométrie du connecteur

- (1) La géométrie du connecteur est donnée à la figure D6.2. Les symboles sont définis comme suit:
axe x axe principal du connecteur
axe y perpendiculaire à l'axe principal
 α angle formé par l'axe x et l'effort F
 β angle formé par la direction du fil du bois et l'effort F
 ρ angle formé entre l'axe x et la ligne de coupe de l'assemblage
 A_{ef} aire efficace, c'est à dire aire de la surface totale de contact entre le connecteur et le bois, réduite des parties de cette surface qui sont en dehors des distances exigées des bords et des extrémités.
l longueur du connecteur le long de la ligne de coupe de l'assemblage.

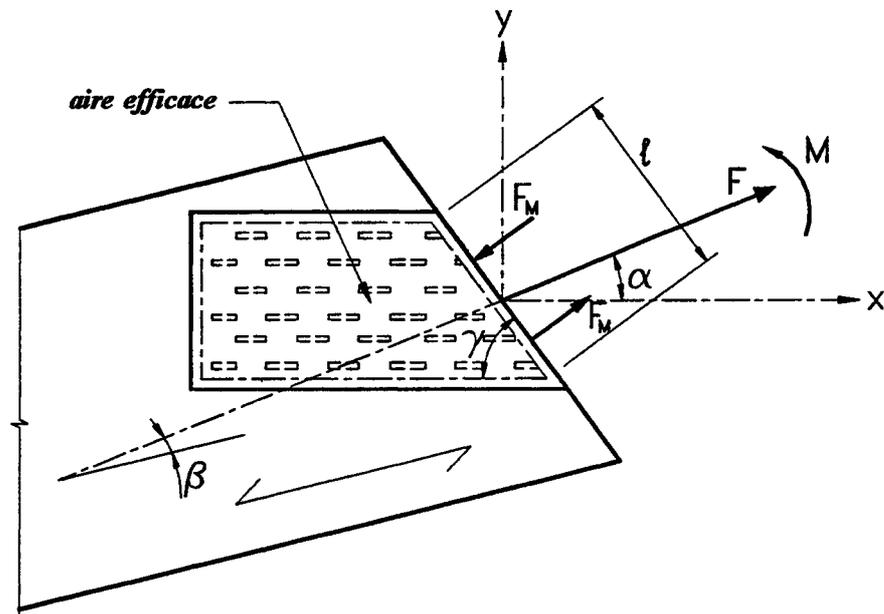


Figure D6.2 Géométrie d'un assemblage par connecteur sollicité par un effort F et un moment M .

D6.3 Résistance du connecteur

- (1) Il convient que le connecteur ait des valeurs caractéristiques garanties, obtenues à partir d'essais effectués selon les méthodes décrites dans le prEN 1075 pour les propriétés suivantes:

$f_{a0,0}$	la résistance d'ancrage du connecteur par unité de surface pour $\alpha = 0^\circ$ et $\beta = 0^\circ$
$f_{a90,90}$	la résistance d'ancrage du connecteur par unité de surface pour $\alpha = 90^\circ$ et $\beta = 90^\circ$
$f_{t,0}$	la résistance à la traction par unité de largeur du connecteur selon l'axe x ($\alpha = 0^\circ$)
$f_{c,0}$	la résistance à la compression par unité de largeur du connecteur selon l'axe x ($\alpha = 0^\circ$)
$f_{v,0}$	la résistance au cisaillement par unité de largeur du connecteur selon l'axe x ($\alpha = 0^\circ$)
$f_{t,90}$	la résistance à la traction par unité de largeur du connecteur selon l'axe y ($\alpha = 90^\circ$)
$f_{c,90}$	la résistance à la compression par unité de largeur du connecteur selon l'axe x ($\alpha = 90^\circ$)
$f_{v,90}$	la résistance au cisaillement par unité de largeur du connecteur selon l'axe x ($\alpha = 90^\circ$)
k_1, k_2, α_0	constantes

- (2) Pour calculer les capacités résistantes du connecteur en traction, compression et cisaillement, il convient de prendre pour valeur de k_{mod} : 1,0 et pour valeur de γ_M : 1,1.

D6.4 Résistance d'ancrage

(1) La résistance d'ancrage de calcul $f_{a,\alpha,\beta,d}$ est généralement obtenue, soit par essai, soit à partir de:

$$f_{a,\alpha,\beta,d} = \max \left\{ \begin{array}{l} f_{a,\alpha,0,d} - (f_{a,\alpha,0,d} - f_{a,90,90,d}) \beta / 45^\circ \\ f_{a,0,0,d} - (f_{a,0,0,d} - f_{a,90,90,d}) \sin (\max (\alpha, \beta)) \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{(D6.4a)} \\ \text{(D6.4b)} \end{array}$$

quand $\beta \leq 45^\circ$ ou:

$$f_{a,\alpha,\beta,d} = f_{a,0,0,d} - (f_{a,0,0,d} - f_{a,90,90,d}) \sin (\max (\alpha, \beta)) \quad \text{(D6.4c)}$$

quand $45^\circ < \beta \leq 90^\circ$

(2) La valeur de calcul de la résistance d'ancrage suivant le fil du bois est donnée par:

$$f_{a,\alpha,0,d} = \begin{cases} f_{a,0,0,d} + k_1 \alpha & \text{quand } \alpha \leq \alpha_0 \\ f_{a,0,0,d} + k_1 \alpha_0 + k_2 (\alpha - \alpha_0) & \text{quand } \alpha_0 < \alpha \leq 90^\circ \end{cases} \quad \begin{array}{l} \text{(D6.4d)} \\ \text{(D6.4e)} \end{array}$$

(3) Il convient de déterminer les constantes k_1 , k_2 et α_0 par des essais selon le prEN 1075 pour le type de connecteur métallique utilisé.

D6.5 Vérification de la résistance des connecteurs métalliques

D6.5.1 Résistance d'ancrage du connecteur

(1) Les contraintes d'ancrage τ_F et τ_M sont calculées à partir de:

$$\tau_F = \frac{F_A}{A_{ef}} \quad \text{(D6.5.1a)}$$

$$\tau_M = \frac{M_A r_{max}}{I_p} \quad \text{(D6.5.1b)}$$

avec les symboles définis comme suit:

F_A effort sollicitant le connecteur au centre de gravité géométrique de l'aire efficace du connecteur

M_A moment sollicitant le connecteur

I_p moment d'inertie polaire de l'aire efficace

r_{max} la distance entre le centre de gravité géométrique et le point le plus éloigné de l'aire efficace.

(2) La pression de contact entre les éléments de bois peut être prise en compte pour réduire la valeur de F_A en compression, à condition que le jeu entre les éléments ait une valeur moyenne inférieure ou égale à 1 mm, et une valeur maximale de 2 mm. Dans ces cas, il convient de calculer l'assemblage avec un effort de compression au minimum égal à $F_A / 2$.

(3) Il convient de satisfaire les conditions suivantes:

$$\tau_{F,d} \leq f_{a,\alpha,\beta,d} \quad \text{(D6.5.1c)}$$

$$\tau_{M,d} \leq 2 f_{a,90,90,d} \quad \text{(D6.5.1d)}$$

$$\tau_{F,d} + \tau_{M,d} \leq 1,5 f_{a,0,0,d} \quad \text{(D6.5.1e)}$$

D6.5.2 Résistance du connecteur

- (1) Dans un assemblage avec une ligne de coupe droite, les efforts dans les deux axes principaux sont déterminés à partir des formules suivantes. Une valeur positive correspond à un effort de traction, une valeur négative correspond à un effort de compression.

$$F_x \leq F \cos \alpha \pm 2 F_M \sin \gamma \quad (\text{D6.5.2a})$$

$$F_y \leq F \sin \alpha \pm 2 F_M \cos \gamma \quad (\text{D6.5.2b})$$

avec les symboles définis ci-dessous:

F effort dans l'assemblage

F_M effort induit par le moment M dans l'assemblage ($F_M = 2 M / l$)

- (2) Il convient que la condition suivante soit satisfaite:

$$\left(\frac{F_{x,d}}{R_{x,d}} \right)^2 + \left(\frac{F_{y,d}}{R_{y,d}} \right)^2 \leq 1 \quad (\text{D6.5.2c})$$

où $F_{x,d}$ et $F_{y,d}$ sont les valeurs de calcul des efforts selon l'axe x et l'axe y , et $R_{x,d}$ et $R_{y,d}$ sont les valeurs de calcul de la capacité résistante du connecteur selon les axes x et y . Elles correspondent aux valeurs maximales des résistances pour les sections parallèles et perpendiculaires aux axes principaux.

$$R_{x,d} = \max \begin{cases} f_{ax,0,d} l \sin \gamma : \\ f_{v,0,d} l \cos \gamma \end{cases} \quad f_{ax,0,d} = \begin{cases} f_{t,0,d} & \text{en traction} \\ f_{c,0,d} & \text{en compression} \end{cases} \quad (\text{D6.5.2d})$$

$$R_{y,d} = \max \begin{cases} f_{ax,90,d} l \cos \gamma : \\ f_{v,90,d} l \sin \gamma \end{cases} \quad f_{ax,90,d} = \begin{cases} f_{t,90,d} & \text{en traction} \\ f_{c,90,d} & \text{en compression} \end{cases} \quad (\text{D6.5.2e})$$

- (3) Si le connecteur recouvre plusieurs joints au sein d'un même assemblage, il convient alors de déterminer les efforts sur chaque partie droite de l'assemblage de telle manière que l'équilibre des forces soit parfaitement établi et que les conditions de l'équation D6.5.2c soient satisfaites dans chaque partie droite de l'assemblage.
- (4) Il convient d'examiner toutes les sections critiques.

D6.5.3 Exigences minimales pour l'ancrage

- (1) Il convient que tous les joints soient capables de transmettre un effort $F_{r,d}$ agissant dans n'importe quelle direction. $F_{r,d}$ doit être considéré comme un effort de courte durée, agissant sur le bois en classe de service 2 avec la valeur:

$$F_{r,d} = 1,0 + 0,1 L \text{ kN} \quad (\text{D6.5.3})$$

avec L prise comme la longueur de la ferme en mètres.

- (2) Il convient que le recouvrement minimal du connecteur soit au moins égal à 40 mm ou $h / 3$, avec h prise comme la hauteur de l'élément en bois.
- (3) Il convient que les plaques clouées dans les assemblages des entrants aient une largeur au moins égale aux deux tiers de la largeur du bois.