

- * la valeur de **combinaison** notée $\Psi_0 Q_k$. Elle s'exprime comme le produit entre le coefficient de combinaison Ψ_0 et la valeur caractéristique d'une action variable non dominante Q_k . Ce produit représente ainsi une action "réduite" à combiner à une autre action variable dominante prise à sa valeur caractéristique ;
- * la valeur **fréquente** représentée par le produit $\Psi_1 Q_k$ et déterminée de manière que le temps total pendant lequel elle est dépassée représente une petite fraction de la durée de référence. Par exemple pour les bâtiments la valeur fréquente est choisie telle que le temps de dépassement corresponde à 1 % de la durée de référence (NF EN 1990/A1/NA) ;
- * la valeur **quasi-permanente** représentée par le produit $\Psi_2 Q_k$ et déterminée de manière que le temps total pendant lequel elle est dépassée représente une fraction considérable de la durée de référence. Par exemple pour les charges appliquées sur les planchers de bâtiments, la valeur quasi-permanente est choisie pour que le temps de dépassement représente 50 % de la durée de référence (NF EN 1990/A1/NA).

Remarques :

- * pour les termes "dominant" et "non dominant", voir section 3.3 ;
- * les valeurs de Ψ_0 , Ψ_1 et Ψ_2 sont données dans le tableau 2 ;
- * le temps de référence est un intervalle de temps choisi, utilisé comme base d'évaluation d'actions variables sur le plan statistiques ;
- * le coefficient de variation V est défini comme le rapport de l'écart type sur la moyenne.

Table 2: Valeurs recommandées des coefficients Ψ pour les bâtiments

Actions	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Charges d'exploitation des bâtiments, catégorie (voir EN 1991-1.1) :			
Catégorie A : habitation, zones résidentielles	0,7	0,5	0,3
Catégorie B : bureaux	0,7	0,5	0,3
Catégorie C : lieux de réunion	0,7	0,7	0,6
Catégorie D : commerces	0,7	0,7	0,6
Catégorie E : stockage	1,0	0,9	0,8
Catégorie F : zone de trafic, véhicules de poids ≤ 30 kN	0,7	0,7	0,6
Catégorie G : zone de trafic, véhicules de poids compris entre 30 kN et 160 kN	0,7	0,5	0,3
Catégorie H : toits	0	0	0
Charges dues à la neige sur les bâtiments (voir EN 1991-1-3) :			
Finlande, Islande, Norvège, Suède	0,7	0,5	0,2
Autres états membres CEN, pour lieux situés à une altitude $H > 1000$ m a.n.m.	0,7	0,5	0,2
Autres états membres CEN, pour lieux situés à une altitude $H \leq 1000$ m a.n.m.	0,5	0,2	0
Charges dues au vent sur les bâtiments (voir EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Température (hors incendie) dans les bâtiments (voir EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0

3.1.3 valeur caractéristique d'une action accidentelle

La valeur caractéristique d'une action accidentelle est en général déterminée à partir de données nominales correspondant à une certaine expérience acquise dans la mesure où l'on ne dispose pas en général de données statistiques suffisantes. Elle est en général définie au niveau de chaque projet.

4.3 combinaisons d'actions

Une combinaison d'actions est définie généralement comme la somme :

- ★ des n actions permanentes G_{kj} (ex : le poids propre) ;
- ★ d'une action de précontrainte P ;
- ★ d'une action variable de base (ou **dominante**) Q_{k1} (ex : une charge d'exploitation) ;
- ★ des $(p - 1)$ autres variables **d'accompagnement** (ex : le vent) prises à leurs valeurs de combinaison $\Psi_0 Q_{ki}$, fréquentes $\Psi_1 Q_{ki}$ ou quasi-permanentes $\Psi_2 Q_{ki}$.

Remarque :

- ★ les actions accidentelles notées A_d et sismiques notées A_{Ed} peuvent aussi intervenir dans la combinaison d'actions comme cela sera vu par la suite.

Une fois la combinaison d'actions définie, il est alors possible de calculer E_d c'est à dire la valeur des sollicitations s'appliquant sur la structure considérée et ainsi de vérifier l'inégalité (1). Par ailleurs, il est important de noter qu'il existe plusieurs types de combinaisons d'actions pour chaque état-limite comme nous allons le voir par la suite.

4.3.1 aux ELU

Pour les états-limites ultimes, il existe trois types de combinaison d'action qui dépendent de **la situation** dans laquelle le projet étudié est placé :

1. *combinaisons d'actions pour situations de projet durables ou transitoires ;*

Dans ce cas là, E_d s'écrit :

$$E_d = E\{\gamma_{G,j}G_{k,j}; \gamma_P P; \gamma_{Q,1}Q_{k,1}; \gamma_{Q,i}\Psi_{0,i}Q_{k,i}\} \quad (2)$$

ce qui donne en explicitant les sommes

$$E_d = \sum_{j=1}^n \gamma_{G,j}G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1}Q_{k,1} + \sum_{i=2}^p \gamma_{Q,i}\Psi_{0,i}Q_{k,i} \quad (3)$$

L'utilisation pratique de cette formule est détaillée dans le tableau 4.

2. *combinaisons d'actions pour situations de projet accidentelles ;*

Dans ce cas là, E_d s'écrit :

$$E_d = E\{G_{k,j}; P; A_d; (\Psi_{1,1} \text{ ou } \Psi_{2,1})Q_{k,1}; \Psi_{2,i}Q_{k,i}\} \quad (4)$$

ce qui donne en explicitant les sommes

$$E_d = \sum_{j=1}^n G_{k,j} + P + A_d + (\Psi_{1,1} \text{ ou } \Psi_{2,1})Q_{k,1} + \sum_{i=2}^p \Psi_{2,i}Q_{k,i} \quad (5)$$

3. *combinaisons d'actions pour situations de projet sismiques.*

Dans ce cas là, E_d s'écrit :

$$E_d = E\{G_{k,j}; P; A_{Ed}; \Psi_{2,i}Q_{k,i}\} \quad (6)$$

ce qui donne en explicitant les sommes

$$E_d = \sum_{j=1}^n G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i=2}^p \Psi_{2,i}Q_{k,i} \quad (7)$$

Situations de projet durables et transitoires	Actions permanentes		Action variable dominante *)	Actions variables d'accompagnement	
	Défavorables	Favorables		Principale (le cas échéant)	Autres
(Eq 6.10)	$\gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf}$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$		$\gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i}$
*) Les actions variables sont celles considérées au Tableau A1.1.					
NOTE 1 Les valeurs des coefficients γ peuvent être données dans l'Annexe Nationale. L'ensemble de valeurs recommandé pour γ est :					
$\gamma_{Gj,sup} = 1,10$					
$\gamma_{Gj,inf} = 0,90$					
$\gamma_{Q,1} = 1,50$ si défavorable (0 si favorable)					
$\gamma_{Q,i} = 1,50$ si défavorable (0 si favorable)					
NOTE 2 Dans les cas où la vérification de l'équilibre statique inclut également la résistance d'éléments structuraux, il est possible d'adopter une vérification combinée, si cela est autorisé par l'Annexe Nationale, fondée sur le Tableau A1.2(A), en remplacement de deux vérifications séparées fondées sur les Tableaux A1.2(A) et A1.2(B), avec l'ensemble de valeurs recommandé suivant. Les valeurs recommandées peuvent être modifiées dans l'Annexe Nationale.					
$\gamma_{Gj,sup} = 1,35$					
$\gamma_{Gj,inf} = 1,15$					
$\gamma_{Q,1} = 1,50$ si défavorable (0 si favorable)					
$\gamma_{Q,i} = 1,50$ si défavorable (0 si favorable)					
à condition que l'application de $\gamma_{Gj,inf} = 1,00$, à la fois, à la partie favorable et à la partie défavorable des actions permanentes, n'entraîne pas un effet plus défavorable.					

Table 4: Combinaisons d'actions pour un projet durable et transitoire

4.3.2 aux ELS

Pour les états-limites de service, on ne parle plus de situations de projet mais tout simplement de combinaisons, il en existe aussi trois (caractéristique, fréquente et quasi-permanente). Les valeurs des coefficients partiels γ_G , γ_Q et γ_P sont pris égaux à un.

1. *combinaison caractéristique* ;

Dans ce cas là, E_d s'écrit :

$$E_d = E\{G_{k,j} ; P ; Q_{k,1} ; \Psi_{0,i} Q_{k,i}\} \quad (8)$$

ce qui donne en explicitant les sommes

$$E_d = \sum_{j=1}^n G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i=2}^p \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (9)$$

Cette combinaison, "pilotee" par la valeur caractéristique $Q_{k,1}$ (représentant l'action variable dominante), est utilisée en général pour des effets à court terme ayant des conséquences irréversibles sur une partie de la structure (formation d'une fissure qui ne se refermera pas, rupture d'une cloison par déformation instantanée excessive). On parle alors souvent d'**états-limites de service irréversibles**.

2. *combinaison fréquente* ;

Dans ce cas là, E_d s'écrit :

$$E_d = E\{G_{k,j} ; P ; \Psi_{1,1} Q_{k,1} ; \Psi_{2,i} Q_{k,i}\} \quad (10)$$

ce qui donne en explicitant les sommes

$$E_d = \sum_{j=1}^n G_{k,j} + P + \Psi_{1,1}Q_{k,1} + \sum_{i=2}^p \Psi_{2,i}Q_{k,i} \quad (11)$$

Cette combinaison, “pilotee” par la valeur caractéristique $\Psi_{1,1}Q_{k,1}$ (représentant l’action variable dominante), est utilisée pour étudier les effets dont l’apparition sur la structure dépendent d’interventions répétées d’une action (oscillations par exemple). Les conséquences sur la structure (ou une partie de la structure) sont réversibles. On parle alors souvent **d’états-limites de service réversibles**. Etant donné que le coefficient Ψ_1 est inférieur à 1, la charge $\Psi_{1,1}Q_{k,1}$ sera inférieure à la charge $Q_{k,1}$, ce qui permet de justifier le caractère réversible de la combinaison fréquente.

3. combinaison quasi-permanente.

Dans ce cas là, E_d s’écrit :

$$E_d = E\{G_{k,j}; P; \Psi_{2,i}Q_{k,i}\} \quad (12)$$

ce qui donne en explicitant les sommes

$$E_d = \sum_{j=1}^n G_{k,j} + P + \sum_{i=1}^p \Psi_{2,i}Q_{k,i} \quad (13)$$

Cette combinaison, “pilotee” par la valeur caractéristique $\Psi_{2,1}Q_{k,1}$ (représentant l’action variable dominante), est utilisée en général pour des effets à long terme correspondant à l’application d’une valeur de charge (inférieure à $\Psi_{1,1}Q_{k,1}$ car Ψ_2 est inférieur à Ψ_1) pendant une longue durée (étude du fluage d’une structure en béton par exemple). Les conséquences sur la structure (ou une partie de la structure) sont réversibles. On parle là encore **d’états-limites de service réversibles**.

Remarque :

- ★ la précontrainte P est en général prise égale à sa valeur moyenne.

Annexes 6 : Extraits NF EN 1995 - Formulaire RDM

Section 2 : Bases de conception et calcul

2.2.3 Etats limites de service

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

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

(3) (Amendement A2) « Il convient de calculer la déformation finale, u_{fin} , voir par exemple w_{fin} sur la Figure 7.1, en additionnant la déformation de fluage u_{creep} , calculée à l'aide de la combinaison quasi-permanente d'actions, voir le 6.5.3(2)(c) de l'EN 1990:2002, à la déformation instantanée u_{inst} , calculée selon 2.2.3(2). Il convient de calculer la déformation de fluage en utilisant les valeurs moyennes adéquates des modules d'élasticité, modules de cisaillement et modules de glissement, ainsi que les valeurs de k_{def} correspondantes données dans le Tableau 3.2 »

(4) (Amendement A2) « Si la structure est constituée d'éléments ou composants dont les propriétés de fluage diffèrent, il convient de calculer la déformation à long terme due à la combinaison quasi-permanente d'actions en utilisant les valeurs moyennes finales des modules adéquats d'élasticité, de cisaillement et de glissement, selon 2.3.2.2 (1). La déformation finale u_{fin} est ensuite calculée en additionnant la déformation instantanée due à la différence entre la combinaison caractéristique d'actions et la combinaison quasi-permanente d'actions à la déformation à long terme. »

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

$$u_{fin} = u_{fin,G} + u_{fin,Q,1} + \sum_n u_{fin,Q,i} \quad \dots (2.2)$$

avec

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

$$u_{fin,Q,1} = u_{inst,Q,1} (1 + \psi_{2,1} k_{def}) \quad \text{pour l'action variable de base, Q}_1 \quad \dots (2.4)$$

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

$u_{inst,G}$, $u_{inst,Q,1}$, $u_{inst,Q,i}$ sont les déformations instantanées des actions G, Q₁, Q_i respectivement ;

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

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

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

Lorsque les équations (2.3) à (2.5) sont utilisées, il convient de ne pas prendre en compte les facteurs ψ_2 dans les équations (6.16a) et (6.16b) de EN-1990 : 2002.

2.3 Variables de base

2.3.1 Actions et influences de l'environnement

2.3.1.1 Généralités

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

NOTE

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

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

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

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

2.3.1.2 Classes de durée de chargement

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

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

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

Tableau 2.1 - Classes de durée de chargement

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

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

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

2.3.1.3 Classes de service

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

NOTE 1
Le système de classes de service a pour objectif principal d'affecter les valeurs de résistance et de calculer les déformations sous des conditions d'environnement définies.

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

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

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

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

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

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

2.3.2 Propriétés pour les matériaux et les produits

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

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

2.4 Vérification par la méthode des coefficients partiels

2.4.1 Valeur de calcul d'une propriété matérielle

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

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

où :

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

NOTE 1

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

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

États limites ultimes	γ_M
— combinaisons fondamentales :	
bois massif	1,3
bois lamellé collé	1,25
LVL, contreplaqué, OSB	1,2

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

2.4.3 Valeur de calcul des résistances

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

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

où :

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

NOTE 1

Les valeurs de k_{mod} sont données dans 3.1.3

NOTE 2 Pour les coefficients partiels, voir 2.4.1

Section 3 Propriétés des matériaux

3.1 Généralités

3.1.1 Paramètres de résistance et de rigidité

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

3.1.2 Relations contrainte-déformation

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

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

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

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

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

Tableau 3.1 - Valeurs de k_{mod}

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

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

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

Matériau	Norme	Classe de service		
		1	2	3
Bois massif	EN 14081-1	0,60	0,80	2,00
Bois lamellé collé	EN 14080	0,60	0,80	2,00
LVL	EN 14374, EN 14279	0,60	0,80	2,00

Tableau 3.2 - Valeurs de k_{def} pour le bois

3.3 Bois lamellé-collé

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

NOTE

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

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

(3) Pour les éléments lamellé collé de section rectangulaire, la hauteur de référence en flexion ou la largeur en traction est 600 mm. Pour des hauteurs en flexion ou largeurs en traction de lamellé collé inférieures à 600 mm, les valeurs caractéristiques pour $f_{m,k}$ et $f_{t,0,k}$ peuvent être augmentées du facteur k_h , où

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

où :

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

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

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

Section 5 Bases de l'analyse de structure

5.1 Généralités

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

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

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

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

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

Section 6 : Etats limites ultimes

6.1.6 Flexion

(1)P Les équations suivantes doivent être satisfaites :

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

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

où :

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

NOTE

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

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

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

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

Pour les autres produits structuraux à base de bois :

- pour toutes les sections : $k_m = 1$

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

6.1.7 Cisaillement

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

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

où :

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

NOTE

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

(2) Pour la vérification de la résistance au cisaillement des éléments en flexion, il convient de tenir compte de l'influence des fissures en utilisant la largeur efficace de l'élément donnée par l'équation suivante :

$$b_{ef} \leq k_{cr} \cdot b \quad \dots (6.13a)$$

où

- b est la largeur de la section concernée de l'élément.

NOTE

Valeur recommandée pour k_{cr} :

- $k_{cr} = 0,67$ pour le bois massif ;
- $k_{cr} = 0,67$ pour le bois lamellé collé ;
- $k_{cr} = 1,0$ pour les autres produits à base de bois, selon l'EN 13986 et l'EN 14374.

Il est possible de trouver des informations sur le choix national dans l'Annexe nationale.

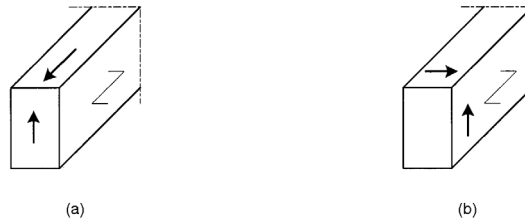


Figure 6.5 (a) Élément ayant une composante de contrainte en cisaillement parallèle au fil (b) Élément ayant deux composantes de contrainte perpendiculaires au fil (cisaillement roulant)

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

6.4.1 Généralités

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

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

où :

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

6.4.2 Poutre à simple décroissance

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

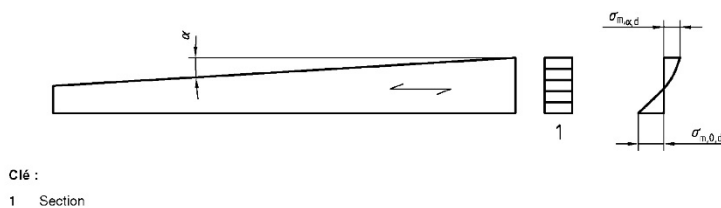


Figure 6.8 - Poutre à simple décroissance

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

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

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

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

où :

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

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

Pour les contraintes de traction parallèles à la face inclinée :

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

Pour les contraintes de compression parallèles à la face inclinée :

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

6.4.3 Poutres à double décroissance, courbes et à inertie variable

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

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

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

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

où :

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

NOTE

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

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

$$\sigma_{m,d} = k_l \cdot \frac{6 \cdot M_{ap,d}}{b \cdot h_{ap}^2} \quad \dots (6.42)$$

avec :

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

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

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

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

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

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

où :

- $M_{ap,d}$ est la valeur de calcul du moment au faîtage ;
- h_{ap} est la hauteur de la poutre au faîtage, définie dans la Figure 6.9 ;
- b est la largeur de la poutre ;
- r_{in} est le rayon intérieur, voir Figure 6.9 ;
- α_{ap} est l'angle de l'inclinaison au milieu de la zone de faîtage, voir Figure 6.9
- $\frac{h_{ap}}{r} = 0$ pour les poutres à double décroissance, ($r = \infty$)

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

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

où :

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

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

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

avec :

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

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

où :

- k_{dis} est un facteur qui tient compte de l'effet de la distribution des contraintes dans la zone de faîtage ;
- k_{vol} est un facteur de volume ;

- $f_{t,90,d}$ est la valeur de calcul de la résistance en traction perpendiculaire au fil ;
- V_0 est le volume de référence de $0,01m^3$;
- V est le volume contraint en m^3 de la zone de faîtage (voir Figure 6.9). Il convient de prendre comme valeur maximale, $V = 2 \cdot V_b/3$ où V_b est le volume total de la poutre.

(7) Pour une combinaison de traction perpendiculaire au fil et de cisaillement, Il convient que l'équation suivante soit satisfaite :

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

où :

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

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

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

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

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

où :

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

avec :

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

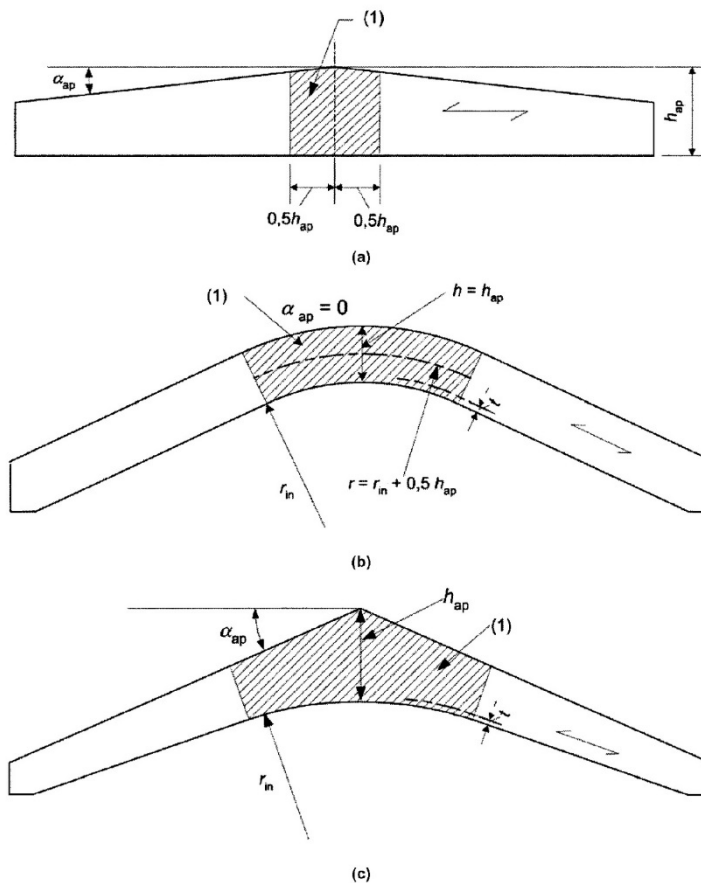
$$k_5 = 0,2 \cdot \tan \alpha_{ap} \quad \dots (6.57)$$

$$k_7 = 0,25 - 1,5 \cdot \tan \alpha_{ap} + 2,6 \cdot \tan^2 \alpha_{ap} \quad \dots (6.58)$$

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

NOTE

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



Clé :

(1) Zone de faïtage

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

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

6.5 Éléments entaillés

6.5.1 Généralités

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

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

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



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

6.5.2 Poutres avec une entaille au niveau d'un appui

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

(2) Il convient de vérifier que :
(Amendement A2)

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

« (Amendement A2) b_{ef} est défini dans la formule (6.13a). »

où :

- k_v est un facteur de réduction défini comme suit :
- Pour les poutres entaillées sur la face opposée à l'appui (voir Figure 6.11b)
- $k_v = 1$... (6.61)
- Pour les poutres entaillées sur la face de l'appui de la poutre (voir Figure 6.11a)

$$k_v = \min \left\{ \begin{array}{l} 1 \\ \frac{k_n \left(1 + \frac{1,1 \cdot i^{1,5}}{\sqrt{h}} \right)}{\sqrt{h} \cdot \left(\sqrt{\alpha \cdot (1-\alpha)} + 0,8 \frac{x}{h} \sqrt{\frac{1}{\alpha} - \alpha^2} \right)} \end{array} \right. \quad (6.62)$$

où :

- i est l'inclinaison de l'entaille (voir Figure 6.11a) ;
- h est la hauteur de la poutre en mm ;
- x est la distance entre la ligne d'action de la réaction de l'effort et le coin de l'entaille, en mm.
- $\alpha = \frac{h_{ef}}{h}$ (6.63)
- $k_n = 4,5$ pour le LVL, $k_n = 5$ pour le bois massif, $k_n = 4,5$ pour le bois LC

Section 7 Etats limites de service

7.2 Valeurs limites pour les flèches de poutres

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

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

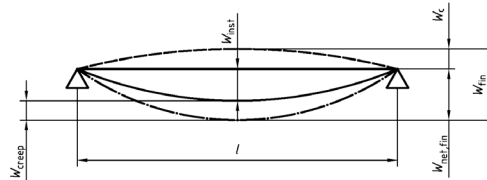


Figure 7.1 - Composantes de la flèche

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

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

NOTE

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

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

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

EXTRAITS NF EN 1995-1-1 / NA (Mai 2010)

Clause 2.2.3 Etats Limites de Service

$$u_{fin} = u_{inst} + u_{creep}$$

- u_{inst} est calculée à partir des combinaisons caractéristiques
- u_{creep} est calculée à partir de la combinaison quasi permanente et des coefficients k_{def}

Cette remarque s'applique à toutes les déformations u et w .

Clause 6.1.7

NOTE

Classe de service 1 : $k_{cr} = 0,67$ pour le bois massif dont une des dimensions de la section > 150 mm.

$k_{cr} = 1$ pour tous les autres cas.

Classe de service 2 : $k_{cr} = 0,67$ pour le bois massif dont une des dimensions de la section > 150 mm.

$k_{cr} = 0,67$ pour le bois lamellé collé lorsque le rapport des chargements est tel que :

$$\frac{G_k}{G_k + \sum_i Q_{k,i}} \geq 0,7$$

$k_{cr} = 1$ pour tous les autres cas.

Classe de service 3 : $k_{cr} = 0,67$ pour tous les cas.

Clause 6.4.3 (2)

Pour vérifier cette clause, il faut prendre en compte l'angle α tel qu'exprimé sur la figure 6.8 c'est-à-dire angle de tranchage et non α_{ap} .

Clause 6.4.3 (8) Poutres à double décroissance, courbes et à inertie variable

La formule (6.54) de la norme NF EN 1995-1-1 est applicable.

Clause 7.2 (2) valeurs limites pour les flèches

Le tableau 7.2 de la norme NF EN 1995-1-1/A1:2008 est remplacé par le tableau suivant :

	Bâtiments courants			Bâtiments agricoles et similaires		
	Valeurs limites $w_{inst}(Q)$	Valeurs limites $w_{net,fin}$	Valeurs limites w_{fin}	Valeurs limites $w_{inst}(Q)$	Valeurs limites $w_{net,fin}$	Valeurs limites w_{fin}
Chevrons	—	B/ 150	B/ 125	—	B/ 150	B/ 100
Éléments structuraux	B/ 300	B/ 200	B/ 125	B/ 200	B/ 150	B/ 100

Tableau 7.2 Valeurs limites pour les flèches

Pour les panneaux de planchers ou supports de toiture, $w_{net,fin}$ sera inférieure à B/250 sous charge répartie. Les exigences à respecter sous charge concentrée sont définies dans la NF EN 12871.

Les trois valeurs doivent être vérifiées.

Avec $w_c = w_{fin} - w_{net,fin}$

$w_{inst}(Q)$ part de la flèche instantanée due aux actions variables.

Pour les éléments en console et les porte à faux les valeurs peuvent être doublées sans pour autant être inférieures à 5 mm.

Vis-à-vis des points durs environnants, les déplacements seront vérifiés de la même manière que pour les consoles.

Le tableau suivant permet la relation avec les limites indiquées dans la NF EN 1990 (2002) :

Valeurs de calcul	Référence de la valeur limite
$w_{inst}(Q)$ ou $w_{net,fin}$ ou w_{fin}	w_1
$w_{fin} - w_{G inst}$	w_2 est imposé par les référentiels concernés. ** (DTU, avis techniques, etc.)
Selon spécifications	w_3 valeur imposée (conditions particulières, réglementaires ou contractuelles, liées au projet)

** $w_{G inst}$ est calculée avec la valeur des charges permanentes (G) antérieures à la mise en œuvre des éléments de second œuvre à protéger.

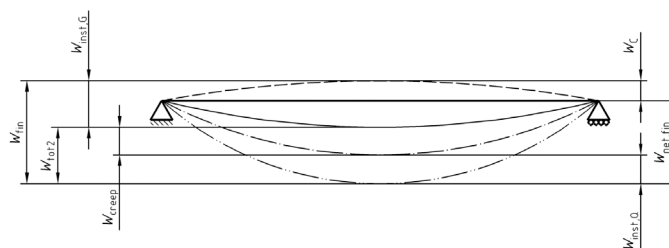


Figure 1 Définition des flèches