
Manuels d'application des Eurocodes pour les structures bois

Programme AQCEN EC5



Programme AQCEN / EC5

Origine : GT0

Tronc commun

Recommandations générales des Eurocodes 0, 1
et 5 applicables à l'ensemble des structures de
bâtiments en bois

Rédacteurs :

D. Calvi	IBC	Y.M. Ligot	IRABOIS
P. Crubilé	FCBA	E. Fournely	IRABOIS / CUST
J. Esteulle	FCBA	T. Lamadon	VERITAS
C. Faye	FCBA	L. Le Magorou	FCBA
S. Le Nevé	FCBA	P. Racher	IRABOIS / CUST
J. Surleau	FIBC	P. Morlier	L.R.B.B.

Janvier 2009

PRÉAMBULE

L'avènement des Eurocodes, normes européennes de conception et de calcul des structures de bâtiment et de génie civil, interpelle les entreprises et les bureaux d'études, habitués depuis plus de trente ans aux calculs selon le système des contraintes admissibles mis en œuvre, pour le bois, par les Règles CB 71. Pour les professionnels du bois, l'évolution est double, en ce sens que ces nouvelles approches, aux états limites, proposent des concepts de sécurité nouveaux, assortis d'une terminologie et de notations inhabituelles accompagnant des formules mathématiques aux contours, parfois, énigmatiques.

Conscients des difficultés théoriques et pratiques que représente cette mutation, les représentations professionnelles des entreprises et industriels de la branche des structures en bois, en l'occurrence la Fédération Française du Bâtiment, Charpente, Menuiserie, Parquets, et l'IRABOIS (Institut de Recherches Appliquées au Bois), d'une part, la FIBC (Fédération des Industries Bois Construction) d'autre part, ont exprimé, auprès du ministère de l'Industrie, le besoin impératif de mettre en œuvre les moyens de proposer à leurs ressortissants un accès facilité aux nouveaux documents européens, par la préparation d'ouvrages clairs et pratiques sur la mise en œuvre des nouvelles règles.

Le ministère, à travers le financement permis par son programme AQCEN a répondu à ce besoin en confiant au CTBA (Centre Technique du Bois et de l'Ameublement)¹ la coordination et la maîtrise d'œuvre d'une importante opération de rédaction de manuels spécialisés (ou Recommandations) concernant l'application pratiques des Eurocodes (et des Euronormes connexes), pour le calcul des ouvrages en bois.

Les divers syndicats spécialisés des organisations déjà citées (des domaines de la charpente, du lamellé-collé, des charpentes industrialisées, des poutres en I) auxquels se sont joints la CAPEB (Confédération des Artisans et Petites Entreprises du Bâtiment) et IBC (Ingénierie Bois Construction) ont activement participé aux travaux de réflexion et de rédaction de cette série d'ouvrages, travaux organisés autour d'un Comité de pilotage technique assurant la coordination et de sept Groupes de Travail spécialisés.

¹ Depuis le 1er juin 2007, le CTBA a fusionné avec l'AFOCEL pour former l'Institut technologique FCBA.

Recommandations générales des Eurocodes 0, 1 et 5 applicables à l'ensemble des structures de bâtiments en bois

1	GÉNÉRALITÉS	7
1.1	PRÉSENTATION	7
1.2	ORGANISATION DES TEXTES EUROPÉENS ET NATIONAUX	7
1.2.1	ORGANISATION GÉNÉRALE	7
1.2.2	LES TYPES DE DOCUMENTS	9
1.3	SYNOPTIQUE DE L'ORGANISATION GÉNÉRALE DES TEXTES	10
1.4	EXPLICATIONS RELATIVES À QUELQUES PRINCIPES POUR LES NOTATIONS LES PLUS COURANTES DU SYSTÈME EUROCODE	11
1.4.1	SYMBOLE PRINCIPAL	11
1.4.2	INDICES LES PLUS COURANTS	12
2	BASES DE CONCEPTION ET CALCUL	13
2.1	INTRODUCTION	13
2.2	ÉTATS LIMITES ULTIMES (ELU)	14
2.3	ÉTATS LIMITES DE SERVICE (ELS)	15
2.4	MÉTHODE AUX ÉTATS LIMITES	15
2.4.1	LES VALEURS CARACTÉRISTIQUES	15
2.4.2	LES COEFFICIENTS PARTIELS γ	16
2.4.3	LES COEFFICIENTS CORRECTEURS K_{MOD} ET K_{DEF}	16
2.5	CLASSES DE SERVICE	16
2.5.1	DÉFINITION DES CLASSES	16
2.5.2	CHOIX DE LA CLASSE	19
2.6	ACTIONS	19
2.7	DURÉE CUMULÉE DE CHARGEMENT	20
2.7.1	NOTION DE RUPTURE DIFFÉRÉE	20
2.7.2	CLASSE DE DURÉE CUMULÉE DE CHARGEMENT	20
2.8	CONCEPTION OU VÉRIFICATION ASSISTÉE PAR ESSAIS	21
3	MATÉRIAUX	23
3.1	GÉNÉRALITÉS	23
3.2	FACTEURS DE MODIFICATION DE RÉSISTANCE : K_{MOD}	23
3.3	COEFFICIENT DE DÉFORMATION : K_{DEF}	24
3.4	MATÉRIAUX À BASE DE BOIS	26
3.4.1	BOIS MASSIF ET BMR	26
3.4.2	BOIS LAMELLÉ-COLLÉ	28
3.4.3	LVL	29
3.4.4	PANNEAUX À BASE DE BOIS	29
3.4.5	VARIATIONS DIMENSIONNELLES	30
3.5	COLLES	30

4 DURABILITÉ	31
4.1 DURABILITÉ DES BOIS	31
4.1.1 ATTAQUES BIOLOGIQUES	32
4.1.2 SYNOPTIQUE DE LA DÉMARCHE « DURABILITÉ CONFÉRÉE »	33
4.1.3 SYNOPTIQUE DE LA DÉMARCHE « DURABILITÉ NATURELLE »	34
4.2 DURABILITÉ DES MÉTAUX	35
5 ACTIONS SUR LES STRUCTURES	36
5.1 GÉNÉRALITÉS	36
5.2 ACTIONS PERMANENTES	36
5.2.1 REPRÉSENTATION DE L'ACTION	36
5.2.2 MATÉRIAUX DE CONSTRUCTION	37
5.2.3 CLOISONS LÉGÈRES	38
5.3 ACTIONS VARIABLES D'EXPLOITATION	38
5.3.1 ACTIONS D'EXPLOITATION SUR LES PLANCHERS	38
5.3.2 ACTIONS D'ENTRETIEN SUR LES TOITURES	41
5.3.3 ACTIONS HORIZONTALES SUR LES MURS ET LES GARDE-CORPS	42
5.3.4 AUTRES ACTIONS D'EXPLOITATION	42
5.4 ACTION DE LA NEIGE	42
5.4.1 DÉTERMINATION DE LA CHARGE DE NEIGE AU SOL	43
5.4.2 PRISE EN COMPTE DE LA TOITURE	44
5.4.3 PRISE EN COMPTE DES EFFETS LOCAUX	52
5.4.4 CALCUL DES CHARGES DE NEIGE	54
5.4.5 DURÉE DE RÉFÉRENCE DU PROJET	54
5.5 ACTIONS DES EFFETS DU VENT	55
5.5.1 VITESSE DE RÉFÉRENCE	55
5.5.2 CATÉGORIE DE RUGOSITÉ	56
5.5.3 OROGRAPHIE DU TERRAIN	57
5.5.4 PRESSION DYNAMIQUE DE POINTE $Q_p(z)$	58
5.5.5 PRISE EN COMPTE DE LA HAUTEUR DU BÂTIMENT ET DES CONSTRUCTIONS ENVIRONNANTES	58
5.5.6 TERRAIN PLAT	61
5.5.7 OROGRAPHIE MARQUÉE	61
5.5.8 OROGRAPHIE CONSTITUÉE D'OBSTACLES DE HAUTEURS ET DE FORMES VARIÉES	64
5.5.9 COEFFICIENTS DE PRESSION EXTÉRIEURE SUR LES PAROIS VERTICALES (HORS MURS ISOLÉS)	67
5.5.10 COEFFICIENTS DE PRESSION EXTÉRIEURE SUR LES TOITURES	69
5.5.11 COEFFICIENT DE PRESSION INTÉRIEURE	76
5.5.12 CALCUL DE L'ACTION DU VENT SUR LA STRUCTURE	77
5.5.13 AUTRES REPRÉSENTATIONS DE L'ACTION DU VENT SUR LA STRUCTURE	77
6 COMBINAISONS D'ACTIONS	78
6.1 PRINCIPE GÉNÉRAL	78
6.2 VALEURS DES ACTIONS DANS LES COMBINAISONS	78
6.3 ÉTATS LIMITES ULTIMES	79
6.4 ÉTATS LIMITES DE SERVICE	80
6.4.1 COMBINAISONS ELS POUR LA DÉTERMINATION DES DÉFORMATIONS DE SERVICE	80
6.4.2 COMBINAISONS ELS POUR LA DÉTERMINATION DES DÉFORMATIONS FINALES	80
6.5 EXEMPLE	81

7	VÉRIFICATION AUX ÉTATS LIMITES ULTIMES	85
7.1	VALEUR DE CALCUL D'UNE RÉSISTANCE	85
7.2	CALCUL DES CONTRAINTES ET VÉRIFICATIONS LOCALES	85
7.2.1	DÉFINITIONS	85
7.2.2	TRACTION PARALLÈLE AU FIL	85
7.2.3	TRACTION PERPENDICULAIRE	86
7.2.4	COMPRESSION PARALLÈLE AU FIL DU BOIS	86
7.2.5	COMPRESSION PERPENDICULAIRE AU FIL	86
7.2.6	COMPRESSION SELON UN ANGLE	90
7.2.7	FLEXION	90
7.2.8	SOLLICITATIONS COMBINÉES	91
7.2.9	TORSION	91
7.2.10	CISAILLEMENT D'EFFORT TRANCHANT	92
7.3	STABILITÉ DES ÉLÉMENTS	93
7.3.1	RISQUE DE FLAMBEMENT DES ÉLÉMENTS COMPRIMÉS (AVEC OU SANS FLEXION COMBINÉE)	93
7.3.2	RISQUE DE DÉVERSEMENT DES ÉLÉMENTS FLÉCHIS (AVEC OU SANS COMPRESSION COMBINÉE)	94
7.3.3	PIÈCES COMPOSITES À ASSEMBLAGES MÉCANIQUES	96
7.4	VÉRIFICATION DES ÉLÉMENTS DE STABILISATION INTERNES	97
7.4.1	TOLÉRANCE DE RECTITUDE DES ÉLÉMENTS À STABILISER	97
7.4.2	VÉRIFICATION DES ANTI-FLAMBEMENTS	97
7.4.3	VÉRIFICATION DES ANTI-DÉVERSEMENTS	98
7.5	OUVRAGES DE STABILISATION GÉNÉRALE	99
7.5.1	STABILITÉ	99
7.5.2	GÉNÉRALITÉS SUR LE CONTREVENTEMENT	100
7.5.3	CONTREVENTEMENTS TRIANGULÉS	103
7.5.4	ASSEMBLAGES	105
7.5.5	VÉRIFICATION DES SYSTÈMES DE CONTREVENTEMENT GÉNÉRAL	107
7.5.6	DIAPHRAGMES	108
8	VÉRIFICATION AUX ÉTATS LIMITES DE SERVICE	109
8.1	GÉNÉRALITÉS	109
8.2	LE GLISSEMENT DES ASSEMBLAGES	109
8.3	CALCUL DES FLÈCHES DES ÉLÉMENTS	109
8.4	DÉFORMATIONS LIMITES	110
8.4.1	DÉFORMATIONS VERTICALES	110
8.4.2	DÉFORMATIONS HORIZONTALES	111
8.5	VÉRIFICATIONS SUPPLÉMENTAIRES POUR LES PLANCHERS	111
9	SITUATIONS ACCIDENTELLES	113
9.1	SITUATION INCENDIE	113
9.1.1	INTRODUCTION	113
9.1.2	BASES DU CALCUL	113
9.1.3	ACTION DU FEU – GÉNÉRALITÉS	115
9.1.4	MÉTHODE DE LA SECTION RÉDUITE	116
9.1.5	RÈGLES SIMPLIFIÉES	118
9.1.6	RÈGLES COMPLÉMENTAIRES POUR LES PROTECTIONS	118
9.1.7	EXEMPLE : VÉRIFICATION D'UNE SOLIVE	119
9.2	SITUATION SISMIQUE	120
9.2.1	INTRODUCTION	120
9.2.2	RISQUE ET ACTION SISMIQUES	120
9.2.3	UN CALCUL DYNAMIQUE OU UN CALCUL SIMPLIFIÉ	126
9.2.4	COMBINAISONS SISMIQUES	132

9.2.5	ORGANIGRAMME DE VÉRIFICATION	134
9.2.6	RECOMMANDATIONS COMPLÉMENTAIRES	136
9.2.7	GLOSSAIRE	136
10	ÉLÉMENTS MIXTES	137
10.1	GÉNÉRALITÉS	137
10.2	ÉLÉMENTS STRUCTURAUX SOUS-TENDUS	137
10.3	COMPOSANTS À SECTIONS COMPOSITES	139
10.3.1	EXEMPLE	141
11	GÉNÉRALITÉS SUR L'ANALYSE DE STRUCTURE	143
11.1	MODÉLISATION DES STRUCTURES	143
11.1.1	LES VARIATIONS DIMENSIONNELLES	143
11.1.2	LA TRACTION TRANSVERSALE	143
11.1.3	DÉFORMATION, FLUAGE	144
11.1.4	LES GLISSEMENTS D'ASSEMBLAGES	144
11.2	GRANDS DÉPLACEMENTS ET COMPORTEMENTS NON LINÉAIRES	144
11.2.1	SINGULARITÉS DE COMPORTEMENT GÉOMÉTRIQUE DU MODÈLE – GRANDS DÉPLACEMENTS	144
11.2.2	NON LINÉARITÉ DE COMPORTEMENT INSTANTANÉ DES COMPOSANTS	146
11.3	LES APPUIS	147
11.4	MODÈLES DE CALCULS HYPERSTATIQUES	147
11.4.1	GÉNÉRALITÉS	147
11.4.2	INCIDENCE DES RAIDEURS SUR LA RÉPARTITION DES EFFORTS	148
11.5	ARCS ET PORTIQUES	149
11.6	STRUCTURES PLANES ASSEMBLÉES	149
11.7	PRISE EN COMPTE DES DÉFORMATIONS DUES À L'EFFORT TRANCHANT	149
11.8	STRUCTURES TRIDIMENSIONNELLES	150
11.9	EFFET SYSTÈME	151
12	LOGIGRAMMES	152
12.1	LOGIGRAMME ELU POUR UNE STRUCTURE	152
12.2	LOGIGRAMME ELS POUR UNE STRUCTURE	153
12.3	LOGIGRAMME VENT	154
12.4	LOGIGRAMME NEIGE	155
13	EXEMPLES DE COMBINAISONS	156
13.1	COMBINAISONS D' ACTIONS ELU (STR/GEO)	156
13.2	CAS DES TOITURES	156
13.3	CAS DES PLANCHERS	157
13.4	COMBINAISONS D' ACTIONS ELS	157
13.4.1	DÉTERMINATION DE $U_{INST}(Q)$ - COMBINAISON CARACTÉRISTIQUE AVEC E_{MOYEN}	157
13.4.2	DÉTERMINATION DE $U_{INST}(G, Q)$ - COMBINAISON CARACTÉRISTIQUE AVEC E_{MOYEN}	158
13.4.3	DÉTERMINATION DE U_{CREEP} - COMBINAISON QUASI-PERMANENTE AVEC E_{MOYEN} / K_{DEF}	158

1 GÉNÉRALITÉS

1.1 Présentation

Le présent manuel fait partie d'une collection de 7 ouvrages destinés aux concepteurs et calculateurs d'ouvrages courants de bâtiments à structures en bois. Quelques spécificités territoriales tiennent au fait qu'il est tenu compte d'adaptations nationales autorisées par le système des EUROCODES et définies dans les ANNEXES NATIONALES des différents Eurocodes concernés.

Le présent document ne tient pas compte du dernier amendement de l'Eurocode 5 NF EN 1995-1-1/A1 et son annexe nationale encore en cours de rédaction.

Ces ouvrages ont pour objet de faciliter la compréhension et l'application pratique des méthodes édictées par l'Eurocode 5 et son Annexe Nationale dans leurs principes et clauses générales, et dans les 5 domaines technologiques et professionnels particuliers que constituent :

- la charpente traditionnelle,
- la charpente en bois lamellé-collé,
- la charpente industrialisée,
- la construction à ossature bois,
- les poutres composites à base de bois.

Ils sont complétés par deux ouvrages transversaux :

- le tronc commun,
- les assemblages.

Un ouvrage destiné à la justification des éléments simples est également disponible :

- le manuel simplifié.

Ces ouvrages ne se substituent nullement aux EUROCODES et leurs Annexes Nationales, dont la consultation s'avérera nécessaire. L'ensemble est composé d'un Tronc Commun définissant la démarche générale applicable aux structures bois et, pour chaque domaine spécifique, d'un manuel d'application complété par des exemples de calcul sur des structures représentatives. Ces ouvrages prennent en compte les informations indispensables fournies par les Eurocodes, mais il pourra être nécessaire de se reporter pour certains cas particuliers à ces documents. Aussi, l'utilisation de ce manuel ne dispense pas de la possession des EUROCODES, leurs annexes nationales et normes concernées qui constituent les documents normatifs de référence.

1.2 Organisation des textes européens et nationaux

1.2.1 Organisation générale

L'historique des Eurocodes peut être synthétisé en quelques dates :

- 1971 : Directive Marchés Publics de Travaux
- 1976 : Lancement Rédaction des Eurocodes
- 1980 : Mise à l'enquête des premières versions
- 1989 : Directive Produits de Construction
- 1990 : Ouverture d'un mandat au CEN et transfert des Eurocodes en ENV
- 1998 : Transfert et révisions des ENV en normes européens EN
- 2006/2007 : Achèvement des versions EN et NF EN

Pour l'ensemble des Eurocodes, on retrouvera un schéma identique avec des textes européens dans lesquels un certain nombre de clauses est soumis à un choix national que l'on retrouve dans les annexes

nationales. On note que l'on peut également trouver des clauses complémentaires dans les annexes nationales.

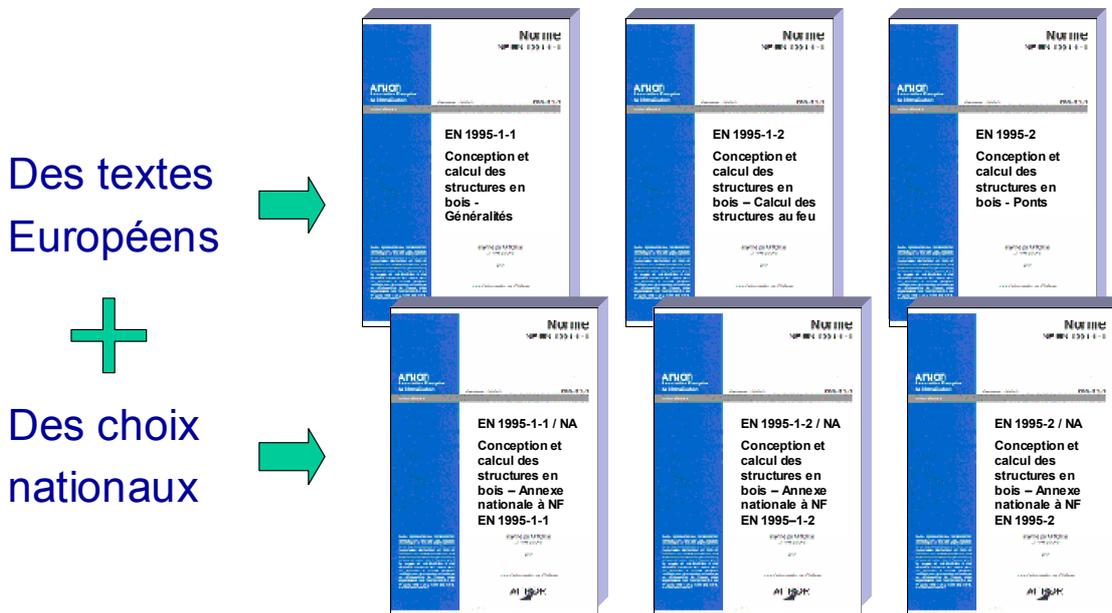


Figure 1-1 : Exemple des documents Eurocode 5

On retrouvera l'architecture suivante :

- EN 1990 Eurocode 0 Bases de calcul des structures
- EN 1991 Eurocode 1 Actions sur les structures
- EN 1992 Eurocode 2 Calcul des structures en béton
- EN 1993 Eurocode 3 Calcul des structures en acier
- EN 1994 Eurocode 4 Calcul des structures mixtes acier - béton
- EN 1995 Eurocode 5 Calcul des structures en bois
- EN 1996 Eurocode 6 Calcul des structures en maçonnerie
- EN 1997 Eurocode 7 Calcul géotechnique
- EN 1998 Eurocode 8 Calcul des structures pour leur résistance aux séismes
- EN 1999 Eurocode 9 Calcul des structures en alliage d'aluminium

Pour les structures en bois, nous aurons besoin de :

Document	But
Eurocode 0	Combinaisons d'actions
Eurocode 1-1-1	Poids propres et charges imposées
Eurocode 1-1-3	Actions de la neige
Eurocode 1-1-4	Actions du vent
Eurocode 5-1-1	Vérification à froid des structures bois
Eurocode 5-1-2	Vérification au feu des structures bois
Eurocode 5-2	Vérification des ponts en structure bois
Eurocode 8	Actions dues aux séismes
Annexes Nationales de chaque document	Choix et critères pour la France

1.2.2 Les types de documents

Euro-Normes (EN xxxxx) :

Normes européennes de définitions, de calcul, d'essais, de spécifications et de produits

Normes européennes harmonisées :

Normes de produits, (souvent dérivées d'une EN existante), garantissant la compatibilité d'un produit avec les exigences essentielles imposées par la DPC et permettant le marquage CE

NF-EN xxxxx :

Normes françaises transposées d'Euro-Normes

NF xx xxx :

Normes françaises à caractère national spécifique, permises par le système des Euro-Normes (par exemple, la NF B 52-001 pour le classement visuel des bois français)

ATE (Agréments Techniques Européens) :

Agréments individuels de produits ne faisant pas l'objet d'une Euro-Norme et permettant (après obtention d'une attestation de conformité) le marquage CE

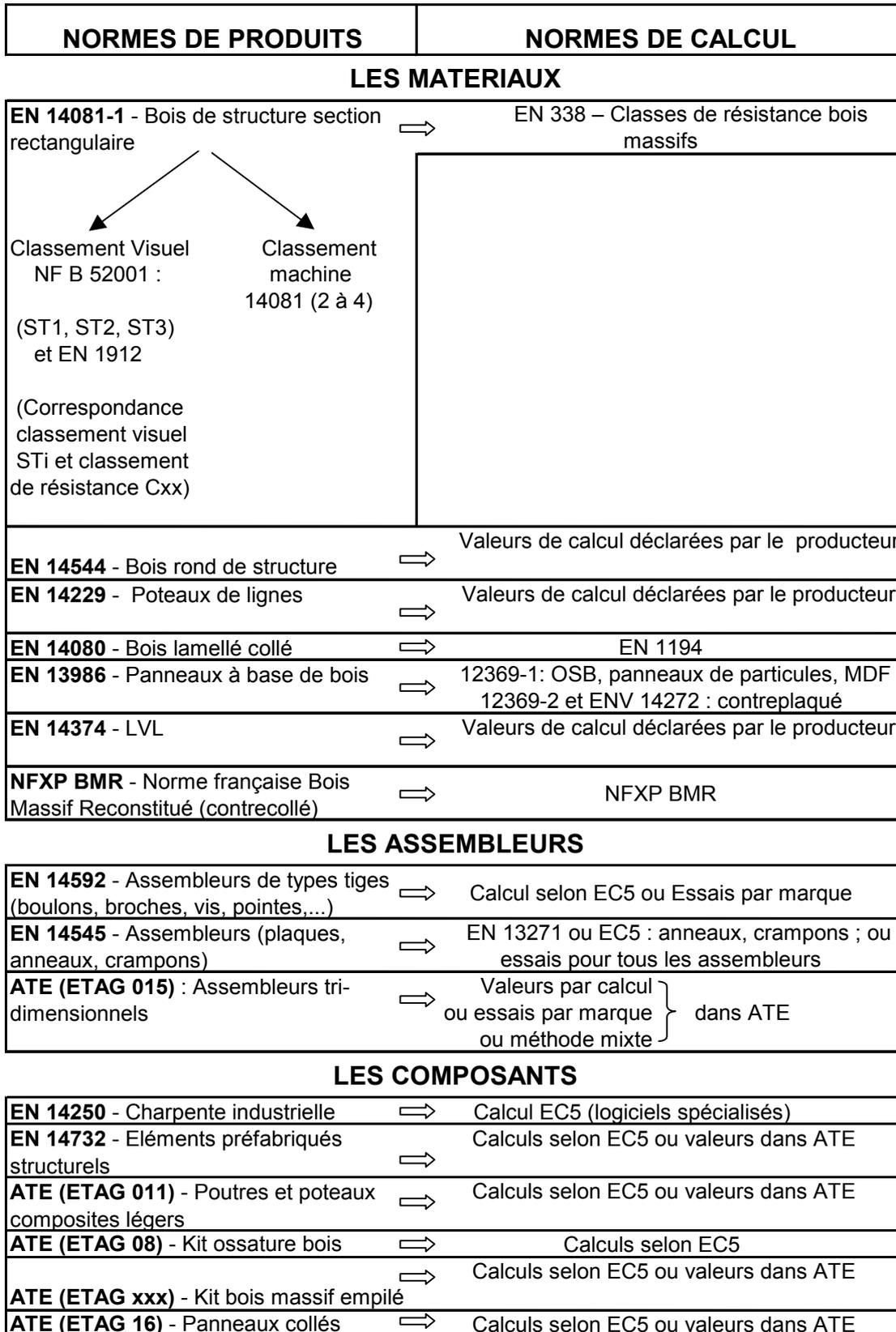
ETAG :

Guide tenant lieu de référence pour un type de produit ne faisant pas l'objet d'une Euro-Norme, et fixant les règles d'établissement d'un ATE. Pour les produits ne relevant d'aucune Norme ou ETAG, un ATE peut néanmoins être établi grâce à une procédure "CUAP" (Common Understanding Approval Procedure).

DTA (Document Technique d'Application) :

Document supplémentaire proposé par le CSTB pour traiter de mise en œuvre en France d'un produit sous ATE

1.3 Synoptique de l'organisation générale des textes



1.4 Explications relatives à quelques principes pour les notations les plus courantes du système EUROCODE

D'une manière générale, les notations utilisées dans les Eurocodes suivent un schéma identique. Le symbole principal désigne la grandeur et les indices précisent la nature, l'orientation et le type.

1.4.1 Symbole principal

Lorsqu'une grandeur désigne une sollicitation ou une résistance en termes d'effort, celle-ci sera représentée par une majuscule.

Lorsqu'une grandeur désigne une sollicitation en termes de contrainte, celle-ci sera représentée par σ .

Lorsqu'une grandeur désigne une résistance en termes de contrainte, celle-ci sera représentée par f .

A	surfaces de contact ou aires de sections droites
E	sollicitation agissante (sans précision)
F	sollicitation agissante
R	capacité résistante
σ	contraintes appliquées
f	résistances (en termes de contrainte)
N	effort normal
M	moments
V	effort tranchant (ou volume)
E	module d'élasticité
G	module de cisaillement
K	module de glissement d'un assembleur (K_{ser} pour ELS, K_u pour ELU),
k	coefficients correcteurs
d	diamètre
a, b, h, l	cotes diverses (selon contexte et indices)
r	rayon
u	déplacement calculé
w	déplacement limite
ρ	masse volumique
λ	élancement
α	angle
δ	flèche (au sens général de l'EN 1990)

γ coefficients partiels

1.4.2 Indices les plus courants

Les indices précisent la nature, l'orientation et le type d'une grandeur.

d valeur de calcul de la grandeur considérée

mean valeur moyenne de la grandeur

0,05 valeur caractéristique de la grandeur (à 5 % d'exclusion inférieure)

k valeur caractéristique de la grandeur

x, y, z axe de référence de la grandeur orientée

c compression (après F, σ ou f)

t traction (après F, σ ou f)

m flexion (après F, σ ou f)

v cisaillement (après F, σ ou f)

0 et 90 indiquent une grandeur parallèle ou perpendiculaire au sens du fil du bois

Exemples :

$f_{m,y,d}$ valeur de calcul de la résistance en flexion (en termes de contrainte) selon l'axe d'inertie $y'y$ de la section, pour le matériau utilisé

$f_{v,k}$ valeur caractéristique de la résistance en cisaillement (en termes de contrainte) pour le matériau utilisé

$f_{t,90,k}$ valeur caractéristique de la résistance en traction perpendiculaire (en termes de contrainte) pour le matériau utilisé

$\sigma_{c,0,d}$ contrainte appliquée de calcul en compression axiale dans l'élément

$N_{c,d}$ effort normal de compression dans la section

M_d moment de flexion dans l'élément

$F_{v,Rk}$ résistance caractéristique d'un assemblage en cisaillement

2 BASES DE CONCEPTION ET CALCUL

2.1 Introduction

La fiabilité structurale couvre diverses exigences : la sécurité structurale, l'aptitude au service, la tenue aux influences de l'environnement et la robustesse (situations accidentelles). La sécurité structurale est l'aptitude d'une structure à assurer la sécurité des personnes à l'égard des risques d'origine structurale. La durabilité structurale est l'aptitude d'une structure à rester fiable pendant une durée d'utilisation conventionnelle. Pour satisfaire ces exigences essentielles, la conception selon les Eurocodes est basée sur différentes hypothèses :

- La conception et l'exécution du projet de structure sont réalisées par des personnes compétentes ;
- Les matériaux et produits de construction sont utilisés de la manière spécifiée dans l'EN 1990, dans les EN 1991 à EN 1999, ou dans les normes d'exécution appropriées, ou dans les spécifications citées en référence pour les matériaux ou produits ;
- La structure bénéficiera de la maintenance adéquate ;
- L'utilisation de la structure sera conforme aux hypothèses admises dans le projet.

Dans ce contexte, deux types d'états limites sont retenus :

- Les **États Limites Ultimes** qui sont les états associés aux différentes formes de défaillance structurale. Ils visent à satisfaire à la sécurité des personnes et des biens par la vérification de la résistance de la structure vis-à-vis des sollicitations.
- Les **États Limites de Service** qui correspondent à des conditions de fonctionnement des ouvrages et de confort des usagers. Ils visent à satisfaire les exigences d'aptitude au service spécifiées par la vérification notamment des déformations de la structure.

Ces notions d'états limites sont associées à celles de durée de référence du projet et de durabilité. Comme l'illustre la **Figure 2-1**, les principaux facteurs pour une durabilité adéquate sont :

- le choix du système structural et les dispositions constructives,
- les influences escomptées de l'environnement,
- la composition, les propriétés et les performances des matériaux et des produits,
- la qualité de la mise en œuvre et le niveau de contrôle,
- la maintenance escomptée pendant la durée de vie de l'ouvrage.

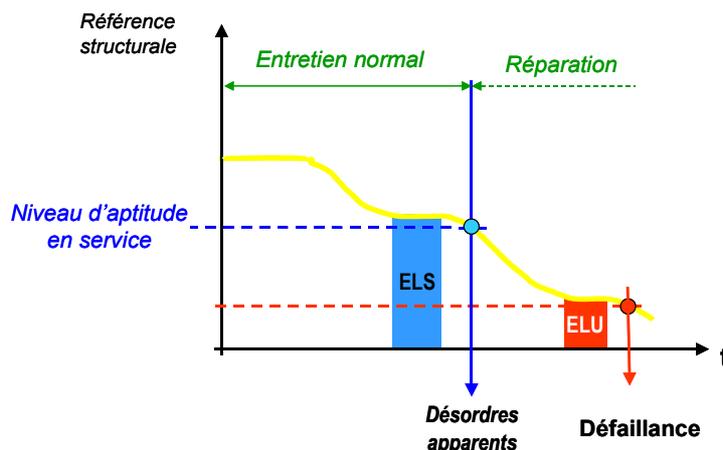


Figure 2-1 : Évolution des performances structurales pendant la durée de référence T

L'objectif de cette approche est donc de "serrer au plus près" la réalité, au prix de calculs plus nuancés, précis et complets, de manière à optimiser les dimensions et le fonctionnement des ouvrages, sans dépenses inutiles de matière.

En ce sens, cette approche s'oppose à la méthode dite des "contraintes admissibles" (telle que celle des Règles CB71) qui était fondée sur un coefficient de sécurité global, unique, englobant tous les aléas relatifs aux variations des valeurs des charges et des résistances de matériaux autour de leurs valeurs (nominales ou moyennes).

Par cette approche, la fiabilité des ouvrages est assurée avec une probabilité de ruine P_f en couvrant les incertitudes des données de base (actions, matériaux), les imprécisions de calculs et les imperfections de réalisation.

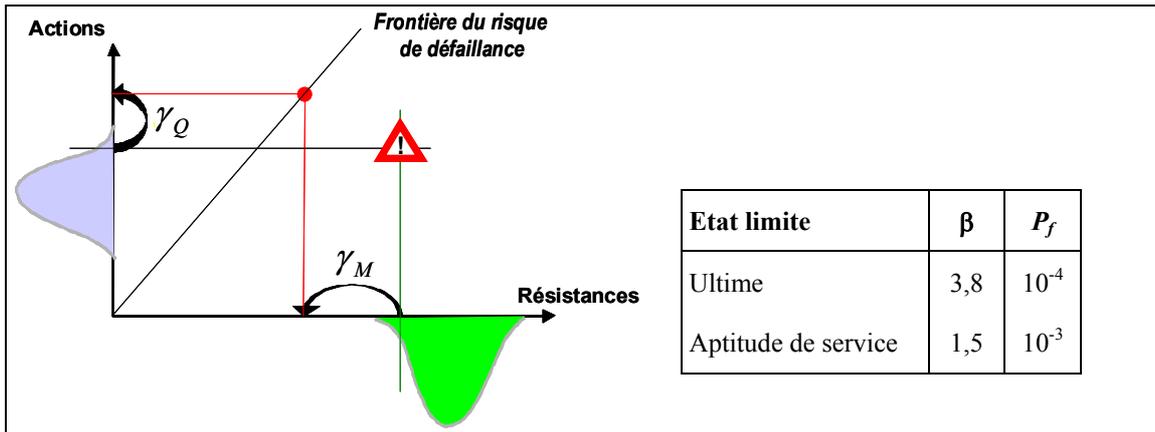


Figure 2-2 : Indice de fiabilité (β) et probabilité de ruine (P_f) pour T=50 ans

Les justifications doivent considérer les différentes situations de projet suivantes :

- **Transitoire** : situation faisant référence à des conditions temporaires de la structure, de son utilisation ou de son exposition, par exemple en cours d'exécution ou de réparation,
- **Durable** : conditions normales d'utilisation,
- **Accidentelle** : incendie, chocs, sismique ou toutes conditions exceptionnelles.

2.2 États Limites Ultimes (ELU)

Pour chaque situation de projet, quatre états limites ultimes sont définis. Cependant, tous n'ont pas lieu d'être vérifiés pour les structures bois courantes :

- **EQU** : Vérification de l'équilibre statique de la structure ou d'une partie quelconque de celle-ci, en considérant un mouvement de corps rigide ;
- **STR** : Vérification de la résistance interne de la structure ou de composants structuraux. Cet état est conditionné par les propriétés des matériaux de construction ;
- **GEO** : Vérification du risque de défaillance ou déformation excessive du sol ;
- **FAT** : Vérification du risque de défaillance de la structure ou d'éléments structuraux due à la fatigue.

NF EN 1990

Pour les structures bois courantes, seul l'ELU - STR sera nécessaire dans la majorité des projets. On envisagera éventuellement l'ELU – EQU pour les situations transitoires (par exemple, un portique levé non encore contreventé).

Les états limites ultimes GEO et FAT sont sans objet pour la quasi-totalité des structures bois courantes, quelle que soit la situation de projet.

2.3 États Limites de Service (ELS)

En l'absence de spécifications particulières, deux états limites de service sont précisés :

- **DEF** – Vérification des déformations des composants horizontaux ou verticaux,
- **VIB** – Vérification de la vibration des planchers bois.

NF EN 1990

La vérification des déformations porte à la fois sur les déformations finales qui tiennent compte de toutes les actions sur la structure (permanentes et variables) et le fluage induit, mais aussi sur les déformations « en service » qui correspondent aux déformations instantanées de la structure soumise aux actions variables seules (hors charges permanentes). Il y aura donc deux exigences qui sont présentées plus loin.

Pour la vérification des déformations, c'est-à-dire la vérification de l'ELS – DEF, il existe 3 types de déformations limites au sens de l'EN 1990 :

- $\delta_{lim,1}$ limite de déformation imposée par les annexes nationales EN 1995-1-1/NA,
- $\delta_{lim,2}$ limite de déformation imposée par les éléments de second œuvre, les DTU, les avis techniques... Dans ce cas, l'annexe nationale française NF EN 1995-1-1/NA donne la méthode de calcul de la déformation à vérifier,
- $\delta_{lim,3}$ limite de déformation imposée par le maître d'ouvrage.

Note :

Dans l'EN 1995, les déformations limites sont désignées par la lettre w . Les déformations calculées sont en général notées u .

2.4 Méthode aux États Limites

Les Eurocodes utilisent une méthode aux états limites simplifiée qui se caractérise par :

- Les valeurs caractéristiques
- Les coefficients partiels γ
- Les coefficients correcteurs k_{mod} et k_{def}
- Les actions et les combinaisons d'actions

2.4.1 Les valeurs caractéristiques

2.4.1.1 Les actions

Les actions sont prises en compte par le fractile à 95 % de leurs valeurs présentant une probabilité restreinte d'être dépassée de 2 % par an pendant la durée de vie (de référence) de l'ouvrage. En d'autres termes, pendant la durée de vie de référence de l'ouvrage, une action sera à 95 % du temps en dessous de la valeur caractéristique et 5 % du temps au-dessus. La probabilité que ce dépassement intervienne est de 2 % par an.

Il n'existe donc plus de notion de charges climatiques normales et extrêmes ; la valeur caractéristique étant déjà une sorte de valeur maximale statistique. On notera cependant qu'il existera une charge de neige exceptionnelle dans certaines zones qui sera traitée comme une situation accidentelle.

2.4.1.2 Les résistances

Les résistances sont introduites par le fractile à 5 % des valeurs de résistances présentant une probabilité restreinte d'être inférieure pendant la durée de vie (de référence) de l'ouvrage. En d'autres termes, pour chaque classe mécanique des matériaux, toutes les résistances réelles des éléments ont chacune 95 % de chance d'être supérieure à la valeur caractéristique et 5 % d'être inférieure. La probabilité d'avoir une valeur de résistance inférieure à la valeur caractéristique étant non nulle, le rôle des coefficients partiels et de modification est de ramener cette valeur caractéristique à une valeur de calcul (le pendant de la contrainte admissible au sens des règles CB71) utilisée pour la vérification de l'Etat Limite Ultime STR.

2.4.2 Les coefficients partiels γ

Pour les situations de projet et tous les cas de charge appropriés, le calcul aux états limites se base sur la méthode des coefficients partiels. Généralement majorants pour les valeurs représentatives des actions, qu'il s'agisse de charges permanentes (coefficient γ_G) ou variables (coefficient γ_Q) et généralement minorants pour les résistances des composants (coefficient sur les matériaux γ_M).

2.4.3 Les coefficients correcteurs k_{mod} et k_{def}

Les coefficients correcteurs dépendent du matériau et des conditions particulières d'exploitation de l'ouvrage. Dans le cas du bois, le principe retenu est que ses propriétés mécaniques dépendent :

- de l'humidité ambiante définie par 3 classes de service,
- de la durée cumulée d'application des charges définie par 5 classes de durée cumulée de chargement.

La combinaison de ces deux facteurs, associée au matériau, détermine un coefficient de modification (k_{mod}) des résistances (ou contraintes) caractéristiques. Parallèlement, un coefficient de déformation (k_{def}), correspondant au phénomène de fluage, est défini en fonction de la classe de service et du matériau.

2.5 Classes de service

2.5.1 Définition des classes

Classe de service 1 : classe de service 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 pendant quelques semaines au cours de l'année (pour la plupart des bois résineux, la classe de service 1 correspond à une humidité moyenne d'équilibre inférieure ou égale à 12 %).

NF EN 1995
2.3.1.3

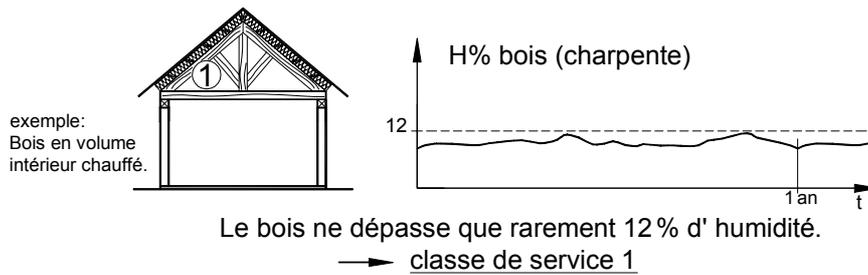
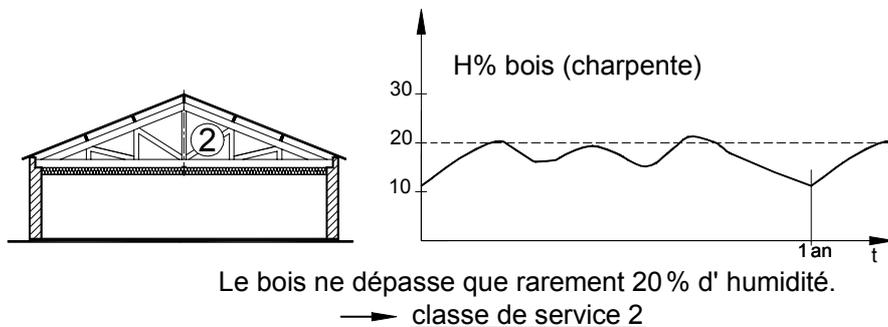


Figure 2-3 : Exemple de classe de service 1

Classe de service 2 : classe de service 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 pendant quelques semaines au cours de l'année (pour la plupart des bois résineux, la classe de service 2 correspond à une humidité moyenne d'équilibre inférieure ou égale à 20 %).



NF EN 1995
2.3.1.3

Figure 2-4 : Exemple de classe de service 2

Remarque :

En fonction des régions, la classe de service pour une même structure peut être différente. Par exemple, les combles perdus de la **Figure 2-4** seront en classe de service 2 dans le nord de la France mais en classe de service 1 dans le sud-est.

Classe de service 3 : classe de service caractérisée par des conditions climatiques conduisant à des humidités plus élevées (les structures abritées ne pourraient être considérées en classe 3 que dans des cas exceptionnels).

NF EN 1995
2.3.1.3

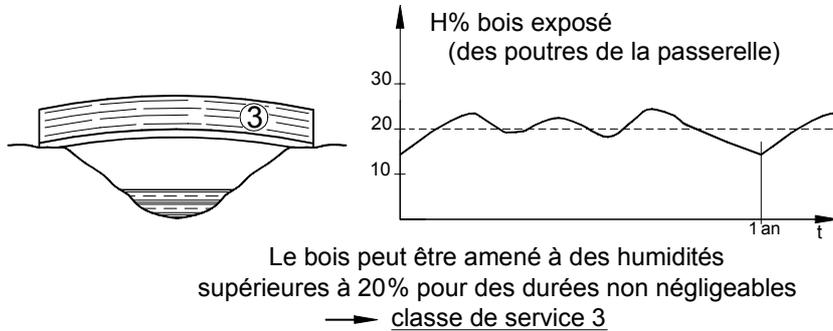


Figure 2-5 : Exemple de classe de service 3

En tenant compte des conditions climatiques et en référence aux clauses 2.3.1.3 (2) ; (3) et (4) de l'EN 1995-1-1, on pourra affecter les structures aux classes de services conformément aux recommandations suivantes :

- **Classe de service 1** : Structure intérieure en milieu sec : l'humidité moyenne est stabilisée de 7 à 13 % d'humidité
- **Classe de service 2** : Charpente abritée soumise à variations hygrométriques, murs à ossature bois... : l'humidité moyenne est stabilisée de 13 à 20 % d'humidité
- **Classe de service 3** : Au-delà.

NF EN
1995/NA

Note :

Pour les bâtiments dont l'humidité moyenne stabilisée est inférieure à 7 % il conviendra de mener une étude particulière.

2.5.2 Choix de la classe

Pour faire un choix de classe de service, on peut utiliser les deux cartes suivantes qui indiquent les ambiances extrêmes moyennes en France métropolitaine :

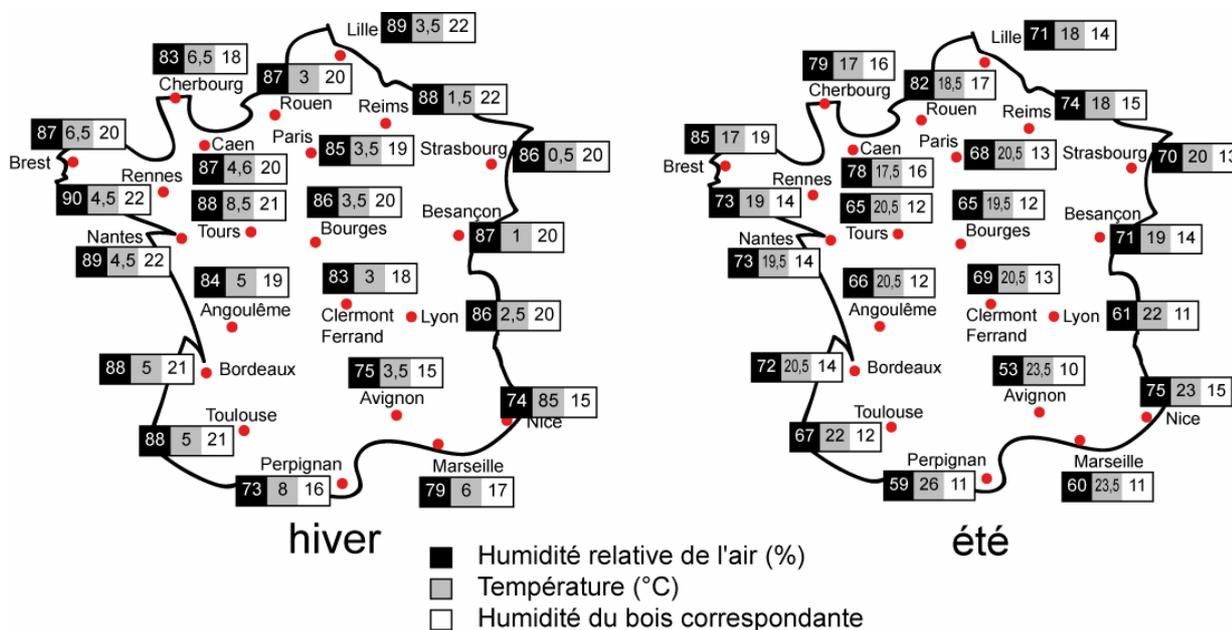


Figure 2-6 : Humidité et température moyennes de l'air - Humidité d'équilibre du bois

On prend alors comme humidité relative d'équilibre moyenne du bois, la moyenne des deux valeurs été – hiver.

Note :

Cette approche ne concerne pas un usage en intérieur chauffé.

2.6 Actions

Les actions sur les structures sont prises en compte par une multiplicité de combinaisons d'actions pour chaque état limite. Pour les calculs courants, trois types d'actions ou d'effets d'actions sont définis selon leurs variations d'intensité dans l'espace et avec le temps :

- les **actions permanentes** comme le poids propre des éléments de construction, noté G_k , ou des équipements fixes, noté P_k
- les **actions variables** comme les charges d'exploitation, notées Q_k , de la neige, notées S_k , ou des effets du vent, notées W_k
- les **actions accidentelles** comme la neige exceptionnelle, notée S_{Ad} , les effets d'un séisme, notés A_d

2.7 Durée cumulée de chargement

2.7.1 Notion de rupture différée

Lorsqu'un matériau est maintenu dans un certain état de contrainte, des phénomènes mécano-physiques induisent une rupture différée à plus ou moins longue échéance.

Par exemple, une poutre en bois lamellé-collé chargée en flexion pure à 100 % de sa contrainte à rupture cassera immédiatement. Cette même poutre chargée à 75 % maintenu cassera peut-être dans 6 mois seulement, à 35 % dans 50 ans et à 10 % dans plusieurs siècles ! Le tout pouvant varier en fonction de l'ambiance climatique, c'est-à-dire de la classe de service et du matériau.

Dans les règles CB71, les contraintes admissibles étaient définies comme les contraintes moyennes à la rupture divisées par un coefficient de sécurité forfaitaire de 2,75. De fait, les structures étaient justifiées avec un niveau de contraintes maximum de l'ordre de 35 %, ce qui assure la durée de vie attendue du bâtiment courant de 50 ans. Cependant, ce niveau de charge n'étant que la valeur maximale utilisée pour la justification, il n'est pas maintenu durant toute la vie du bâtiment qui aura alors une durée de vie bien supérieure.

L'idéal serait donc de faire varier le niveau de sécurité en fonction du type d'action appliquée à la structure. On s'accordera plus de sécurité sur les actions permanentes, puisque l'état de contraintes induit est maintenu sur la vie entière du bâtiment, que sur les actions de courte durée (vent par exemple), puisque le niveau de contrainte induit ne dure pas.

L'Eurocode 5 exploite cette possibilité en introduisant un coefficient de modification des résistances caractéristiques défini notamment en fonction de classes de durée cumulée de chargement des actions.

2.7.2 Classe de durée cumulée de chargement

La durée cumulée d'un chargement correspond à une estimation de la durée cumulée pendant laquelle une action est à sa valeur caractéristique. Il s'agit donc de traduire sur la durée de vie du bâtiment (50 ans pour les ouvrages courants) la période pendant laquelle une action est effectivement à son niveau maximum statistique.

Si l'on prend l'exemple de la neige à une altitude inférieure à 1000 m, il est évident que sur la durée de vie attendue d'un bâtiment courant, soit 50 ans, il y aura effectivement bien plus d'une semaine de neige. Mais statistiquement, cette charge de neige n'atteindra la valeur caractéristique pas plus d'une semaine en temps cumulé.

Cinq classes de durée cumulée de chargement ont été définies pour lesquelles les actions courantes ont été affectées par l'annexe nationale de EN 1995-1-1 :

Classe de durée cumulée de chargement	Ordre de grandeur de durée cumulée de chargement	Exemples de chargement
Permanent	plus de 10 ans	poids propre
Long terme	de 6 mois à 10 ans	Stockage Equipements fixes
Moyen terme	d'une semaine à 6 mois	charge d'occupation neige $A \geq 1000$ m
Court terme	moins d'une semaine	Neige $A < 1000$ m Charges d'entretien
Instantané	-	Neige exceptionnelle Vent Actions accidentelles

NF EN
1995/NA

Tableau 2-1 : Classes de durée de chargement

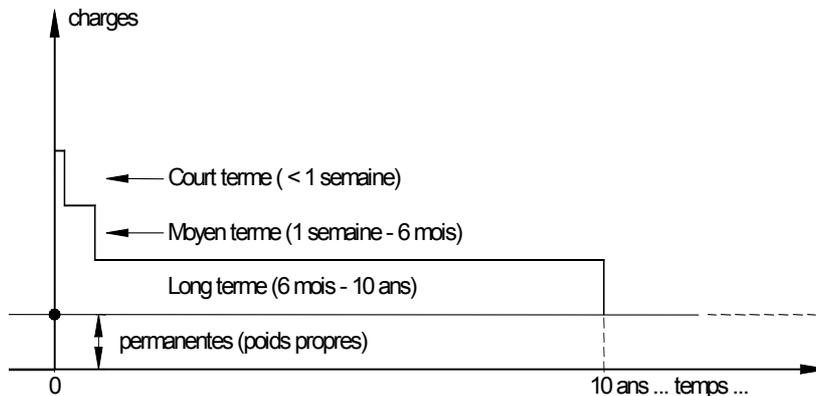


Figure 2-7 : Classes de durée de chargement

2.8 Conception ou vérification assistée par essais

Cette approche permet de valider un modèle de calcul et de vérifier la véracité d'hypothèses prises lors de la conception. Le déroulement des essais et leur interprétation doivent se faire conformément à EN 1990 (voir annexe D). Les valeurs de conception devront être conservatrices pour pouvoir répondre aux critères d'acceptation et atteindre le niveau de la fiabilité exigé pour la situation appropriée. L'incertitude statistique due à un nombre limité de résultats d'essai sera prise en considération, notamment lors de la détermination de valeurs caractéristiques à partir des essais qui fait appel à EN 14358. Des facteurs partiels comparables à ceux utilisés dans EN 1990 doivent être employés.

Une expérimentation peut être entreprise lorsque :

- les modèles de calcul ne sont pas suffisants pour étudier une structure ou un élément particulier,
- les modèles de calcul sont suffisants pour étudier une structure ou un élément particulier mais on désire optimiser les valeurs,
- les modèles de calcul développés doivent être validés pour étudier une structure ou un élément particulier,
- contractuellement, le maître d'ouvrage demande une validation par essais.

On notera également le cas particulier où la résistance d'une structure en service est discutée et qu'il est nécessaire de procéder à une vérification de son comportement réel.

3 MATÉRIAUX

3.1 Généralités

On considère que la relation entre contrainte et déformation est linéaire jusqu'à la rupture du matériau.

Les paramètres de résistance et de rigidité doivent être déterminés :

- soit sur la base d'essais,
- soit sur la base de comparaison avec des essences et classes de bois similaires ou de matériaux à base de bois,
- soit par des relations bien connues entre les différentes propriétés.

Pour une justification des structures en bois utilisant des matériaux courants, l'ensemble des propriétés mécaniques est donné, en fonction de la classe mécanique, dans les normes harmonisées correspondantes (voir plus loin).

De plus, selon l'approche Eurocode 5, les modifications des propriétés du matériau dépendent de l'humidité et de la durée cumulée de chargement. Ceci est pris en compte par les facteurs de modification et de déformation.

Pour la vérification des États Limites Ultimes (résistance), on obtiendra la valeur de calcul f_d à partir de la valeur caractéristique de résistance f_k par :

$$f_d = \frac{k_{\text{mod}} \cdot f_k}{\gamma_M}$$

Le coefficient k_{def} permettra quant à lui de calculer le fluage lors de la détermination de la déformation finale d'un élément pour la justification aux États Limites de Service.

3.2 Facteurs de modification de résistance : k_{mod}

En raison de l'influence notable de la durée d'une sollicitation sur la contrainte de rupture d'une pièce à base de bois, il était nécessaire, dans le contexte d'une méthode de dimensionnement aux états limites, de classifier les durées de chargement caractéristiques des combinaisons à effectuer, de manière à pouvoir leur attribuer des coefficients correcteurs adéquats.

Bien que l'influence est variable en fonction du type de sollicitation (cisaillement longitudinal et traction transversale plus sensibles que les contraintes normales axiales par exemple), c'est un système unique de coefficients applicables à toutes les sollicitations qui a été retenu, par simplification.

En fonction de la classe de service et de la durée cumulée de chargement attendue, on module donc la résistance du matériau en utilisant le facteur de modification k_{mod} dont les valeurs sont données dans le tableau suivant pour chaque matériau et par classe de service.

Dans le cas où la structure est soumise à une combinaison d'actions appartenant à différentes classes de durée de chargement, on utilise pour k_{mod} la valeur qui correspond à l'action ayant la plus courte durée de chargement de la combinaison considérée. En effet, le niveau de sollicitation atteint par cette combinaison ne dure que le temps où toutes les actions agissent, c'est-à-dire la durée de la plus courte.

NF EN 1995
3.1.4 (1)
Tableau 3.1

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

Tableau 3-1 : Valeurs des k_{mod}

3.3 Coefficient de déformation : k_{def}

L'humidité en service (et sa variation) intervient dans la génération du fluage des éléments en bois ou à base de bois.

Bien que le niveau de contrainte ait également une influence, l'Eurocode 5, par simplification, ne considère que deux paramètres pour le choix de la valeur du coefficient de déformation :

- le matériau
- la classe de service

En fonction de ces deux paramètres, on modulera la déformation finale de la structure en utilisant le facteur de déformation k_{def} dont les valeurs sont données directement dans le tableau ci-après.

Note :

Son utilisation est présentée plus loin.

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

Tableau 3-2 : Valeurs de k_{def}

De plus, sachant que le phénomène de fluage est amplifié lorsque le bois sèche sous contraintes, le coefficient de déformation k_{def} devra être majoré de 1,00 pour les éléments mis en œuvre très humides.

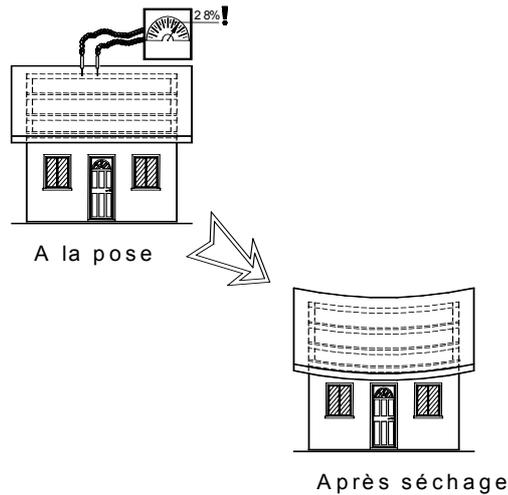


Figure 3-1 : Prise en compte de l'humidité et de la durée de chargement

La limite d'humidité à considérer est donnée dans l'annexe nationale française. Au moment de la rédaction de ce document, la valeur est fixée à 20 % HR mais pourrait être portée à 22 % HR. On consultera donc la NF EN 1995-1-1.

3.4 Matériaux à base de bois

3.4.1 Bois massif et BMR

Les éléments de bois massif de section rectangulaire doivent être conformes à EN 14081-1 (permettant le marquage CE). Les éléments de bois massif de section circulaire doivent être conformes à EN 14544. Les aboutages doivent être conformes à EN 385.

Pour une justification conforme à EN 1995-1-1, les valeurs de résistance et de rigidité sont données, pour du bois massif de section rectangulaire dans la norme EN 338, en fonction de classes mécaniques de résistance.

La norme EN 336 définit les dimensions et les écarts admissibles pour le bois massif. Quelle que soit la section transversale de chaque pièce, les épaisseurs et largeurs corrigées ne peuvent dépasser les dimensions cibles suivantes :

- Classe de tolérance 1 :
 - épaisseurs et largeurs ≤ 100 mm : - 1 à + 3 mm
 - épaisseurs et largeurs > 100 mm : - 2 à + 4 mm
- Classe de tolérance 2 :
 - épaisseurs et largeurs ≤ 100 mm : - 1 à + 1 mm
 - épaisseurs et largeurs > 100 mm : - 1,5 à + 1,5 mm

Les écarts de longueur négatifs ne sont pas admis.

Selon l'Eurocode 5, l'humidité de référence pour les propriétés mécaniques est 12 % HR. Pour le bois massif, les dimensions pour le calcul des contraintes doivent être rapportées à cette humidité de référence quelle que soit la classe de service visée. Le coefficient de correction est de 0,25 % par % d'humidité.

En plus des modifications liées aux classes de service et classes de durée de chargement, il peut être considéré l'effet de la dimension des éléments sur la résistance. Cet effet d'échelle, introduit par l'application du coefficient k_h , est pris en compte pour les sections inférieures à une section de référence. Pour le bois massif ou le bois massif reconstitué (BMR) de section rectangulaire dont la masse volumique caractéristique $\rho_k \leq 700$ kg/m³, la hauteur de référence en flexion ou la largeur de traction est 150 mm. Pour les hauteurs en flexion ou les largeurs de traction inférieures, les valeurs caractéristiques de flexion $f_{m,k}$ et de traction axiale $f_{t,0,k}$ peuvent être augmentées du facteur k_h suivant :

$$k_h = \min \left\{ \left(\frac{150}{h} \right)^{0,2}, 1,3 \right\}$$

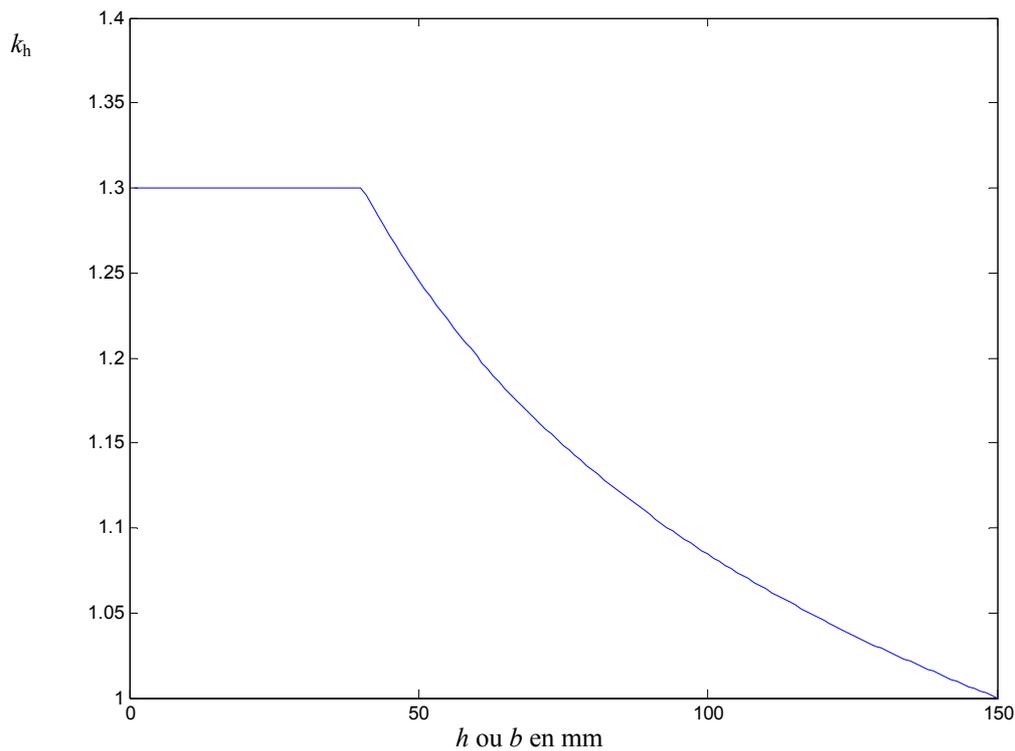
où

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

Note :

On entend par largeur de traction, la plus grande des deux dimensions de la section tendue.

<p>NF EN 1995 3.2 (3) Equation 3.1</p>
--

Figure 3-2 : Valeur de k_h

Conformément à la norme NF EN 338, les tableaux suivants donnent les valeurs caractéristiques de résistance pour les principales classes mécaniques de bois massif utilisé en structure :

Essence	Résineux			Feuillus
	C18	C24	C30	D30
Classe mécanique				
Résistances caractéristiques en N/mm²				
Flexion	18	24	30	30
Traction axiale	11	14	18	18
Traction transversale	0,5	0,5	0,6	0,6
Compression axiale	18	21	23	23
Compression transversale	2,2	2,5	2,7	8
Cisaillement	2	2,5	3	3
Modules en kN/mm²				
Module moyen d'élasticité axiale	9	11	12	10
Module caractéristique d'élasticité axiale	6	7,4	8	8
Module moyen d'élasticité transversale	0,3	0,37	0,4	0,64
Module moyen de cisaillement	0,56	0,69	0,75	0,60
Masse volumique en kg/m³				
Masse volumique caractéristique	320	350	380	530
Masse volumique moyenne	380	420	460	640

Tableau 3-3 : Caractéristiques mécaniques des bois massifs selon EN 338

3.4.2 Bois lamellé-collé

Les éléments de bois lamellé-collé de section rectangulaire doivent être conformes à EN 14080 (marquage CE). Les valeurs de résistance et de rigidité sont données, pour du bois lamellé-collé de section rectangulaire, dans la norme EN 1194 en fonction de classes mécaniques de résistance.

En plus des modifications liées aux classes de service et classes de durée de chargement, il peut être considéré l'effet de la dimension des éléments sur la résistance. Cet effet d'échelle, introduit par l'application du coefficient k_h , est pris en compte pour les sections inférieures à une section de référence. Pour le bois lamellé-collé de section rectangulaire, la hauteur de référence en flexion ou la largeur de traction est 600 mm. Pour les hauteurs en flexion ou les largeurs de traction inférieures, les valeurs caractéristiques de flexion $f_{m,k}$ et de traction axiale $f_{t,0,k}$ peuvent être augmentées du facteur k_h suivant :

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

où

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

Note :

On entend par largeur de traction, la plus grande des deux dimensions de la section tendue.

On différencie le bois lamellé-collé homogène, noté GLxxh, dont toutes les lamelles sont issues de bois massif de la même classe mécanique, du bois lamellé-collé panaché (ou composé), noté GLxxc, dont les lamelles extérieures et intérieures peuvent être de classes mécaniques différentes. Conformément à la norme NF EN 1194, les tableaux suivants donnent les valeurs caractéristiques de résistance pour les principales classes mécaniques utilisées en structure :

Classe mécanique	GL24h	GL28h
Résistances caractéristiques en N/mm²		
Flexion	24	28
Traction axiale	16,5	19,5
Traction transversale	0,4	0,45
Compression axiale	24	26,5
Compression transversale	2,7	3
Cisaillement	2,7	3,2
Modules en N/mm²		
Module moyen d'élasticité axiale	11 600	12 600
Module caractéristique d'élasticité axiale	9 400	10 200
Module moyen d'élasticité transversale	390	420
Module moyen de cisaillement	720	780
Masse volumique en kg/m³		
Masse volumique caractéristique	380	410
Masse volumique moyenne	460	500

Tableau 3-4 : Caractéristiques mécaniques des bois lamellés- collés selon EN 1194

Remarque :

Lorsque, au niveau d'un assemblage, la direction du fil du bois change, les aboutages de grande dimension conformes aux exigences de EN 387 ne doivent pas être utilisés pour des éléments en classe de service 3.

NF EN 1995
3.3 (3)
Equation 3.2

3.4.3 LVL

Les éléments de LVL doivent être conformes à EN 14374. Les valeurs de résistance et de rigidité sont données par le fabricant.

En plus des modifications liées aux classes de service et classes de durée de chargement, on doit considérer l'effet de la dimension des éléments sur la résistance. Cet effet d'échelle, introduit par l'application du coefficient k_h , est pris en compte pour les dimensions différentes à une dimension de référence.

En ce qui concerne la flexion, la hauteur de référence est 300 mm. Pour les hauteurs différentes, la résistance caractéristique en flexion $f_{m,k}$ doit être corrigée par le facteur k_h suivant :

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

NF EN 1995
3.4 (3)
Equation 3.3

où
 h est la hauteur en mm.

En ce qui concerne la traction, la longueur de référence est 3000 mm. Pour les longueurs différentes, la résistance caractéristique en traction axiale $f_{t,0,k}$ doit être corrigée par le facteur k_h suivant :

$$k_h = \min \left\{ \left(\frac{3000}{l} \right)^{s/2}, 1,1 \right\}$$

NF EN 1995
3.4 (4)
Equation 3.4

où
 l est la longueur en mm.

s , l'exposant d'effet d'échelle pour le LVL, est déclaré par le fabricant conformément à la norme EN 14374.

Remarque :

Lorsque, au niveau d'un assemblage, la direction du fil du bois change, les aboutages de grande dimension conformes aux exigences de EN 387 ne doivent pas être utilisés pour des éléments en classe de service 3.

3.4.4 Panneaux à base de bois

Les panneaux à base de bois doivent être conformes à la norme EN 13986 (marquage CE). Dans le cas particulier de l'utilisation de LVL sous forme de panneaux, celui-ci doit être conforme à la norme EN 14279.

Les valeurs de résistance et de rigidité sont données, pour les panneaux d'OSB, de particules et de fibres, dans la norme EN 12369-1. Pour les panneaux de contreplaqué, les valeurs de résistance et de rigidité sont données par le fabricant.

Remarque :

On limite l'utilisation des panneaux tendres conformes à la norme EN 622-4 au contreventement. De plus, leur dimensionnement doit faire appel à des essais.

3.4.5 Variations dimensionnelles

Les variations dimensionnelles peuvent entraîner des modifications dans le fonctionnement de la structure. A défaut de pouvoir les maîtriser, il faut en tenir compte dans la conception. Par exemple :

- prévoir du jeu dans les assemblages à emboîtement,
- ne pas brider les poutres de grande hauteur.

3.5 Colles

Les colles à usage structural utilisées pour la mise en œuvre d'assemblages ne doivent pas constituer un point faible. La résistance et la durabilité des assemblages collés doivent être telles que l'intégrité du joint de collage est maintenue dans la classe de service considérée tout au long de la durée de vie attendue de la structure.

Les colles qui sont conformes aux spécifications de Type I données dans EN 301 peuvent être utilisées dans toutes les classes de service. Par contre, on limite l'usage des colles qui sont conformes aux spécifications de Type II aux classes de service 1 ou 2.

De plus, compte tenu de l'affaiblissement des performances mécaniques des colles sous température élevée, on exclut les expositions prolongées aux températures supérieures à 50 °C.

4 DURABILITÉ

La conception des ouvrages doit permettre d'assurer le maintien des caractéristiques mécaniques et physiques de leurs composants (bois ou métal) et ce, pendant la durée de vie attendue de l'ouvrage. Pour cela l'attention doit être portée sur les choix des matériaux et des éventuels traitements associés ainsi que sur les dispositions constructives.

4.1 Durabilité des bois

Par sa nature, le bois est particulièrement sensible aux variations hygrométriques ambiantes. Pour une température et une hygrométrie données, il existe un état d'équilibre correspondant dit équilibre hygrosopique. Cet équilibre est quasiment le même pour toutes les essences usuellement utilisées en construction.

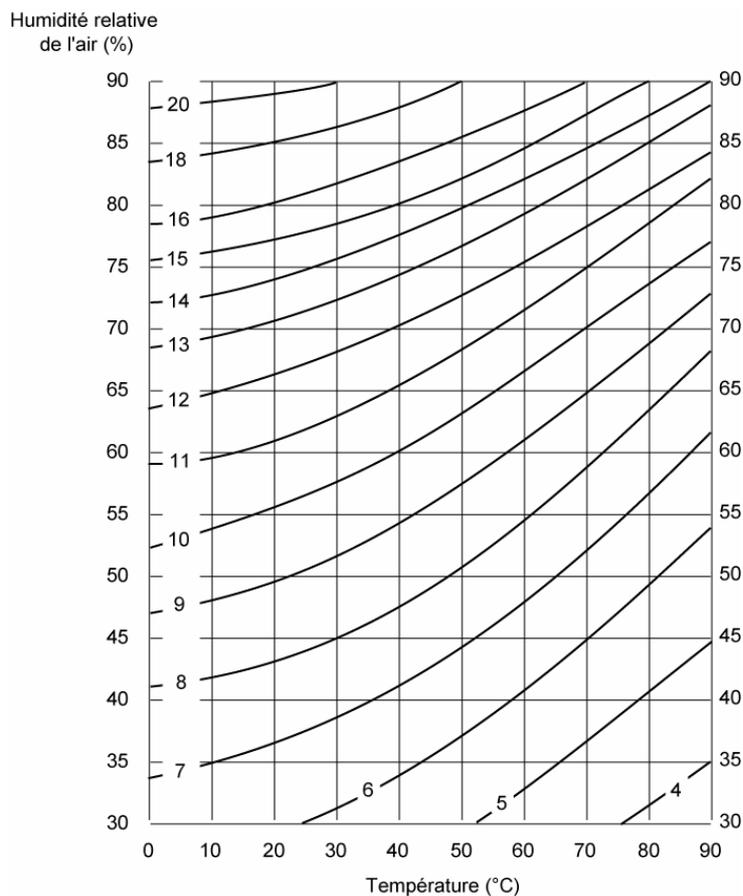


Figure 4-1 : Humidité d'équilibre du bois

Les variations de cet équilibre ont principalement pour conséquences :

- des variations dimensionnelles,
- le développement possible d'attaques biologiques (insectes xylophages et champignons lignivores).

Ces deux points peuvent avoir une incidence sur la durabilité de l'ouvrage et le territoire français étant riche de nombreuses situations où température et hygrométrie varient selon les saisons, il convient d'avoir présent à l'esprit cette variété de situations possibles (*voir carte dans le chapitre 2 - Bases de conception et de calcul*).

4.1.1 Attaques biologiques

Compte tenu de leurs propres caractéristiques, les essences utilisables en structure répondent différemment vis-à-vis de ces risques d'attaques. Dans la recherche de durabilité, il faut prendre en compte les caractéristiques de l'**aubier** et du **bois parfait** :

- **L'aubier** est la zone extérieure de l'arbre, physiologiquement active au moment de l'abattage, riche en éléments nutritifs et sujette aux attaques d'insectes ou de champignons,
- **Le bois parfait** est la zone intérieure de l'arbre, physiologiquement inactive à l'abattage, chargée en tanins et en résine. Il peut être **duraminisé**, c'est-à-dire qu'il se distingue visuellement de l'aubier.

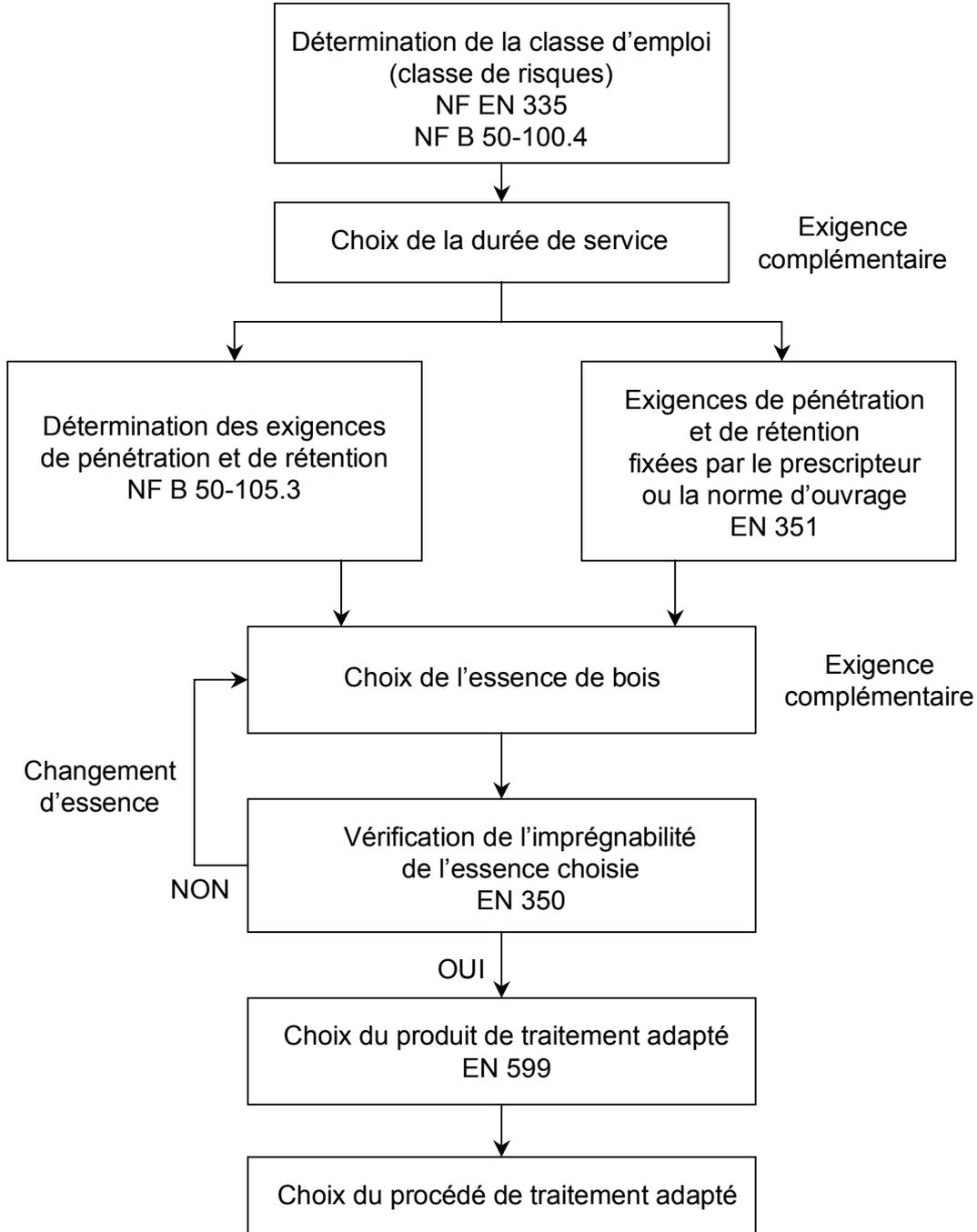
Les bois duraminisés sont généralement peu imprégnables mais résistants. Leurs aubiers sont peu résistants mais imprégnables. Les bois parfaits non duraminisés sont généralement peu résistants.

Cette démarche est parfaitement encadrée par la normalisation. Ainsi pour un élément considéré, on suivra la logique suivante :

1. déterminer la classe d'emploi de l'élément considéré (selon EN 335-1) et choisir une essence de bois,
2. pour cette essence, vérifier :
 - si l'essence est suffisamment durable sans traitement (selon EN 350 et EN 460),
 - dans le cas contraire si elle est imprégnable (selon EN 350),
 - si nécessaire et si possible, choisir le traitement et son mode d'application (selon EN 599 et EN 351).

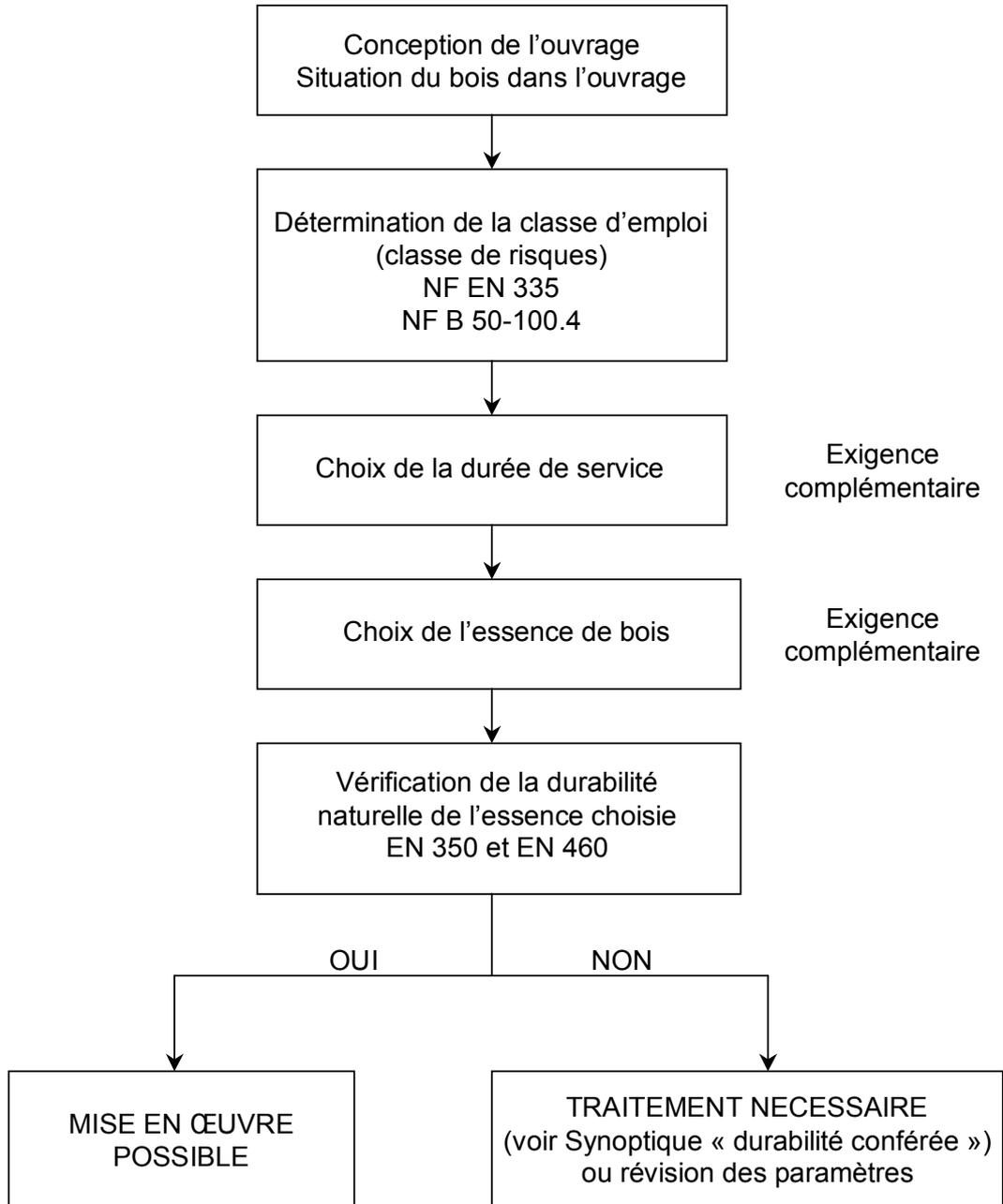
4.1.2 Synoptique de la démarche « durabilité conférée »

Synoptique de la démarche « durabilité conférée »



4.1.3 Synoptique de la démarche « durabilité naturelle »

Synoptique de la démarche « durabilité naturelle »



4.2 Durabilité des métaux

Tous les éléments métalliques utilisés dans une structure bois (assemblages ou autres) doivent être anti-corrosion par nature ou protégés de la corrosion si nécessaire. Le tableau suivant présente des recommandations de protection pour les ouvrages ou éléments en résineux.

Assemblage	Classe de service **		
	1	2	3
Pointes et tire-fonds avec $\varnothing \leq 4$ mm	Rien	Fe/Zn 12c*	Fe/Zn 25c*
Boulons, broches, pointes et tire-fonds avec $\varnothing > 4$ mm	Rien	Rien	Fe/Zn 25c*
Agrafes	Fe/Zn 12c*	Fe/Zn 12c*	Acier inoxydable
Plaques métalliques embouties et plaques métalliques jusqu'à 3 mm d'épaisseur	Fe/Zn 12c*	Fe/Zn 12c*	Acier inoxydable
Plaques métalliques dont l'épaisseur est comprise entre 3 mm et 5 mm	Rien	Fe/Zn 12c*	Fe/Zn 25c*
Plaques métalliques d'épaisseur supérieure à 5 mm	Rien	Rien	Fe/Zn 25c*

* Si un revêtement par galvanisation à chaud est utilisé, il convient de remplacer Fe/Zn 12c par Z275 et Fe/Zn 25c par Z350 conformément à EN 10346

** Pour des conditions particulièrement corrosives, on utilise le Fe/Zn 40, un revêtement par galvanisation à chaud ou de l'acier inoxydable

Tableau 4-1 : Protection vis-à-vis de la corrosion

5 ACTIONS SUR LES STRUCTURES

5.1 Généralités

Selon le type de construction et de système porteur, il faut définir la nature des effets des actions qui est soit statique, soit dynamique (par exemple, support de machines-outils vibrantes). Il peut alors s'avérer qu'un modèle de calcul dynamique soit à utiliser pour analyser la réponse de la structure résultant du spectre des actions. Cette approche prend en compte la rigidité, la masse et les facteurs d'amortissement des éléments structuraux. Cependant, la composante dynamique de l'effet des actions est faible pour la plupart des projets. Un calcul statique est alors suffisant.

Dans ce contexte global, ce chapitre traite essentiellement des actions statiques directes correspondant aux forces extérieures appliquées. En complément, il peut être nécessaire de prendre en compte des actions indirectes dues à des déformations imposées telles que les tassements d'appuis, les variations dimensionnelles dues à l'humidité (bois) ou la température (métal). Un chapitre spécifique aborde les actions accidentelles telles que le séisme et le feu.

Le présent chapitre donne la démarche de calcul des actions sur la structure et la méthode de construction des combinaisons d'actions.

Pour les calculs courants, trois types d'actions ou d'effets d'actions sont définis selon leurs variations d'intensité dans l'espace et avec le temps :

- les **actions permanentes** comme le poids propre des éléments de construction, noté G_k , ou des équipements fixes, noté P_k
- les **actions variables** comme les charges d'exploitation, notées Q_k , de la neige, notées S_k , ou des effets du vent, notés W_k
- les **actions accidentelles** comme la neige exceptionnelle, notée S_{Ad} , les effets d'un séisme, notés A_d

5.2 Actions permanentes

5.2.1 Représentation de l'action

Les actions permanentes ont pour origine le poids propre des éléments structuraux et la masse de tous les composants supportés par ces éléments. Ces charges inertes comprennent les cloisons fixes, l'isolation, les revêtements, les éléments de finition ou les équipements fixes. Les valeurs de ces charges sont déterminées à partir des dimensions nominales des composants et de la masse volumique moyenne des matériaux constitutifs.

La valeur caractéristique G_k des actions permanentes est généralement égale à leur valeur moyenne. Cependant, dans certains cas, une action permanente peut être représentée par deux bornes (inférieure et supérieure) notées $G_{k,inf}$ et $G_{k,sup}$. Cette notation correspond :

- soit à l'effet favorable ($G_{k,inf}$) ou défavorable ($G_{k,sup}$) d'une action permanente constante. Par exemple, on utilise G_{sup} pour une combinaison avec des charges descendantes (neige seule sur une panne) et G_{inf} pour une combinaison avec des charges de soulèvement (vent en dépression seul sur une panne),
- soit aux bornes inférieure ($G_{k,inf}$) et supérieure ($G_{k,sup}$) d'une action permanente.

EN1990 – 6.3.2

EN1990 – 4.1.2

Ces valeurs sont à considérer si au cours du temps la variation est supérieure à 10 % (effet de l'eau dans les sols, une grande incertitude sur le type de couverture en phase d'avant-projet, ...) ou si la structure est très sensible aux variations de G_k (cas des ouvrages en béton précontraint). Dans ce cas, on doit utiliser la valeur la plus défavorable dans les combinaisons d'actions.

Dans la majorité des projets où les charges permanentes sont connues, une valeur unique G_k sera prise.

5.2.2 Matériaux de construction

Pour de nombreux produits de construction, le concepteur doit se référer aux poids donnés par le fabricant. Les tableaux suivants présentent des valeurs indicatives.

Désignation (dimensions en mm)		N/m ²				
		Résineux			Feuillus	
		C24	G_{inf}	G_{sup}	G_{inf}	G_{sup}
Solives	63x163 – entraxe 40 cm	130	90	180	200	300
	63x163 – entraxe 60 cm	90	60	120	130	200
	75x225 – entraxe 40 cm	210	150	300	330	500
	75x225 – entraxe 60 cm	140	100	200	220	330
Pannes	63x163 – entraxe 150 cm	40	15	30	35	55
	63x163 – entraxe 200 cm	30	10	20	25	40
	75x225 – entraxe 150 cm	60	20	40	45	70
	75x225 – entraxe 200 cm	40	15	30	35	55
Chevrons	63x75 – entraxe 60 cm	40	15	30	35	55
	80x100 – entraxe 60 cm	70	22	45	50	75
	100x120 – entraxe 60 cm	100	32	65	72	110
	40x225 – entraxe 60 cm	80	25	50	55	85

Tableau 5-1 : Charges permanentes indicatives pour les solives, pannes et chevrons

Désignation		N/m ²	
		G_{inf}	G_{sup}
Panneaux par cm d'épaisseur	Particules	80	
	OSB	70	
	Contreplaqué	50	
Plancher par cm d'épaisseur	Chape mortier de ciment	200	210
	Dalle flottante en béton y compris sous couche élastique	210	220
Plancher	Lames de 23 mm y compris lambourdes	240	320
Revêtement de sol	Grès cérame mince	200	250
	Sols minces textiles ou plastiques	50	90
	Parquets mosaïques	60	100
Plafonds	plaque de plâtre BA 13 avec rails	130	150

Tableau 5-2 : Charges permanentes indicatives pour parois horizontales

Désignation		N/m ²	
		G_{inf}	G_{sup}
Couverture métallique	Zinc ou inox (voligeage et tasseaux compris)	130	250
	Alu 8/10 (voligeage et tasseaux compris)	100	200
	Bac acier 75/100	70	80
Couverture en ardoise	Ardoises naturelles ordinaires (voligeage et lattis non compris)	200	350
Couverture en tuile	Tuiles mécaniques à emboîtement (liteaux compris)	450	500
	Tuiles plates (liteaux compris)	550	900
Couverture en fibre - ciment	Plaques « grandes ondes »	160	180
Isolation par cm d'épaisseur	Laine minérale à dérouler ou épandre	3	6
	Laine minérale rigide sous étanchéité	12	18
	Laine minérale semi-rigide	6	8

Tableau 5-3 : Valeurs indicatives de charges permanentes pour couvertures

Astuce :

Les charges relatives aux éléments structuraux sont assimilées à des actions uniformément réparties sur la surface du bâtiment. En prédimensionnement, une estimation peut être obtenue par la relation $G_k = (15+l)/100$ kN/m² (où l est la portée en mètres) pour les bâtiments résidentiels ou de bureaux dont la charge est uniformément répartie.

5.2.3 Cloisons légères

Pour les cloisons fixes légères (poids $P_k < 1$ kN/m² de mur) et d'une hauteur maximale de 4 mètres, il est généralement admis de les représenter par une charge permanente uniforme égale à $0,75P_k$ par m² de plancher à condition que cette charge soit inférieure à 40 % des actions d'exploitation.

Concernant les cloisons mobiles ou paysagères dont le poids propre est inférieur à 3kN/m, elles sont intégrées comme une action d'exploitation additionnelle $q_{k,part}$ à la charge d'exploitation avec une valeur égale à :

 EN1991-1-1
6.3.1.2

$$\text{poids propre de la cloison} \leq \begin{cases} 1,0 \text{ kN} / \text{m} \\ 2,0 \text{ kN} / \text{m} \\ 3,0 \text{ kN} / \text{m} \end{cases} \Rightarrow q_{k,add} = \begin{cases} 0,5 \text{ kN} / \text{m}^2 \\ 0,8 \text{ kN} / \text{m}^2 \\ 1,2 \text{ kN} / \text{m}^2 \end{cases}$$

Dans tous les autres cas de cloisons, le calcul doit être fait avec les charges linéiques réelles.

5.3 Actions variables d'exploitation

Les charges d'exploitation sont données dans NF EN 1991-1-1 et son annexe nationale française NF EN 1991-1-1/NA.

5.3.1 Actions d'exploitation sur les planchers

Pour les bâtiments, les actions d'exploitation correspondent à des charges mobiles (i.e. personnes, chariot de manutention) ou à des charges déplaçables (i.e. mobilier, cloisons paysagères, matières stockées).

Le calcul des composants de planchers prend en compte comme actions d'exploitation :

- des charges uniformément réparties q_k (kN/m²) avec une réduction possible en fonction de la surface chargée (coefficient α_A) ou du nombre d'étages (coefficient α_n) ;
- des charges concentrées Q_k (kN) **non cumulables avec d'autres actions variables** et s'appliquant sur un carré de 50 mm de coté.

Le **Tableau 5-4** présente la classification des surfaces chargées selon l'utilisation envisagée.

EN1991-1-1
6.3.1.1

Catégorie	Type d'utilisation	Exemple
A	Activités résidentielles	Appartements, chambres d'hôtel
B	Bureaux	Classes, salles d'opération en hôpital
C	C1 : Espaces équipés de tables	Écoles, cafés, restaurants, salles de banquet, salles de lecture, salles de réception
	C2 : Espaces équipés de sièges fixes	Églises, théâtres, cinémas, salles de conférence, salles de réunion ou d'attente
	C3 : Espaces ne présentant pas d'obstacles à la circulation des personnes	Salles d'exposition, accès des bâtiments publics, hôtels, hôpitaux, gares
	C4 : Espaces permettant des activités physiques	Dancings, salles de gymnastique, scènes
	C5 : Espaces susceptibles d'accueillir des foules	Salles de concert, salles de sport, terrasses et aires d'accès, quais de gare
D	D1 : Commerces de détail courants	Surfaces dans les galeries marchandes
	D2 : Grands magasins	
E	E1 : Aires de stockage	Archives, surfaces de stockage alimentaire
	E2 : Locaux à usage industriel	
F	Aires de circulation et stationnement pour véhicules légers : PTAC ≤ 30 kN et places assises ≤ 9	Garages, parcs de stationnement
G	Aires de circulation et stationnement pour véhicules à deux essieux et de poids moyen : $30 \text{ kN} < \text{PTAC} \leq 160 \text{ kN}$	Voies d'accès, zones de livraison, zones accessibles aux véhicules de lutte incendie
H	Toitures non accessibles sauf pour entretien	
I	Toitures accessibles	

Tableau 5-4 : Classification des surfaces chargées dans les bâtiments

Le **Tableau 5-5** donne les valeurs minimales des actions d'exploitation spécifiées dans l'annexe nationale française de NF EN 1991-1-1. Dans le cas des toitures accessibles (catégorie I), les actions sont établies conformément à la classification des surfaces définie pour les planchers en fonction de l'usage.

Annexe Nationale
EN1991-1-1 - 6.3.1.2

Catégorie	q_k (kN/m ²)	Q_k (kN)
A		
Général	1,5	2
Escaliers	2,5	2
Balcons	3,5	2
B	2,5	4
C1	2,5	3
C2	4	4
C3	4	4
C4	5	7
C5	5	4,5
D1	5	5
D2	5	7
E	6	7

Tableau 5-5 : Charges d'exploitation sur les planchers selon NF EN 1991-1-1/NA

Vis-à-vis des classes de durée cumulée de chargement de l'EN 1995-1-1, les charges réparties q_k sur les planchers correspondent à une classe de durée cumulée de chargement :

- de moyen terme pour les catégories A à D,
- de long terme pour la catégories E.

Pour les grandes surfaces (supérieures à 15 m²), il est possible de prendre en compte la présence de plus grandes surfaces « vides ». Par exemple, on peut considérer qu'une chambre contiendra toujours un lit et une commode qu'elle fasse 12 m² ou 18 m². De fait, la charge d'exploitation répartie équivalente peut être réduite pour la plus grande des deux pièces.

Cette minoration ne peut s'appliquer qu'aux catégories d'usage A, B, C3, D1 et F. Le coefficient de minoration α_A est défini par la relation :

$$\alpha_A = 0,77 + \frac{3,5}{A} \leq 1,0$$

Annexe Nationale
EN1991-1-1
6.3.1.2

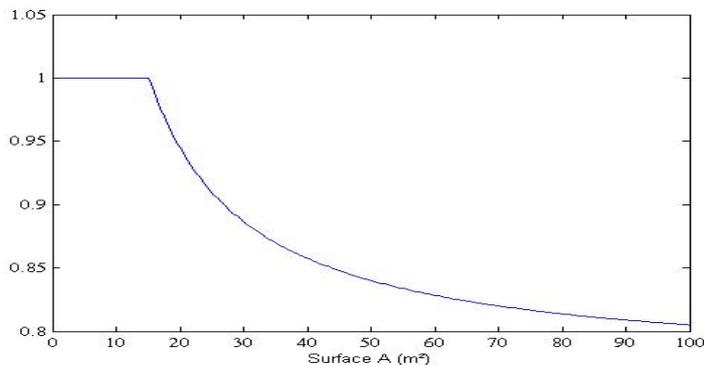


Figure 5-1 : Coefficient α_A en fonction de la surface A

De même, les éléments verticaux (murs et poteaux) sont dimensionnés vis-à-vis des charges d'exploitation transmises par les planchers et toitures. Si la charge d'exploitation constitue l'action variable de base, un coefficient de réduction α_n peut être appliqué pour les catégories A à D, selon le nombre n d'étages repris :

$$\alpha_n = 0,5 + \frac{1,36}{n} \leq 1,0 \text{ pour la catégorie A}$$

$$\alpha_n = 0,7 + \frac{0,8}{n} \leq 1,0 \text{ pour les catégories B et F}$$

Annexe Nationale
EN1991-1-1
6.3.1.2

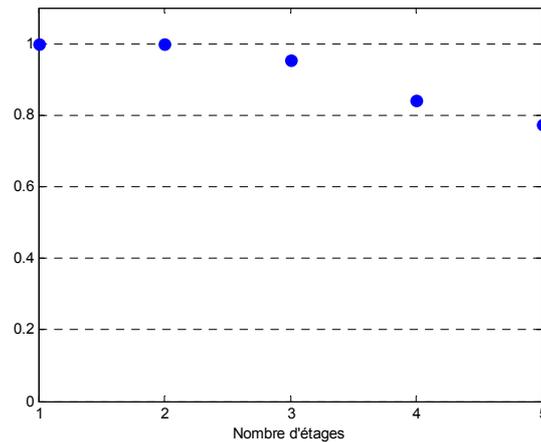


Figure 5-2 : Coefficient α_n en fonction du nombre d'étages

Note :

Ces deux coefficients de réduction α_n et α_A ne peuvent pas être utilisés en même temps.

5.3.2 Actions d'entretien sur les toitures

Pour les toitures, les actions d'entretien correspondent à des charges mobiles (i.e. personnes, matériels, matériaux).

Le calcul des composants structuraux de toitures prend en compte comme actions :

- des charges uniformément réparties q_k (kN/m²),
- des charges concentrées Q_k (kN) **non cumulables avec d'autres actions**.

Dans le cas des toitures accessibles (catégorie I), les actions sont établies conformément à la classification des surfaces définie pour les planchers en fonction de l'usage.

Annexe Nationale
EN1991-1-1
6.3.1.2

Dans le cas des toitures inaccessibles sauf pour entretien, le **Tableau 5-6** donne les valeurs minimales des actions d'entretien spécifiées dans l'annexe nationale française de NF EN 1991-1-1.

Catégorie H	q_k (kN/m ²)	Q_k (kN)
Toiture de pente inférieure à 15 % recevant une étanchéité	0,8	1,5
Autres toitures	0	1,5

Tableau 5-6 : Charges d'entretien sur les toitures selon NF EN 1991-1-1/NA

La charge répartie d'entretien ne doit s'appliquer que :

- sur une aire rectangulaire de 10 m², dont la forme et la localisation sont à choisir de la façon la plus défavorable pour la vérification à effectuer (sans toutefois que le rapport entre longueur et largeur dépasse la valeur 2),
- pour la justification des éléments structuraux de la toiture,
- seule sans prise en compte des charges de neige ou des actions du vent.

Vis-à-vis des classes de durée cumulée de chargement de l'EN 1995-1-1, les charges d'entretien sur les toitures correspondent à une classe de durée cumulée de chargement de court terme.

5.3.3 Actions horizontales sur les murs et les garde-corps

Des actions d'exploitation horizontales peuvent être à considérer sur les murs et les garde-corps. Définies dans le **Tableau 5-7**, ces actions de court terme s'appliquent à une hauteur inférieure à 1,2 m.

 Annexe Nationale
EN1991-1-1 - 6.4

Catégorie	A	B, C1	C2 à C4, D	C5	E
q_k (kN/m)	0,6	0,6	1,0	3,0	2,0

Tableau 5-7 : Actions d'exploitation horizontales sur les cloisons et garde-corps

5.3.4 Autres actions d'exploitation

On se reportera à NF EN 1991-1-1 et son annexe nationale NF EN 1991-1-1/NA pour les actions :

- des chariots élévateurs,
- des véhicules de transport,
- sur les garages et aires de circulation accessibles aux véhicules (hors ponts).

5.4 Action de la neige

La méthode de calcul de l'action de la neige sur les structures est donnée dans NF EN 1991-1-3 et son annexe nationale NF EN 1991-1-3/NA. Le domaine d'application de NF EN 1991-1-3 est limité à une altitude de 2000 m. Au-delà, les clauses techniques particulières du projet devront préciser les charges à considérer.

La classe de durée cumulée de chargement de l'action de la neige est :

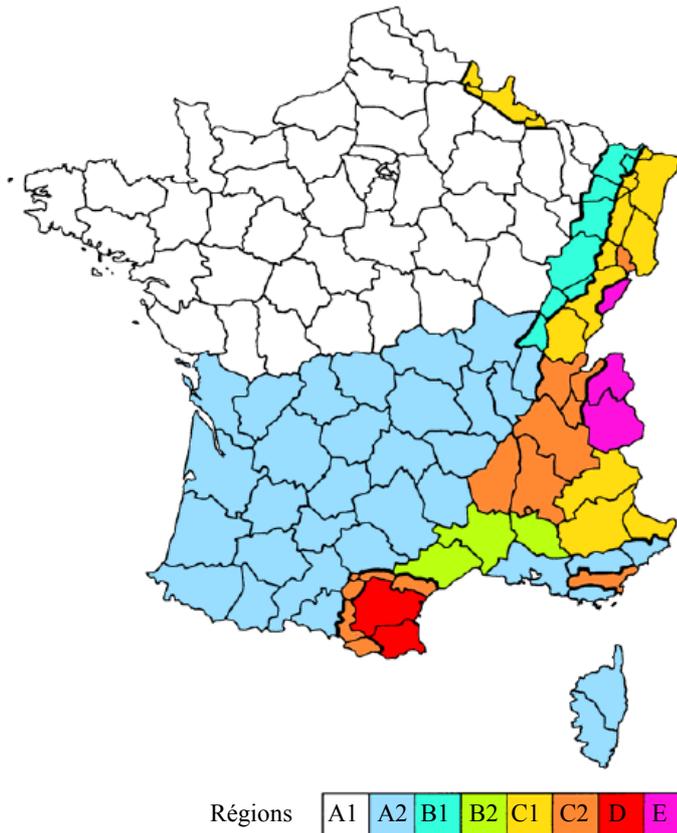
- court terme pour une altitude $A < 1000$ m,
- moyen terme pour une altitude $A \geq 1000$ m.

Le calcul de la charge de neige suit 3 étapes principales :

1. Détermination de la charge de neige au sol
2. Prise en compte de la toiture (coefficients de forme, accumulation, obstacles, etc ...)
3. Calcul de la charge de neige sur la toiture

5.4.1 Détermination de la charge de neige au sol

L'annexe nationale française NF EN 1991-1-3/NA donne la carte de neige définissant la valeur caractéristique de la charge de neige au sol $s_{k,0}$ à une altitude inférieure à 200 m et, le cas échéant, la valeur forfaitaire de la charge de neige exceptionnelle s_{Ad} indépendante de l'altitude.



Annexe Nationale
EN1991-1-3

Figure 5-3 : Régions de neige en France

Régions de neige	A1	A2	B1	B2	C1	C2	D	E
charge de neige caractéristique au sol $s_{k,0}$ (kN/m ²) à une altitude inférieure à 200 m	0,45	0,45	0,55	0,55	0,65	0,65	0,90	1,40
charge de neige exceptionnelle s_{Ad} (kN/m ²)	-	1,00	1,00	1,35	-	1,35	1,8	-

Tableau 5-8 : Valeur des charges de neige

On se reportera à l'annexe nationale NF EN 1991-1-3/NA pour le détail des affectations de région de neige par cantons.

La charge de neige caractéristique au sol $s_{k,0}$ (kN/m²) est donnée pour une altitude inférieure à 200 m. Pour établir la charge de neige caractéristique au sol pour l'altitude A du site du projet, notée s_k , on applique les majorations suivantes :

Altitude A (m)	Région	
	E	Autres
200 – 500	$1,5.A/1000 - 0,30$	$A/1000 - 0,20$
500 – 1000	$3,5.A/1000 - 0,13$	$1,5.A/1000 - 0,45$
1000 – 2000	$7.A/1000 - 0,48$	$3,5.A/100 - 2,45$

Tableau 5-9 : Variation de la neige caractéristique selon l'altitude

5.4.2 Prise en compte de la toiture

5.4.2.1 Expression générale

Les charges de neige de calcul à projeter sur la toiture sont définies par :

- S_d en situation normale : $S_d = \mu_i C_e C_t s_k + s_1$
- S_{Ad} en situation accidentelle : $S_{Ad} = \mu_i C_e C_t s_{Ad} + s_1$

avec

- C_t le coefficient thermique de la toiture
- C_e le coefficient d'exposition du toit
- μ_i un coefficient de forme qui prend en compte la géométrie de la toiture et l'effet du vent sur la distribution de la neige
- s_1 majoration pour les faibles pentes

5.4.2.2 Choix du coefficient thermique C_t

Les bâtiments normalement chauffés étant systématiquement isolés, on prendra le coefficient thermique $C_t = 1,0$ sauf spécifications particulières dûment justifiées du projet individuel.

En général, une valeur inférieure peut être appliquée lorsqu'il y a réduction des charges de neige sur les toitures (notamment certaines toitures vitrées) dotées d'une transmission thermique élevée ($K > 1$ W/m²) en raison de la fonte de la neige sous l'effet de la chaleur.

Note :

Des indications peuvent être tirées de l'ISO 4355.

5.4.2.3 Choix du coefficient d'exposition C_e

Le coefficient d'exposition permet de tenir compte du site du bâtiment. Conformément à l'annexe nationale française NF EN 1991-1-3/NA, un seul cas particulier est envisagé ; Le tableau suivant donne les valeurs à considérer :

Situation d'exposition	C_e
Lorsque les conditions d'abri quasi permanentes aux bâtiments voisins conduisent à empêcher pratiquement le déplacement de la neige par le vent	1,25
Dans tous les autres cas	1,0

Tableau 5-10 : Coefficient d'exposition

5.4.2.4 Calcul des coefficients de forme μ

Le rôle des coefficients de forme μ est de tenir compte de la répartition de la neige sur la toiture qui dépend de la forme de la toiture mais également de l'action du vent et des obstacles. Deux cas seront donc envisagés pour la construction des combinaisons d'actions :

- la neige **sans** accumulation (indice *sa* dans ce document)
- la neige **avec** accumulation (indice *aa* dans ce document)

La neige sans accumulation, qui représente la charge de neige parvenant uniformément répartie sur la toiture, dépend seulement de la forme de celle-ci avant toute redistribution due à d'autres actions climatiques (comme le vent).

La neige avec accumulation, qui représente la charge de neige parvenant non uniformément répartie sur la toiture, dépend de la forme de celle-ci mais également d'un déplacement provoqué par exemple par le vent. De plus, en fonction de la forme de la toiture, on pourra avoir deux cas de neige avec accumulation selon que le vent a soufflé de la gauche ou de la droite.

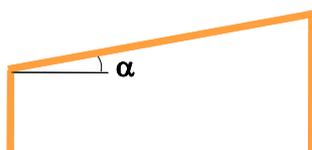
Dans ce qui suit, nous traitons des quatre cas les plus courants, à savoir les toitures :

- à un versant
- à deux versants
- à versants multiples
- cylindrique

On se reportera à NF EN 1991-1-3 et son annexe nationale NF EN 1991-1-3/NA pour des informations complémentaires.

5.4.2.5 Toitures à un versant

Dans le cas des toitures à un versant, on utilise le même coefficient de forme, noté μ_1 , à la fois pour la neige **sans** accumulation et pour la neige **avec** accumulation selon :



Angle de la toiture	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$60^\circ \leq \alpha$
μ_1	0,8	$0,8 \cdot (60 - \alpha) / 30$	0,0

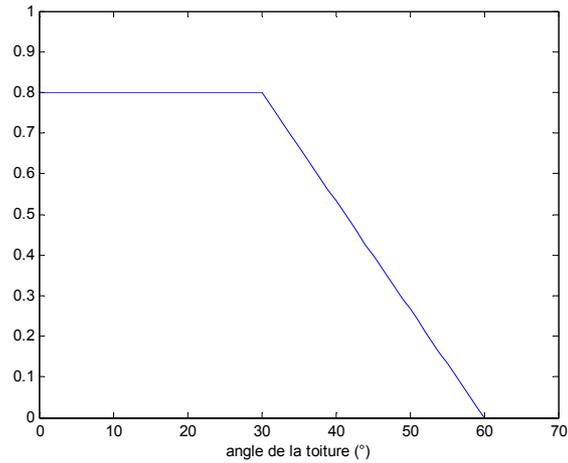
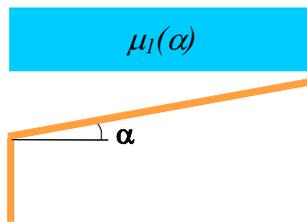


Figure 5-4 : Coefficient de forme μ_1 sur les toitures à un versant

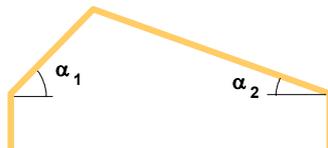
Toutefois lorsqu'il y a des barres à neige qui font obstacles au déplacement de la neige, il convient de ne pas prendre le coefficient de forme inférieur à 0,8.

A partir de cet unique coefficient, on génère un seul cas de répartition de la neige valable à la fois pour la neige sans accumulation et la neige avec accumulation :



5.4.2.6 Toitures à deux versants

Dans le cas des toitures à deux versants, on utilise le même coefficient de forme, noté μ_1 , à la fois pour la neige **sans** accumulation et pour la neige **avec** accumulation selon :



Angle de la toiture	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$60^\circ \leq \alpha$
μ_1	0,8	$0,8 \cdot (60 - \alpha) / 30$	0,0

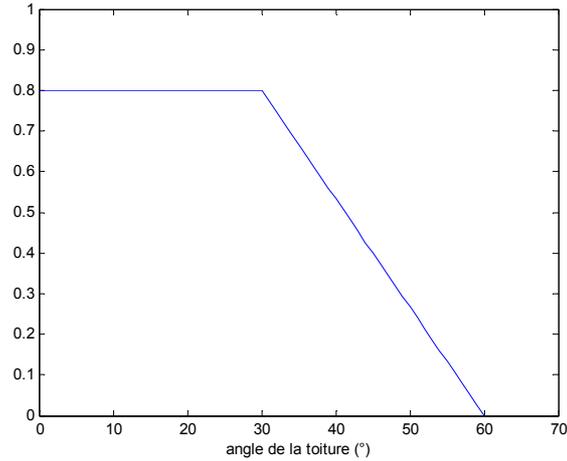
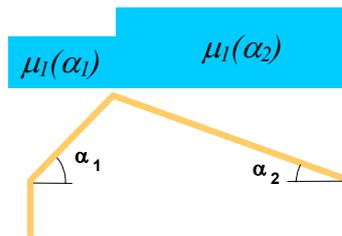


Figure 5-5 : Coefficient de forme μ_1 sur les toitures à deux versants

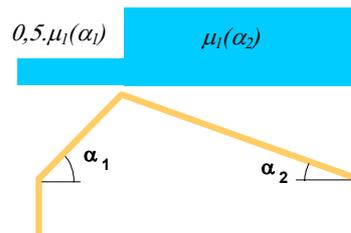
Toutefois lorsqu'il y a des barres à neige qui font obstacles au déplacement de la neige, il convient de ne pas prendre le coefficient de forme inférieur à 0,8.

A partir de cet unique coefficient, on génère trois cas de répartition de la neige qui sont :

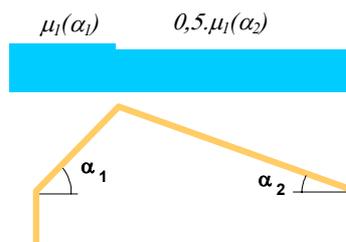
- La neige sans accumulation



- La neige avec accumulation à droite (due au vent de gauche)

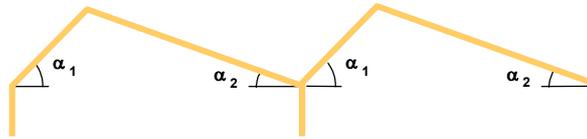


- La neige avec accumulation à gauche (due au vent de droite)



5.4.2.7 Toitures à versants multiples

Dans le cas des toitures à versants multiples, on utilise deux coefficients de forme, notés μ_1 et μ_2 , respectivement pour la neige **sans** accumulation et pour la neige **avec** accumulation selon :



Angle de la toiture	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$60^\circ \leq \alpha$
μ_1	0,8	$0,8 \cdot (60 - \alpha) / 30$	0,0
μ_2	$0,8 + 0,8 \cdot \alpha / 30$	1,6	-

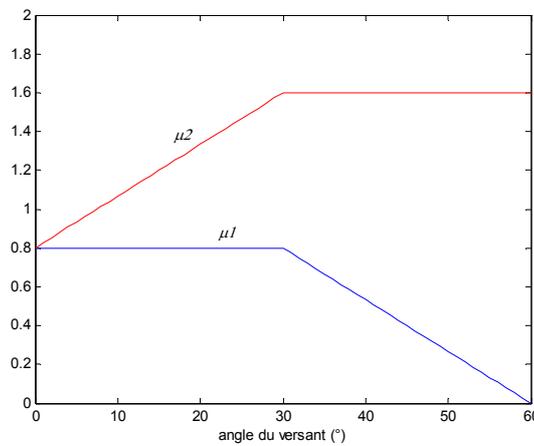
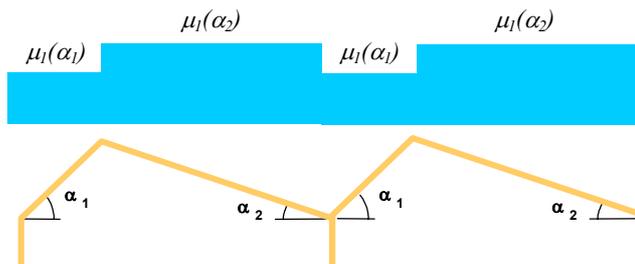


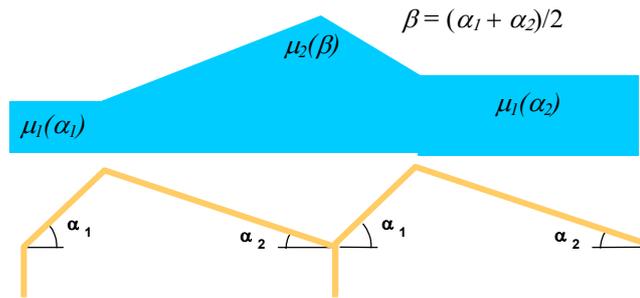
Figure 5-6 : Coefficients de forme μ_1 et μ_2 sur les toitures à versants multiples

A partir de ces deux coefficients, on génère deux cas de répartition de la neige qui sont :

- La neige sans accumulation

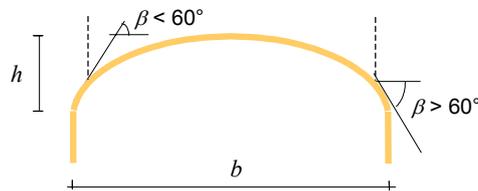


- La neige avec accumulation



5.4.2.8 Toitures cylindriques

Dans le cas des toitures cylindriques, on utilise deux coefficients de forme, notés μ_1 et μ_3 , respectivement pour la neige **sans** accumulation et pour la neige **avec** accumulation selon :

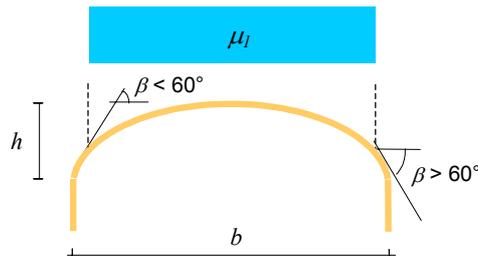


Angle de la toiture	$\beta \leq 60^\circ$	$60^\circ < \beta$
μ_1	0,8	0,0
μ_3	$0,2 + 10.h/b$	0,0

La valeur de μ_3 ne pourra pas être prise supérieure à 2,0.

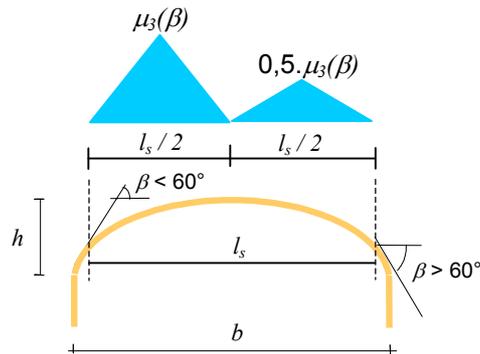
A partir de ces deux coefficients, on génère trois cas de répartition de la neige qui sont :

- La neige sans accumulation

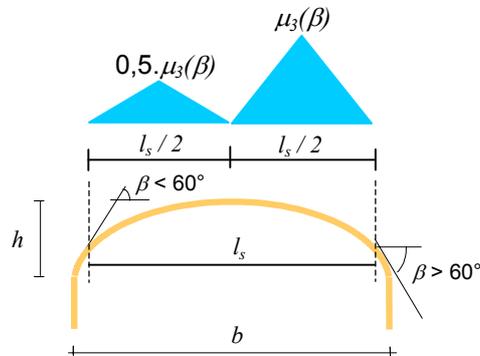


Lorsqu'il y a des barres à neige qui font obstacles au déplacement de la neige, il convient de conserver le coefficient de forme à 0,8.

- La neige avec accumulation à gauche



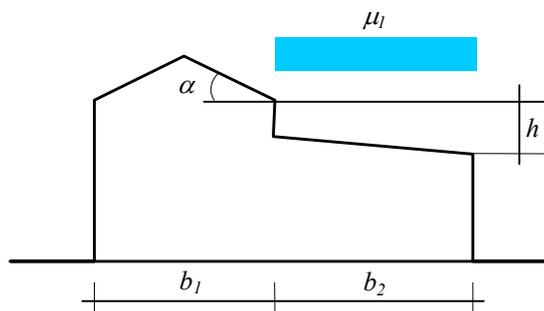
- La neige avec accumulation à droite



5.4.2.9 Toitures attenantes à des constructions plus élevées

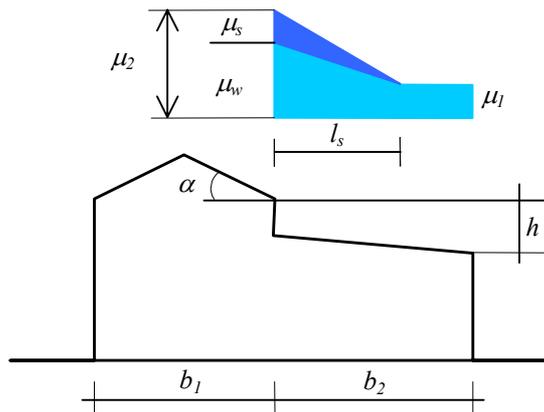
Un autre cas courant concerne les discontinuités de niveaux pour lesquelles on a :

- La neige sans accumulation



Où μ_1 est déterminé selon les cas précédemment présentés.

- La neige avec accumulation



avec

$$\mu_w = \frac{b_1 + b_2}{2h} \leq \frac{\gamma h}{s_k} \quad \text{et} \quad 0,8 \leq \mu_w \leq 2,8$$

γ est le poids spécifique de la neige pris égal à 2 kN/m^3 et s_k la charge de neige caractéristique au sol en kN/m^2 .

μ_s , la majoration prenant en compte la neige qui peut glisser de la toiture adjacente, est définie par :

- $\mu_s = 0$ pour $\alpha \leq 15^\circ$
- $\mu_s = 50 \%$ du μ calculé selon 5.4.2.6 pour $\alpha > 15^\circ$

La longueur d'accumulation l_s est déterminée comme suit :

$$l_s = 2.h \quad \text{avec} \quad 5 \text{ m} \leq l_s \leq 15 \text{ m}$$

Note :

Si $b_2 < l_s$ le coefficient en rive de la toiture inférieure est obtenu par interpolation entre μ_1 et μ_2 tronqués à l'extrémité de la toiture inférieure.

5.4.2.10 Majoration pour faible pente

L'annexe nationale française NF EN 1991-1-3/NA impose de tenir compte de l'augmentation de la densité de la neige résultant des difficultés d'évacuation de l'eau lorsque la toiture présente des zones de faible pente de fil d'eau (inférieure ou égale à 5 %).

Sur toutes les zones de toiture concernées et étendues dans toutes les directions d'une distance de 2 mètres, on applique une majoration s_1 de la charge de neige telle que :

$$s_1 = \begin{cases} 0,2 \text{ kN} / \text{m}^2 & \text{pente} \leq 3\% \\ 0,1 \text{ kN} / \text{m}^2 & 3\% < \text{pente} \leq 5\% \end{cases}$$

Note :

La figure ci-dessous illustre la zone de majoration dans le cas particulier d'une noue entre deux versants de pente supérieure à 5 %, lorsque le fil d'eau d'évacuation a une pente inférieure à 5 %.

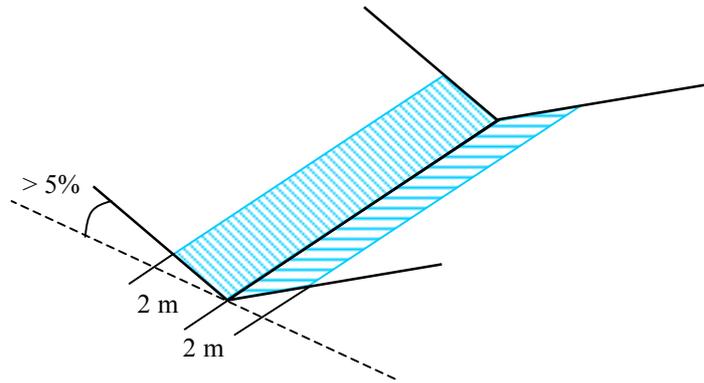


Figure 5-7 : Majoration pour faibles pentes - Cas particulier de la noue

5.4.3 Prise en compte des effets locaux

Dans le cas de la neige avec accumulation, la présence d'obstacles (équipements, murets, acrotères, ...) modifie localement le coefficient de forme μ .

5.4.3.1 Accumulation au droit de saillies et d'obstacles

On entend par saillies et obstacles tout ce qui peut provoquer une accumulation de la neige sur les toitures quasi horizontales lorsque le vent souffle, comme les équipements et les acrotères.

On doit alors modifier localement le coefficient de forme μ dans les cas de neige avec accumulation sur les toitures quasi horizontales comme suit :

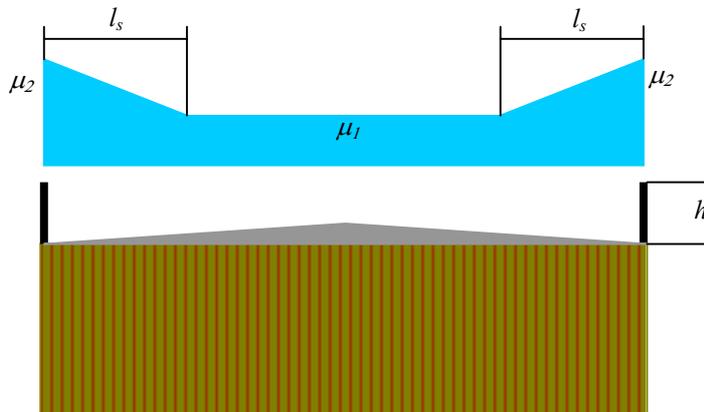


Figure 5-8 : Accumulation locale au niveau des acrotères

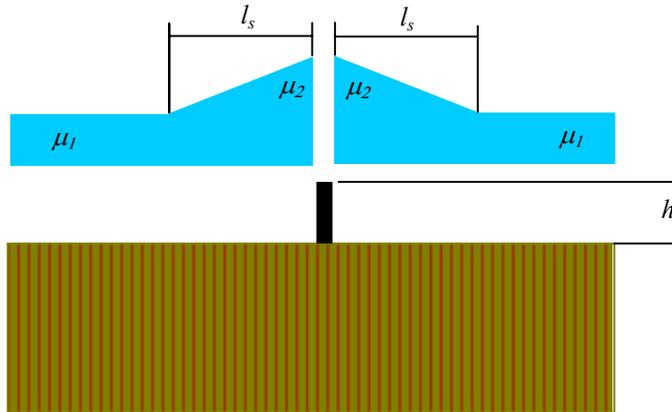


Figure 5-9 : Accumulation locale au niveau d'un obstacle

avec

$$\mu_1 = 0,8 \quad \text{et} \quad \mu_2 = \frac{\gamma \cdot h}{s_k}$$

$$l_s = 2 \cdot h$$

γ est le poids spécifique de la neige pris égal à 2 kN/m^3 (neige fraîche) et s_k la charge de neige caractéristique au sol en kN/m^2 , et les limitations suivantes :

- $0,8 \leq \mu_2 \leq 2$ dans le cas d'un obstacle isolé (Figure 5-9)
- $0,8 \leq \mu_2 \leq 1,6$ dans le cas des acrotères (Figure 5-8)
- $5 \text{ m} \leq l_s \leq 15 \text{ m}$

5.4.3.2 Neige en débord de toiture

Des vérifications particulières peuvent être à réaliser vis-à-vis des épisodes pluie – neige - glace pour les toitures faiblement inclinées ($< 15^\circ$) ou pour les éléments de toiture en saillie. Quand l'altitude du projet est supérieure à 900 m, la figure suivante précise l'effort linéique complémentaire à considérer dans la vérification des chevrons en rive.

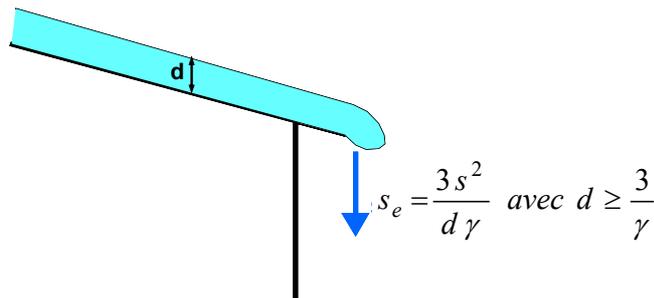


Figure 5-10 : Effet local de la neige en rive de toiture

γ est le poids spécifique de la neige pris égal à 3 kN/m^3 (neige glacée) et s la charge de neige pour le cas de charge non accumulée le plus sévère pour la toiture considérée en kN/m^2 .

Annexe Nationale
EN1991-1-3
6.3

5.4.4 Calcul des charges de neige

Les charges de neige de calcul à projeter sur la toiture sont définies par :

- S_d en situation normale : $S_d = \mu_i C_e C_t s_k + s_1$
- S_{Ad} en situation accidentelle : $S_{Ad} = \mu_i C_e C_t S_{Ad} + s_1$

De plus, conformément à l'annexe nationale NF EN 1991-1-3/NA, en fonction des régions de neige, la notion de neige avec accumulation peut être limitée aux situations de projet normales (durables) et transitoires. Le tableau suivant donne les cas à étudier :

Situation normale seulement (Régions A1, C1 et E)	Situation exceptionnelle possible (Régions A2, B1, B2, C2 et D)
Cas A	Cas B1
Pas de chute exceptionnelle Pas d'accumulation exceptionnelle	Chute exceptionnelle possible Pas d'accumulation exceptionnelle
Situation normale / transitoire Calcul de la charge de neige S_d avec les μ_i sans et avec accumulation	Situation normale / transitoire Calcul de la charge de neige S_d avec les μ_i sans et avec accumulation Situation accidentelle Calcul de la charge de neige exceptionnelle S_{Ad} avec les μ_i sans accumulation seulement

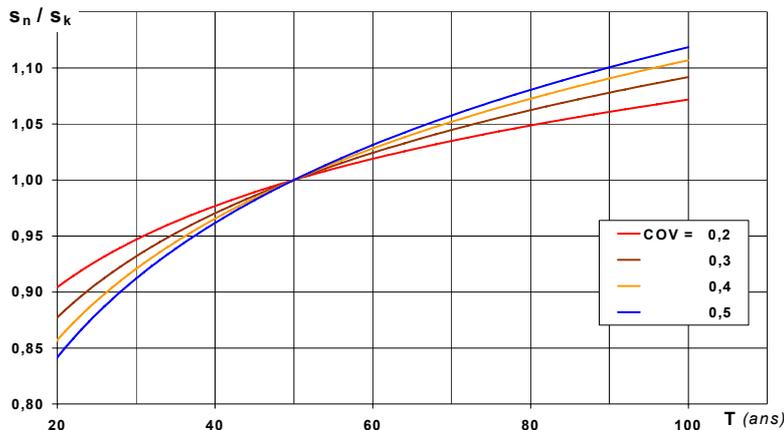
Tableau 5-11 : Cas de charge de neige de calcul à déterminer

Note :

Un cas B3 peut être spécifié par les pièces du marché. Il s'agit du cas B1 auquel s'ajoute le calcul de la charge de neige exceptionnelle avec les μ_i **avec** accumulation.

5.4.5 Durée de référence du projet

La valeur caractéristique de la neige peut être ajustée selon la durée de référence de projet T . Cet ajustement dépend du coefficient de variation (COV) de la charge de neige annuelle $s_{k,0}$. Une information sur le coefficient de variation peut être fournie par l'autorité nationale compétente.



EN1991-1-3
Annexe D

Figure 5-11 : Variation de la charge caractéristique selon la période de retour T

5.5 Actions des effets du vent

La méthode de calcul de l'action des effets du vent sur les structures est donnée dans NF EN 1991-1-4 et son annexe nationale NF EN 1991-1-4/NA. Le domaine d'application est les bâtiments courants d'une hauteur maximale $z_{max} = 200$ m.

Les effets du vent sont pris en compte soit en termes de champ de pression, soit en termes de forces globales. Ces effets sont associés à la classe de durée de chargement instantanée.

Pour chaque direction principale, le calcul de l'action du vent suit 5 étapes principales :

Annexe Nationale
EN1991-1-5
2.3.1.2

1. Détermination de la vitesse de référence
2. Prise en compte de l'orographie du terrain, de la rugosité du sol et de la hauteur de référence z_e du bâtiment
3. Calcul de la pression dynamique de pointe due au vent
4. Détermination des coefficients de pression extérieurs et intérieurs
5. Calcul de l'action du vent sur la structure à partir des coefficients de pression et de la pression dynamique de pointe

5.5.1 Vitesse de référence

Les actions dues au vent sont définies à partir de la vitesse de référence de base $v_{b,0}$ du vent, égale à la vitesse moyenne sur une période de 10 minutes à 10 mètres au-dessus d'un terrain de catégorie II.

La carte ci-dessous donne les régions de vent pour la France métropolitaine. On se reportera à l'annexe nationale NF EN 1991-1-4/NA pour le détail des affectations de région de vent par cantons.

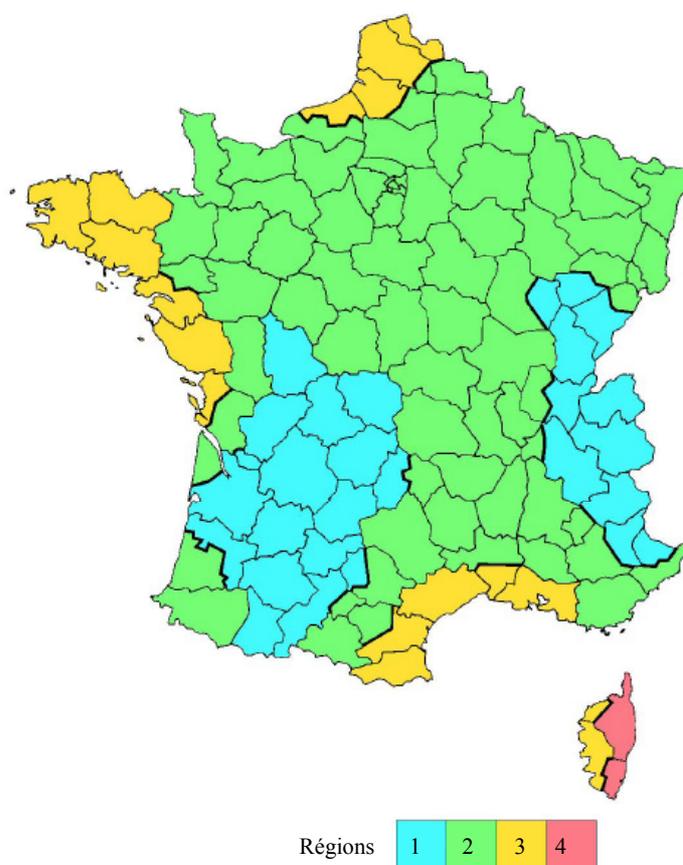


Figure 5-12 : Régions de vent et vitesse de base en France

avec

Régions	France métropolitaine				D.O.M.	
	1	2	3	4	Guyane	Guadeloupe Martinique Réunion (Mayotte)
Vitesse de base $v_{b,0}$ (m/s)	22	24	26	28	17	34

Tableau 5-12 : Vitesses de base

La vitesse de référence v_b à 10 mètres est alors donnée par (en m/s) :

EN1991-1-4
4.2

$$v_b = C_{dir} \times C_{saison} \times v_{b,0}$$

où les coefficients C_{dir} et C_{saison} permettent de prendre en compte les variations de la vitesse du vent selon la direction et la saison.

A titre conservateur, on prendra $C_{dir} = 1$ pour la France. On pourra éventuellement se reporter à l'annexe nationale pour une valeur optimisée.

La valeur du coefficient de saison $C_{saison} = 1$ lorsque la durée de la situation de projet considérée n'est pas entièrement incluse dans la période avril à septembre. Pour une durée des situations provisoires entièrement incluse dans cette période, on pourra éventuellement se reporter à l'annexe nationale pour une valeur optimisée.

Outre la vitesse de référence, la pression dynamique de pointe est calculée à partir notamment de deux paramètres qui sont la **catégorie de rugosité** du sol et l'**orographie** du terrain.

5.5.2 Catégorie de rugosité

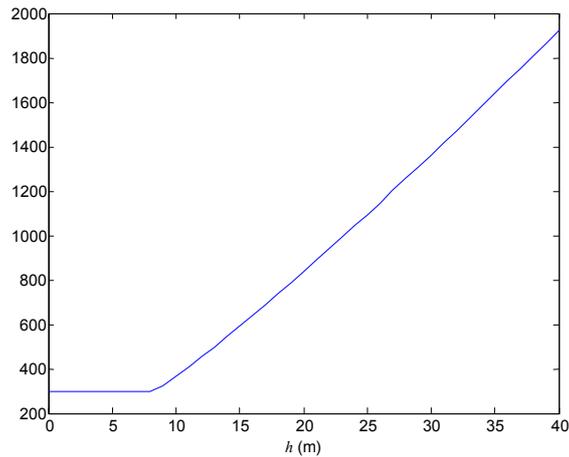
Selon la hauteur z au-dessus du sol, le profil de la vitesse du vent dépend essentiellement de la **rugosité du sol**. Le choix de la catégorie de rugosité constitue une étape essentielle pour le calcul des effets du vent. En effet, il peut en résulter des écarts de calculs de l'ordre de 30 % entre deux catégories voisines, notamment pour des hauteurs inférieures à 20 mètres qui correspondent au domaine courant des structures bois.

Conformément à l'annexe nationale, la catégorie de rugosité à retenir **pour chacune des directions de vent** à considérer est à spécifier dans les documents du marché. Pour cela, par rapport à la direction du vent considérée, on prend en compte le terrain sur un secteur angulaire de $\pm 15^\circ$ (soit 30°) sur un rayon R dépendant de la hauteur h de la construction tel que :

$$R = 23 \cdot h^{1,2} \text{ avec } R \geq 300 \text{ m}$$

Annexe Nationale
EN1991-1-4

où h et R sont exprimés en mètres.


 Figure 5-13 : Rayon R du secteur de prise en compte de la rugosité

Le tableau suivant donne les **cinq catégories** possibles :

Catégorie de rugosité		z_0 (m)	z_{min} (m)
0	Mer ou zone côtière exposée au vent ; lacs et plans d'eau parcourus par le vent sur une distance d'au moins 5 km	0,005	1
II	Rase campagne, avec ou non quelques obstacles isolés (arbres, bâtiments, ...) séparés les uns des autres de plus de 40 fois leur hauteur	0,05	2
IIIa	Campagne avec des haies, bocage, vignoble, habitat dispersé	0,20	5
IIIb	Zones habitées ou industrielles, bocage dense, vergers	0,5	9
IV	Zones urbaines dont au moins 15 % de la surface sont recouverts de bâtiments dont la hauteur moyenne est supérieure à 15 m, forêts	1,0	15

 Tableau 5-13 : Longueur de rugosité z_0 et hauteur de la couche limite z_{min} selon le terrain

On se reportera à l'annexe nationale NF EN 1991-1-4/NA qui donne des exemples (photos) pouvant servir d'aide à la décision.

Les paramètres z_0 et z_{min} seront utilisés pour la détermination des coefficients de rugosité $C_r(z)$ et d'orographie $C_o(z)$.

5.5.3 Orographie du terrain

L'orographie du terrain caractérise les variations d'altitude autour du site sur plusieurs kilomètres carrés (sur un rayon d'environ 1 km). Cette variation d'altitude influence la vitesse de la masse d'air et l'intensité de turbulence. Lorsque cette orographie augmente les vitesses du vent de plus de 5 %, il est recommandé d'en prendre en compte les effets par l'utilisation d'un coefficient d'orographie. En général, pour chaque direction de vent, le terrain au vent peut être pris en considération jusqu'à une distance équivalant à 10 fois la hauteur d'un élément orographique isolé. Cette distance « d'influence » varie en fonction de l'obstacle et sa détermination est donnée plus loin.

On distinguera le cas particulier du **terrain plat** où les effets de l'orographie peuvent être négligés. On considère un terrain plat lorsque la pente moyenne du terrain au vent est inférieure à 5 %. Dans ce cas, une procédure simplifiée, s'affranchissant de la détermination des coefficients d'orographie et de rugosité, est possible et se limite à la détermination d'un coefficient d'exposition.

Dans toutes les autres situations, on distingue deux cas :

- **Orographie courante** constituée d'obstacles de hauteurs et de formes variées (cas le plus courant),
- **Orographie marquée** constituée d'obstacles bien individualisés et importants comme une falaise ou une colline isolée.

Pour le cas le plus courant d'une orographie constituée d'un relief aux formes variées, une approche statistique, fondée sur l'étude d'un grand nombre de cas réels, a permis de proposer une méthode désignée « procédure 1 » dans l'annexe nationale NF EN 1991-1-4/NA.

5.5.4 Pression dynamique de pointe $q_p(z)$

La première étape du calcul de l'action des effets du vent sur le bâtiment consiste à déterminer la pression dynamique de pointe $q_p(z)$. On pourrait représenter la pression dynamique de pointe par la pression maximale instantanée qui s'exercerait sur une paroi que l'on dresserait face à une masse d'air en mouvement sans qu'elle puisse la contourner. Elle dépend donc de la masse d'air en mouvement (vitesse, turbulence, ...) et de l'obstacle (bâtiment) ; en d'autres termes, de l'orographie du terrain, de la rugosité du sol et de la hauteur du bâtiment.

Les paragraphes suivants présentent les procédures de calcul de la pression dynamique de pointe pour les trois cas :

- **un terrain plat,**
- **l'orographie marquée,**
- **l'orographie courante.**

5.5.5 Prise en compte de la hauteur du bâtiment et des constructions environnantes

5.5.5.1 Constructions avoisinantes de grandes dimensions et de hauteur bien plus élevée

En général, la hauteur de référence du bâtiment étudié z_e est la hauteur réelle du bâtiment. Cependant, un bâtiment de hauteur H **supérieure à 30 m** et excédant sensiblement celles des autres constructions qui l'entourent, est susceptible d'aggraver les effets du vent sur celles-ci. Il est nécessaire de considérer cette aggravation pour les constructions avoisinantes. Un bâtiment est considéré comme dominant lorsque sa hauteur H est **supérieure à deux fois la hauteur moyenne des autres constructions** situées à un rayon r de :

$$r = \min \begin{cases} H \\ 2.L \end{cases}$$

où L est la plus grande des deux dimensions en plan du bâtiment dominant.

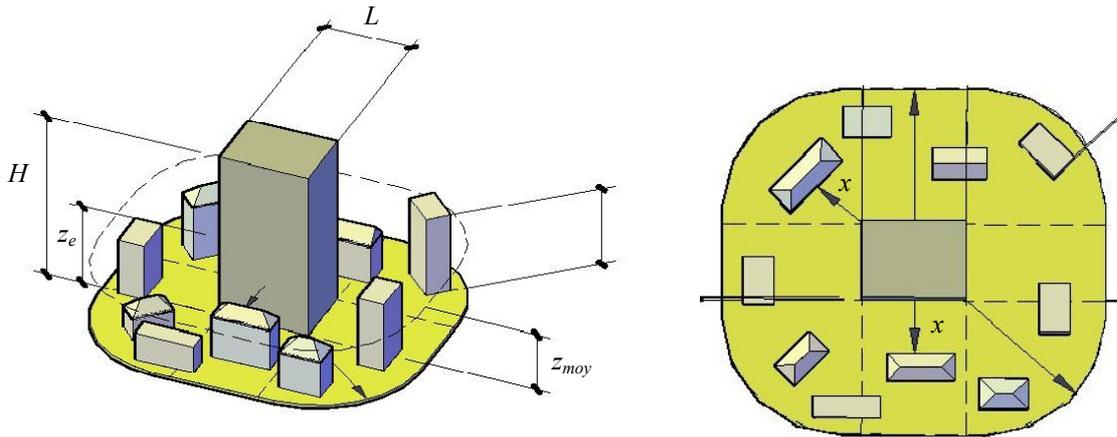


Figure 5-14 : Influence d'une construction de grande hauteur sur deux constructions voisines (1 et 2)

Si tel est le cas, on doit s'assurer, uniquement pour une construction étudiée d'une hauteur $z < H/2$, de la possible aggravation des effets du vent.

Pour cela, on définit sa distance x par rapport au bâtiment dominant comme étant la distance minimale entre une façade de la construction étudiée et une façade ou un angle du bâtiment dominant (Figure 5-14).

Si cette distance x est inférieure à $2.r$, on considère que l'aggravation des effets du vent doit être pris en compte. On applique alors les procédures de calcul présentées aux chapitres suivants 5.5.6, 5.5.7 et 5.5.8, en remplaçant la hauteur réelle z de la construction étudiée par la hauteur de référence z_e définie par :

$$z_e = \frac{r}{2} \quad \text{pour les constructions situées à une distance } x < r$$

$$z_e = \frac{1}{2} \left(r - \left(1 - \frac{2H}{r} \right) (x - r) \right) \quad \text{pour les constructions situées à une distance } r < x < 2r$$

5.5.5.2 Bâtiments et obstacles rapprochés

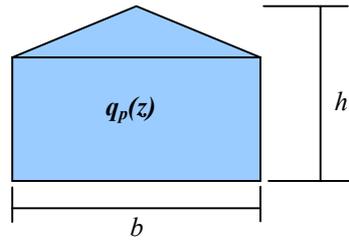
Conformément à l'annexe nationale française NF EN 1991-1-4/NA, il n'y a pas lieu de tenir compte de l'effet de bâtiments et autres obstacles rapprochés.

5.5.5.3 Hauteur du bâtiment étudié

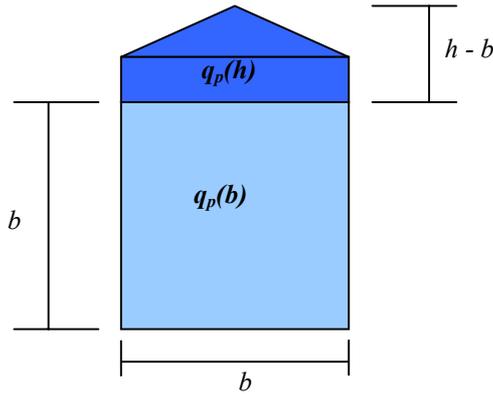
Parallèlement, on peut tenir compte de la variation du vent selon le niveau au-dessus du sol. Pour les ouvrages de grande hauteur, en fonction du rapport hauteur h / largeur b de la surface présentée au vent, on peut optimiser la pression dynamique de pointe sur la hauteur du bâtiment, qui diminue en partie basse, plutôt que d'appliquer l'unique pression calculée à la hauteur h jusqu'à la base de l'ouvrage. Les figures suivantes donnent la hauteur de référence et le découpage pour les murs.

Dans le cas des ouvrages de hauteur $h \leq b$, la pression dynamique de pointe $q_p(z)$ sera prise constante sur toute la hauteur.

EN1991-1-4
7.2.2



Dans le cas de ouvrages de hauteur $h > b$, deux pressions dynamiques de pointe peuvent être utilisées : $q_p(b)$ jusqu'à une hauteur $z = b$ et $q_p(h)$ au-dessus.



Dans le cas de ouvrages de hauteur $h > 2b$, deux pressions dynamiques de pointe peuvent être utilisées : $q_p(b)$ jusqu'à une hauteur $z = b$, $q_p(h)$ sur une hauteur b à partir du faitage avec un raccordement linéaire (ou par paliers par simplification) dans la zone intermédiaire.

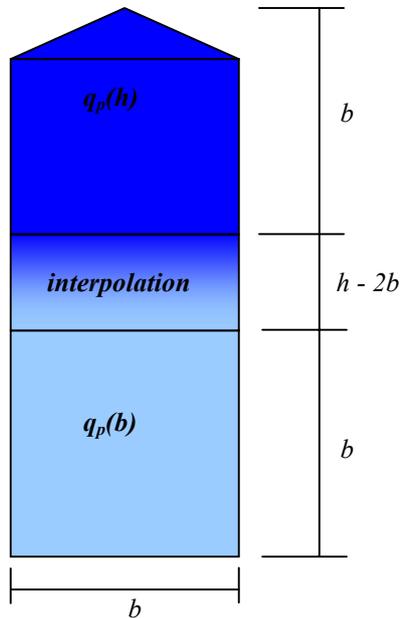


Figure 5-15 : Hauteur de référence pour les parois verticales

5.5.6 Terrain plat

Dans le cas d'un terrain plat, seule la connaissance de la catégorie de rugosité est nécessaire. On considère un coefficient d'orographie $C_o(z) = 1,0$. En fonction de la catégorie de rugosité et de la hauteur de référence z_e de l'ouvrage, on relève directement un coefficient d'exposition $C_e(z)$ sur l'abaque suivant :

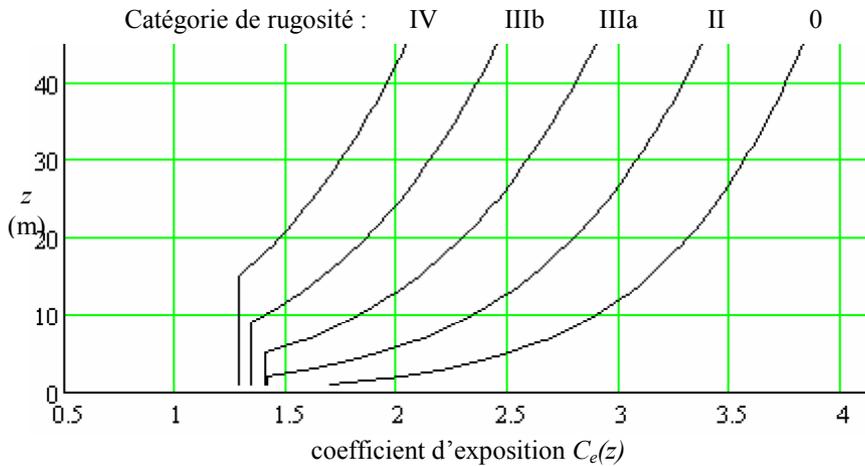


Figure 5-16 : Coefficient d'exposition pour les terrains plats

La pression dynamique de pointe $q_p(z)$ est alors définie par :

$$q_p(z) = C_e(z) \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2$$

avec

v_b vitesse de référence en m/s
 ρ densité de l'air prise égale à 1,225 kg/m³

Note :

On pourra calculer la pression dynamique de pointe en terrain plat en appliquant la procédure de l'orographie marquée (chapitre 5.5.7) avec un coefficient d'orographie $C_o(z) = 1,0$.

5.5.7 Orographie marquée

5.5.7.1 Coefficient de rugosité

Dans les cas de l'**orographie marquée**, la procédure nécessite de calculer le coefficient de rugosité $C_r(z)$ donné, à partir des paramètres du **Tableau 5-13**, par :

$$C_r(z) = \begin{cases} k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) & \text{pour } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \\ k_r \cdot \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right) & \text{pour } z \leq z_{\min} \end{cases}$$

EN1991-1-4
4.3.2

avec

k_r facteur de terrain dépendant de z_0 : $k_r = 0,19 \left(\frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0,07}$

z_{max} hauteur maxi d'application de l'Eurocode : $z_{max} = 200$ m

z hauteur du bâtiment en m

$z_{0,min}$ paramètres de la catégorie de rugosité du projet (en m)

$z_{0,II}$ paramètres de la catégorie de rugosité II : $z_{0,II} = 0,05$ m pour la France

5.5.7.2 Coefficient d'orographie

Dans les cas d'un projet situé sur un terrain à **orographie marquée**, la procédure nécessite de calculer le coefficient d'orographie $C_o(z)$ en fonction de l'orographie constituée d'obstacles bien individualisés et importants comme les falaises, les escarpements, les collines isolées ou en chaîne (mais non dans des régions ondulées et montagneuses).

Les collines en chaîne et les falaises ou escarpements sont supposés avoir une grande longueur perpendiculairement au vent, égale à au moins 10 fois leur hauteur H . Au contraire, les collines isolées ont une longueur limitée par comparaison à leur hauteur, de sorte que le vent peut les contourner latéralement, et pas seulement verticalement ; dans ce cas, la survitesse est moindre au franchissement de la crête.

On doit apprécier l'influence de l'obstacle orographique sur une distance pouvant atteindre 8 fois la hauteur H de l'obstacle, prise à partir du sommet, dans le cas par exemple d'une construction implantée sur un terrain plat mais sous le vent d'une falaise et qui reste soumise à l'effet de survitesse. Cette influence sera d'autant plus grande que la pente Φ du versant au vent est importante.

Dans le cas du vent venant de la gauche, les figures suivantes indiquent par exemple les emplacements du projet pour lesquels l'orographie est à considérer.

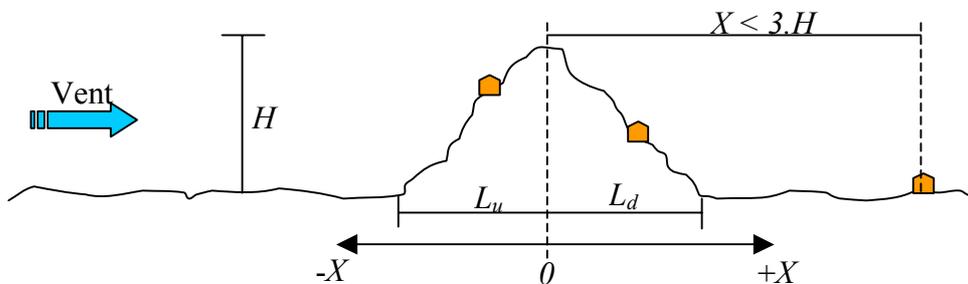


Figure 5-17 : Emplacements pour lesquels l'orographie doit être considérée
Cas des collines isolées ou en chaîne

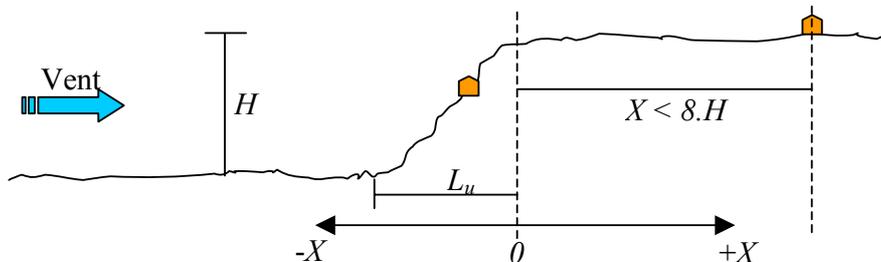


Figure 5-18 : Emplacements pour lesquels l'orographie doit être considérée
Cas des falaises et escarpements

La zone d'influence est limitée par la distance X entre le site du projet et le sommet telle que :

$$|X| < k_{red} \cdot L$$

avec

Forme de l'obstacle	k_{red}	
	$X \leq 0$	$X > 0$
Collines en chaîne Collines isolées	1,5	1,5
Falaises et escarpements		4

L la longueur (en m) caractérisant le versant au vent et définie par :

$$\begin{aligned} L &= L_u / 2 && \text{pour une pente } \Phi \leq 0,25 \\ L &= 2 \cdot H && \text{pour une pente } \Phi > 0,25 \end{aligned}$$

où

L_u longueur du versant au vent (en m)

H hauteur de l'obstacle (en m)

Φ pente du versant au vent

Si le site du projet est au-delà de la zone d'influence ainsi délimitée, le coefficient d'orographie $C_o(z) = 1,0$.

Si le site du projet est dans la zone d'influence, le coefficient d'orographie $C_o(z)$ est alors défini comme suit :

$$C_o(z) = 1 + S_{\max} \left(1 - \frac{|X|}{k_{red} \cdot L} \right) e^{\frac{-\alpha z}{L}}$$

avec

Forme de l'obstacle	S_{\max}	α
Collines en chaîne	$2,2 \cdot H / L$	3
Collines isolées	$1,6 \cdot H / L$	4
Falaises et escarpements	$1,3 \cdot H / L$	2,5

5.5.7.3 Pression dynamique de pointe

La pression dynamique de pointe est déterminée à partir de la vitesse moyenne du vent et de l'intensité de turbulence selon la procédure ci-après.

La connaissance des coefficients d'orographie $C_o(z)$ et de rugosité $C_r(z)$ et de la vitesse de base v_b permet de déterminer, pour un bâtiment de hauteur z au-dessus du sol, la vitesse moyenne v_m :

$$v_m(z) = C_r(z) \cdot C_o(z) \cdot v_b$$

L'intensité de turbulence $I_v(z)$ est calculée comme suit :

$$I_v(z) = \frac{k_I}{C_o(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad \text{pour } z_{\min} \leq z \leq z_{\max}$$

$$I_v(z) = \frac{k_I}{C_o(z) \cdot \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right)} \quad \text{pour } z < z_{\min}$$

EN1991-1-4
4.3.2

avec

k_I coefficient de turbulence : $k_I = 1 - 2.10^{-4}(\log_{10}(z_0) + 3)^6$ selon NF EN 1991-1-4/NA dans le cas de l'orographie marquée

z_{\max} hauteur maxi d'application de l'Eurocode : $z_{\max} = 200$ m

z hauteur du bâtiment en m

z_0 longueur de rugosité de la catégorie de rugosité du projet (en m)

La pression de pointe $q_p(z)$ est alors définie par la relation :

$$q_p(z) = [1 + 7.I_v(z)]q_b \quad \text{avec } q_b = \frac{1}{2} \rho v_m^2(z)$$

où

q_b la pression dynamique moyenne

ρ la densité de l'air prise égale à 1,225 kg/m³ pour la France selon NF EN 1991-1-4/NA

5.5.8 Orographie constituée d'obstacles de hauteurs et de formes variées

5.5.8.1 Coefficient de rugosité

Dans les cas de l'**orographie complexe**, la procédure nécessite de calculer le coefficient de rugosité $C_r(z)$ donné, à partir des paramètres du **Tableau 5-13**, par :

$$C_r(z) = \begin{cases} k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) & \text{pour } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \\ k_r \cdot \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right) & \text{pour } z < z_{\min} \end{cases}$$

EN1991-1-4
4.3.2

avec

k_r facteur de terrain dépendant de z_0 : $k_r = 0,19 \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07}$

z_{\max} hauteur maxi d'application de l'Eurocode : $z_{\max} = 200$ m

z hauteur du bâtiment en m

z_0 z_{min} paramètres de la catégorie de rugosité du projet (en m)

$z_{0,II}$ paramètres de la catégorie de rugosité II : $z_{0,II} = 0,05$ m pour la France

5.5.8.2 Coefficient d'orographie

La procédure nécessite de calculer le coefficient d'orographie $C_o(z)$ en fonction seulement de l'altitude relative du lieu de construction par rapport au terrain environnant sans tenir compte de la direction du vent. Il s'agit d'une approche statistique simplifiée, fondée sur l'étude d'un grand nombre de cas réels et traités numériquement.

Conformément à l'annexe nationale française NF EN 1991-1-4/NA, on doit apprécier l'altitude moyenne locale du terrain environnant la construction, A_m , définie par :

$$A_m = \frac{2.A_C + A_{N1} + A_{N2} + A_{E1} + A_{E2} + A_{S1} + A_{S2} + A_{O1} + A_{O2}}{10}$$

où

A_C Altitude du site de la construction

A_{N1} A_{E1} A_{S1} A_{O1} Altitude aux points situés, dans les quatre directions cardinales (nord, est, sud, ouest) à une distance de **500 m** du lieu de construction

A_{N2} A_{E2} A_{S2} A_{O2} Altitude aux points situés, dans les quatre directions cardinales (nord, est, sud, ouest) à une distance de **1000 m** du lieu de construction



Figure 5-19 : Exemple des points de mesure des altitudes du terrain

Le coefficient d'orographie $C_o(z)$ est alors défini par :

$$C_o(z) = 1 + 0,004.(A_C - A_m). \exp(-0,014.(z - 10)) \quad \text{pour } z \geq 10 \text{ m}$$

$$C_o(z) = 1 + 0,004.(A_C - A_m) \quad \text{pour } z < 10 \text{ m}$$

Le coefficient d'orographie $C_o(z)$ ne sera jamais pris inférieur à 1,0.

De plus, dans les cas où le calcul conduit à $C_o(z) > 1,15$, l'annexe nationale recommande de déterminer le coefficient d'orographie au moyen d'une étude spécifique par modélisation numérique ou sur maquette en soufflerie. Pour les bâtiments courants d'une hauteur inférieure à 10 m, cela implique que l'altitude du site de la construction est supérieure de 38 m à l'altitude moyenne environnante.

5.5.8.3 Pression dynamique de pointe

La pression dynamique de pointe est déterminée à partir de la vitesse moyenne du vent et de l'intensité de turbulence selon la procédure ci-après.

La connaissance des coefficients d'orographie $C_o(z)$ et de rugosité $C_r(z)$ et de la vitesse de base v_b permet de déterminer, pour un bâtiment de hauteur z au-dessus du sol, la vitesse moyenne v_m :

$$v_m(z) = C_r(z).C_o(z).v_b$$

L'intensité de turbulence $I_v(z)$ dans le cas de l'orographie marquée constituée d'obstacles bien individualisés et importants est calculée comme suit :

$$I_v(z) = \frac{k_I}{C_o(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad \text{pour } z_{min} \leq z \leq z_{max}$$

$$I_v(z) = \frac{k_I}{C_o(z) \cdot \ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right)} \quad \text{pour } z < z_{min}$$

avec

k_I coefficient de turbulence : $k_I = C_o(z) \left[1 - 2.10^{-4} (\log_{10}(z_0) + 3)^6 \right]$ selon NF EN 1991-1-4/NA dans le cas de l'orographie complexe

EN1991-1-4
4.3.2

z_{max} hauteur maxi d'application de l'Eurocode : $z_{max} = 200 \text{ m}$

z hauteur du bâtiment en m

z_0 longueur de rugosité de la catégorie de rugosité du projet (en m)

La pression de pointe $q_p(z)$ est alors définie par la relation :

$$q_p(z) = [1 + 7I_v(z)]q_b \quad \text{avec} \quad q_b = \frac{1}{2} \rho v_m^2(z)$$

où

q_b la pression dynamique moyenne

ρ la densité de l'air prise égale à 1,225 kg/m³ pour la France selon NF EN 1991-1-4/NA

5.5.9 Coefficients de pression extérieure sur les parois verticales (hors murs isolés)

5.5.9.1 Définition

La pression du vent varie en fonction de la direction du vent par rapport à la paroi. Par convention, pour les bâtiments courants de forme rectangulaire, le vent est supposé agir perpendiculairement à la paroi. On ne s'intéresse qu'à cette direction car les coefficients de pression extérieure C_{pe} donnés par l'EN 1991-1-4 sont issus d'une enveloppe de coefficients prenant en compte un secteur de vent de $\pm 45^\circ$ par rapport à cette direction principale.

On établit alors une cartographie des coefficients de pression tout autour de l'enveloppe du bâtiment à partir de jeux de coefficients de pression donnés soit pour une surface égale à 1 m² ($C_{pe,1}$), soit pour une surface supérieure ou égale à 10 m² ($C_{pe,10}$).

Les coefficients $C_{pe,1}$ sont à considérer pour la justification des éléments isolés qui reprennent l'action du vent sur une surface inférieure ou égale à 1 m². Par exemple, des éléments de parement de moins de 1 m² et leurs fixations.

Les coefficients $C_{pe,10}$ sont à considérer pour la justification des éléments qui reprennent l'action du vent sur une surface supérieure ou égale à 10 m² (bande de chargement), par exemple, des portiques d'un gymnase, des pannes suffisamment espacées, etc.

Si un élément reprend l'action du vent sur une surface comprise entre 1 et 10 m², il faut alors calculer un coefficients C_{pe} interpolé à partir des coefficients $C_{pe,1}$ et $C_{pe,10}$.

En général, la justification de la structure porteuse des bâtiments s'effectue sur la base des coefficients $C_{pe,10}$.

5.5.9.2 Distribution des coefficients

Par convention, pour chaque direction de vent étudiée, on désigne par b la largeur présentée au vent et par d la longueur dans le sens du vent selon la figure suivante :

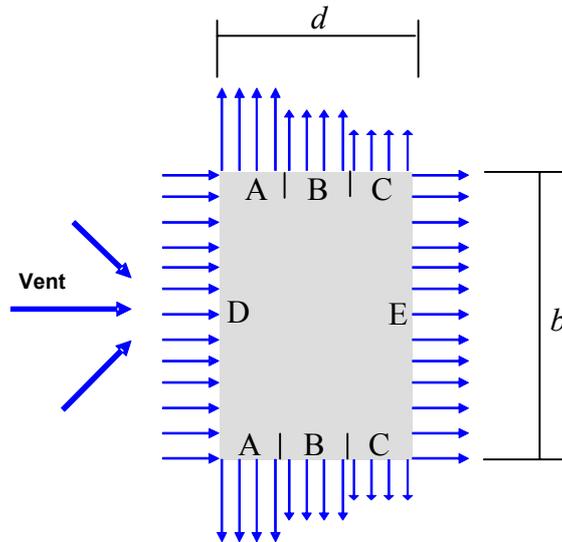


Figure 5-20 : Répartition de la pression autour d'un bâtiment (vue en plan)

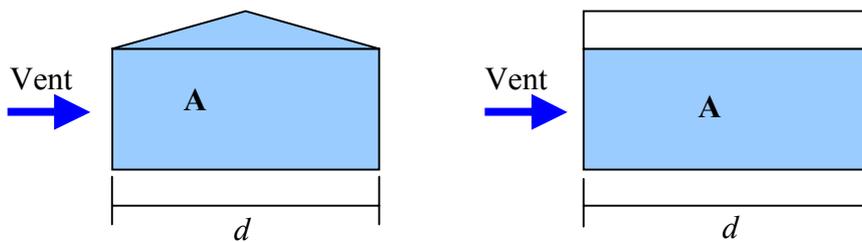
Sur les parois au vent et sous le vent, un seul coefficient par paroi est à déterminer. La paroi au vent est la zone D, la paroi sous le vent est la zone E.

Sur les parois dans le sens du vent, la distribution des coefficients de pression extérieure dépend de la dimension au vent e avec :

$$e = \min \begin{cases} b \\ 2h \end{cases}$$

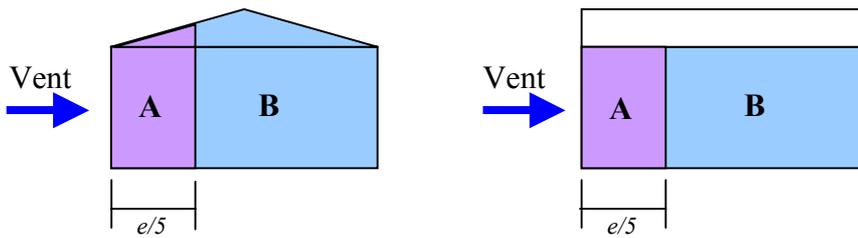
En fonction du rapport entre e et d , on obtient de une à trois zones désignées A, B et C :

- 1^{er} cas : $e \geq 5.d$



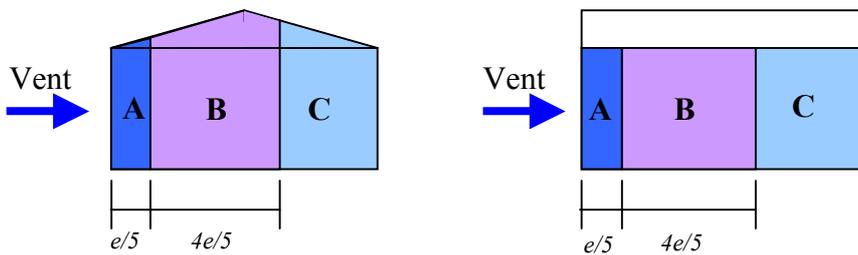
Une seule zone A sur toute la paroi verticale

- 2^e cas : $5 \cdot d > e \geq d$



Deux zones A et B sur la paroi verticale

- 3^e cas : $e < d$



Trois zones A, B et C sur la paroi verticale

Figure 5-21 : Distribution des coefficients de pression c_{pe} pour les parois verticales

Les valeurs des coefficients seront pris à partir du tableau ci-dessous. Pour les rapports h/d intermédiaires, on appliquera une interpolation linéaire.

h/d	ZONE									
	A		B		C		D		E	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$								
5					-0,5		+0,8		-0,7	
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5			+1,0	-0,5	
$\leq 0,25$							+0,7		-0,3	

Tableau 5-14 : Valeurs des C_{pe} sur les parois verticales

Note :

Les coefficients de pression extérieure $C_{pe,10}$ sur les façades des constructions à base en L, T et Y peuvent être obtenus à la figure A1.7 des « *Recommandations pour le calcul des effets du vent sur les constructions* », CECM n°52, 1987, Construction Métallique n°1, 1989.

5.5.10 Coefficients de pression extérieure sur les toitures

La détermination des actions du vent sur les toitures requiert une attention particulière vis-à-vis des phénomènes de succion qui peuvent être critiques pour le calcul des liaisons. Dans les chapitres suivants, nous nous limitons aux cas courants suivants :

- Toitures – terrasses à arêtes vives ou avec acrotères
- Toitures mono pente
- Toitures à deux versants

On se reportera à NF EN 1991-1-4 pour les cas également traités par l’Eurocode :

- Toitures – terrasses à arêtes courbes ou à brisis mansardés
- Toitures à quatre versants
- Toitures multiples (shed)
- Toitures en voûte et dômes
- Toitures isolées

Par convention, pour chaque direction de vent étudiée, on désigne par b la largeur présentée au vent.

5.5.10.1 Toitures – terrasses à arêtes vives ou avec acrotères

On entend par toitures – terrasses ou toitures plates, les toitures ayant une pente inférieure à 5 %. Nous traitons ici des toitures plates à arêtes vives ou avec acrotères.

Note :

Pour les toitures avec acrotères, la hauteur de référence z est la hauteur totale du bâtiment, y compris l’acrotère. On note h la hauteur de la toiture sans acrotère et h_p la hauteur d’acrotère.

La distribution des coefficients de pression extérieure dépend de la dimension au vent e avec :

$$e = \min \begin{cases} b \\ 2h \end{cases}$$

On a alors le zonage suivant :

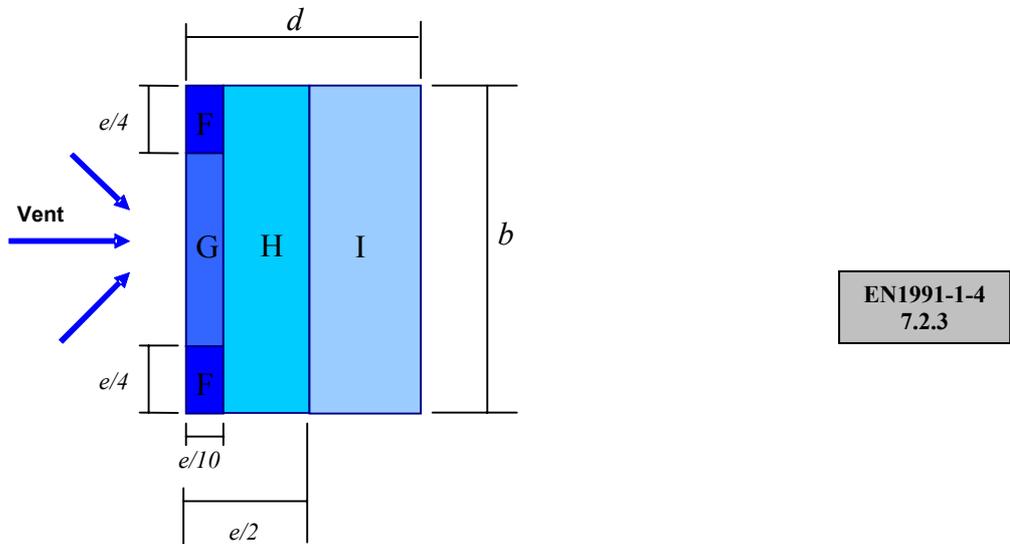


Figure 5-22 : Distribution des coefficient de pression c_{pe} pour les toitures plates

Les valeurs des coefficients seront prises à partir du tableau ci-dessous. Pour les rapports h_p/h intermédiaires, on appliquera une interpolation linéaire.

Type de toiture	ZONE								
	F		G		H		I		
Arêtes vives	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	
	-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2	
Acrotères	h_p/h	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
	0,025	-1,6	-2,2	-1,1	-1,8	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2
	0,05	-1,4	-2,0	-0,9	-1,6	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2
	0,1	-1,2	-1,8	-0,8	-1,4	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2

 Tableau 5-15 : Valeurs des C_{pe} sur les toitures plates

Les deux cas avec la zone I positive ou négative doivent être envisagés. Pour chaque direction de vent, cela conduit donc à deux cas d'actions du vent.

5.5.10.2 Toiture à un versant

Pour le cas de toitures inclinées à un seul versant, la hauteur de référence z_e est la hauteur h de la rive haute et les directions du vent sont définies par θ comme suit :

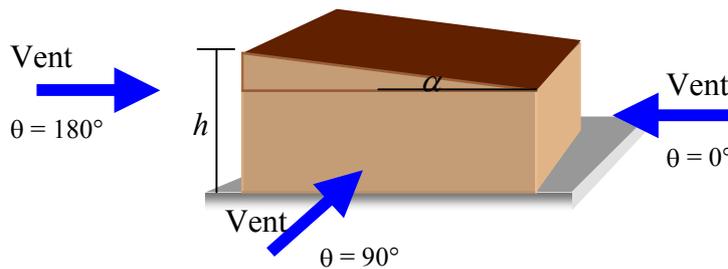
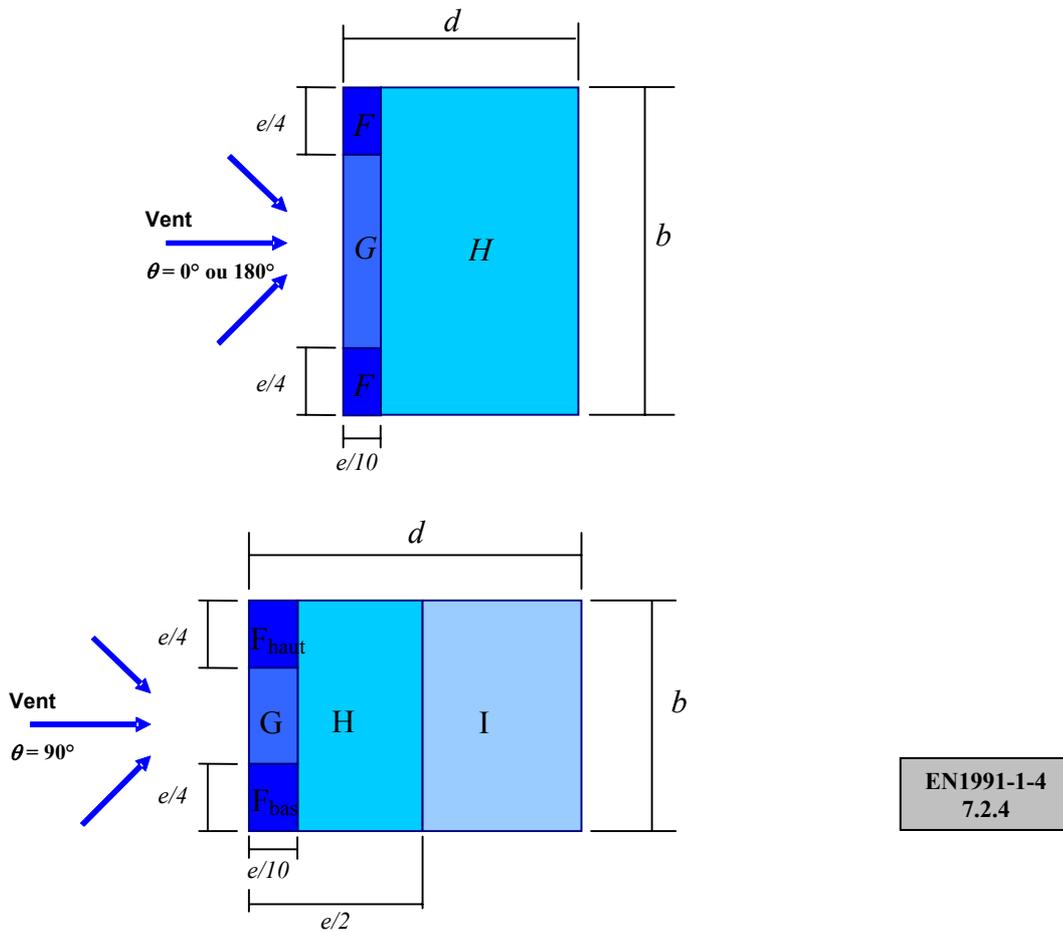


Figure 5-23 : Définition des directions de vent – Toiture à un versant

Les actions du vent correspondent à des pressions ou des succions en fonction de la pente α . La distribution des coefficients de pression extérieure dépend de la dimension au vent e avec :

$$e = \min \begin{cases} b \\ 2h \end{cases}$$

On a alors le zonage suivant :



EN1991-1-4
7.2.4

Figure 5-24 : Zones de pression pour les toitures à un versant

On note F_{haut} et F_{bas} les zones situées à la rive haute et à la rive basse respectivement.

Les valeurs des coefficients seront prises à partir des tableaux suivants. Pour les angles intermédiaires, on appliquera une interpolation linéaire.

Angle de pente α	Direction du vent $\theta = 0^\circ$					
	F		G		H	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
5°	-1,7	-2,5	-1,2	-2,0	-0,6	-1,2
	+0,0					
15°	-0,9	-2,0	-0,8	-1,5	-0,3	
	+0,2					
30°	-0,5	-1,5	-0,5	-1,5	-0,2	
	+0,7				+0,4	
45°	-0,0					
	+0,7				+0,6	
60°	+0,7					
75°	+0,8					

Angle de pente α	Direction du vent $\theta = 180^\circ$					
	F		G		H	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
5°	-2,3	-2,5	-1,3	-2,0	-0,8	-1,2
15°	-2,5	-2,8			-0,9	
30°	-1,1	-2,3	-0,8	-1,5	-0,8	
45°	-0,6	-1,3	-0,5		-0,7	
60°	-0,5	-1,0	-0,5			
75°						

Angle de pente α	Direction du vent $\theta = 90^\circ$									
	F_{haut}		F_{bas}		G		H		I	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
5°	-2,1	-2,6	-2,1	-2,4	-1,8	-2,0	-0,6	-1,2	-0,5	
15°	-2,4	-2,9	-1,6		-1,9	-2,5	-0,8		-0,7	-1,2
30°	-2,1		-1,3	-2,0	-1,5	-2,0	-1,0	-1,3	-0,8	
45°	-1,5	-2,4	-1,4		-0,9					
60°	-1,2	-2,0	-1,2	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,7		
75°								-0,5		

 Tableau 5-16 : Coefficient de pression C_{pe} pour une toiture à un versant

Entre 5 et 45°, les deux cas de succion (valeur négative) ou de pression (valeur positive) doivent être successivement considérés (Tableau 5-16) sans possibilité de mélange des valeurs positive et négative.

5.5.10.3 Toiture à deux versants

Pour le cas de toitures inclinées à deux versants, la hauteur de référence z_e est la hauteur h au faîtage pour les pentes positives ou la hauteur h des rives pour les pentes négatives. Les directions du vent sont définies par θ comme suit :

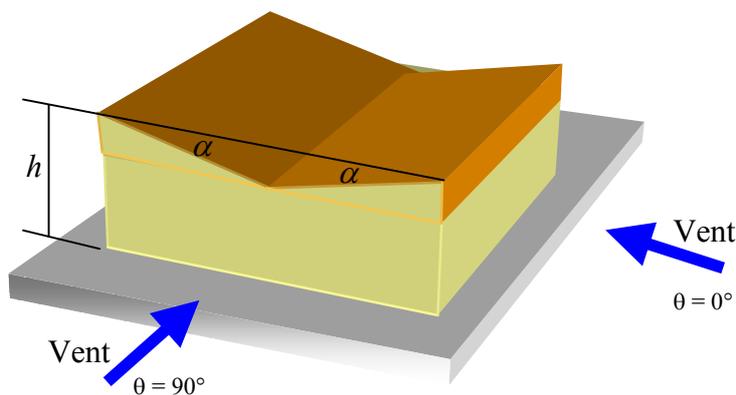


Figure 5-25 : Définition des directions de vent et des pentes pour une toiture à deux versants à pentes négatives

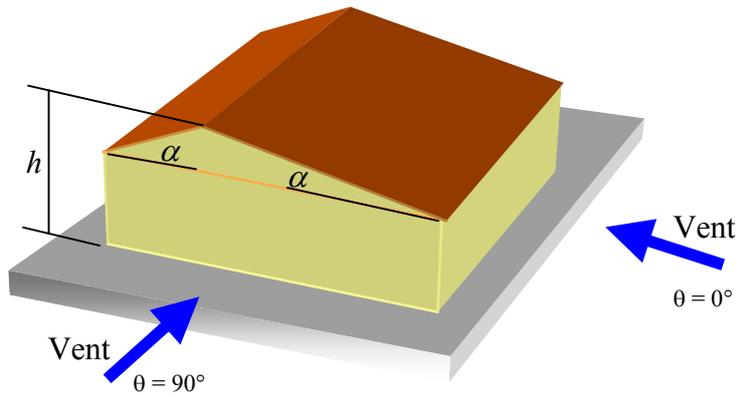


Figure 5-26 : Définition des directions de vent et des pentes pour une toiture à deux versants à pentes positives

Les actions du vent correspondent à des pressions ou des suctions en fonction des pentes α_1 et α_2 . La distribution des coefficients de pression extérieure dépend de la dimension au vent e avec :

$$e = \min \begin{cases} b \\ 2h \end{cases}$$

On a alors le zonage suivant en fonction de la direction du vent :

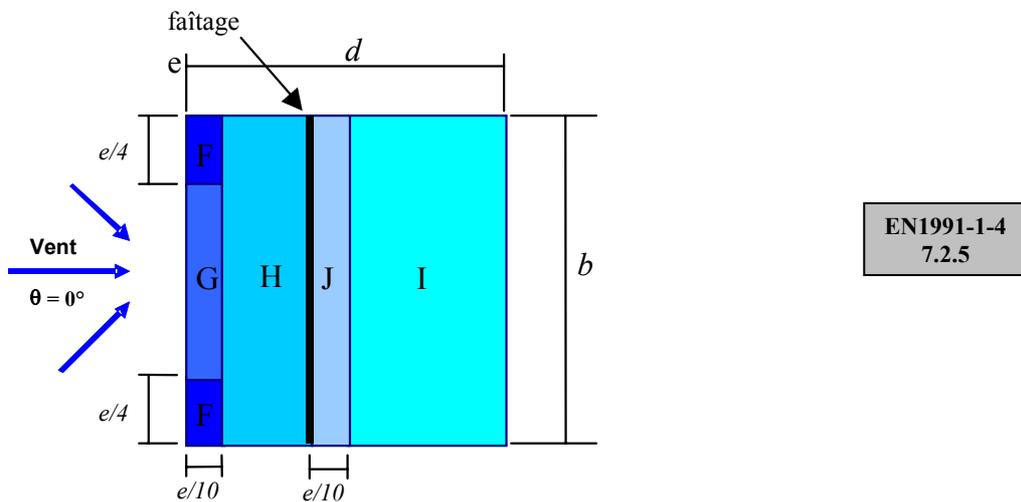
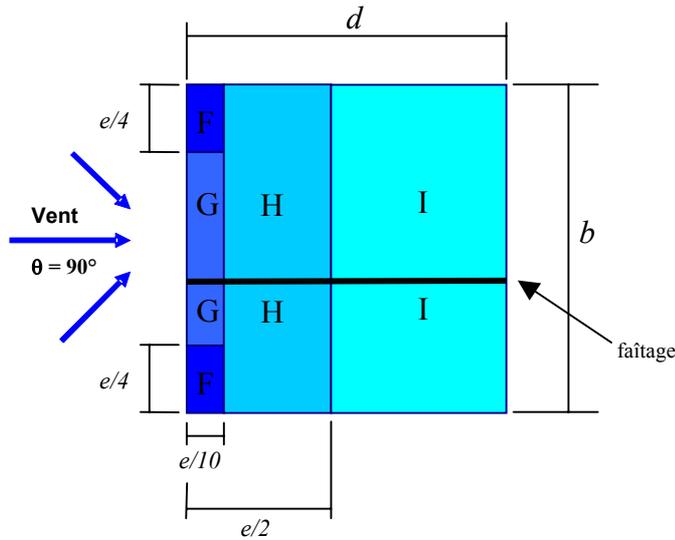


Figure 5-27 : Zones de pression pour les toitures à deux versants pour la direction de vent $\theta = 0^\circ$



EN1991-1-4
7.2.5

Figure 5-28 : Zones de pression pour les toitures à deux versants pour la direction de vent $\theta = 90^\circ$

Les valeurs des coefficients seront prises à partir des tableaux ci-dessous. Pour les angles intermédiaires, on appliquera une interpolation linéaire.

Angle de pente α	Direction du vent $\theta = 0^\circ$										
	F		G		H		I		J		
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	
-45°	-0,6				-0,8		-0,7		-1,0	-1,5	
-30°	-1,1	-2,0	-0,8	-1,5	-0,8		-0,6		-0,8	-1,4	
-15°	-2,5	-2,8	-1,3	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5		-0,7	-1,2	
-5°	-2,3	-2,5	-1,2		-0,8		-0,6	+0,2			
5°	-1,7	-2,5			-0,6				+0,2		
15°	+0,0				-0,3		-0,4		-1,0	-1,5	
	-0,9	-2,0	-0,8	-1,5	+0,2		+0,0				
30°	-0,5	-1,5	-0,5	-1,5	-0,2		-0,4		-0,5		
	+0,7				+0,4		+0,0				
45°	-0,0				+0,6		-0,2		-0,3		
	+0,7				+0,6		+0,0				
60°	+0,7				+0,6		-0,2		-0,3		
75°	+0,8				+0,6		-0,2		-0,3		
Angle de pente α	Direction du vent $\theta = 90^\circ$										
	F		G		H		I		J		
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	
-45°	-1,4	-2,0	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2	-0,5		
-30°	-1,5	-2,1			-0,8	-0,8	-0,5				
-15°	-1,9	-2,5			-0,7	-0,6	-0,5				
-5°	-1,8		-0,6	-0,5							
5°	-1,6	-2,2	-1,3	-2,0	-0,6	-1,2	-0,5				
15°	-1,3	-2,0			-0,8	-0,9	-0,5				
30°	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5				
45°					-0,9	-1,0	-0,5				
60°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5				
75°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5				

Tableau 5-17 : Coefficient de pression C_{pe} pour une toiture à deux versants

Entre -5° et 45° , les deux cas de succion (valeur négative) ou de pression (valeur positive) doivent être successivement considérés (**Tableau 5-17**) **sans possibilité de mélange des valeurs positive et négative sur un même versant**. Pour une direction de vent donnée, ceci peut donc conduire à quatre cas de l'action du vent :

Cas	Versant 1	Versant 2
1	Succion	Succion
2	Succion	Pression
3	Pression	Succion
4	Pression	Pression

5.5.11 Coefficient de pression intérieure

Les distributions de pressions externes sont complétées par un champ de pression interne pouvant varier selon la direction du vent et le pourcentage d'ouverture des parois.

On introduit la notion de **face dominante** caractérisant une paroi avec une ouverture importante par rapport à l'ensemble des autres parois. Cette face dominante comprend **à elle seule au moins les deux tiers de la surface totale des ouvertures** du bâtiment.

EN1991-1-4
7.2.9

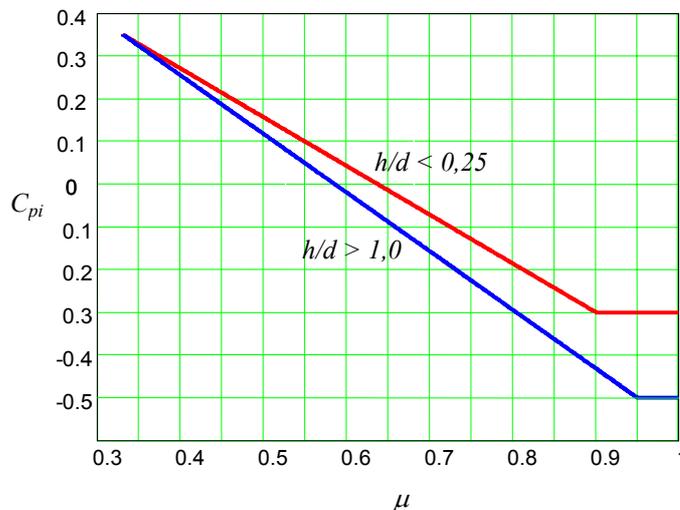
Conformément à l'annexe nationale NF EN 1991-1-4/NA, on doit considérer que le bâtiment est normalement maintenu fermé lors de vents forts. En d'autres termes, **une ouverture importante doit être considérée fermée en situation normale et ouverte en situation accidentelle**. Elle pourra être considérée ouverte en situation normale si les pièces du marché le précisent.

De fait, pour les bâtiments courants possédant une paroi avec une ouverture importante, on aura :

- En situation durable (normale) : aucune face dominante
- En situation accidentelle : une face dominante

Trois cas sont à distinguer pour établir le coefficient de pression intérieure C_{pi} :

- **bâtiments courants sans face dominante**, normalement fermés avec des portes ou des fenêtres : le coefficient C_{pi} peut être forfaitairement pris égal au plus défavorable de **+0,2** ou **-0,3** sur toutes les surfaces intérieures ou être établi, après analyse des distributions de pressions externes, par le graphe suivant :



Où μ est le rapport des ouvertures défini par :

$$\mu = \frac{\sum \text{surfaces des ouvertures où } C_{pi} \leq 0}{\sum \text{surfaces de toutes les ouvertures}}$$

Note :

Pour les valeurs comprises entre $h/d = 0,25$ et $h/d = 1,0$, une interpolation linéaire peut être utilisée.

- **bâtiments avec face dominante :**

Lorsque l'aire des ouvertures dans la face dominante est égale à deux fois l'aire des ouvertures dans les autres faces, $C_{pi} = 0,75.C_{pe}$

Lorsque l'aire des ouvertures dans la face dominante est au moins égale à trois fois l'aire des ouvertures dans les autres faces, $C_{pi} = 0,9.C_{pe}$

où C_{pe} est la valeur du coefficient de pression extérieure au niveau des ouvertures de la face dominante. Lorsque ces ouvertures sont situées sur des zones ayant des valeurs différentes de pressions extérieures, on calculera une valeur moyenne de C_{pe} pondérée par les surfaces.

Lorsque l'aire des ouvertures dans la face dominante est comprise entre 2 et 3 fois l'aire des ouvertures dans les autres faces, on effectuera une interpolation linéaire pour calculer C_{pi} .

- **bâtiments ouverts caractérisés par l'existence de deux faces au sein desquelles les ouvertures représentent 30 % de l'aire :** dans ce cas, il est fait référence aux règles relatives aux toitures ou parois isolées (voir NF EN 1991-1-4).

5.5.12 Calcul de l'action du vent sur la structure

La valeur de calcul de la pression due au vent sur les parois W_k , pour toutes les directions du vent, correspond à la pression nette définie par :

$$W_k(z_e) = q_p(z_e) \cdot (C_{pe} - C_{pi})$$

5.5.13 Autres représentations de l'action du vent sur la structure

Certaines structures nécessitent de considérer les forces globales résultant des effets de pression et de frottement du vent. La force de pression (F_w) est calculée en sommant les pressions sur les parois :

$$F_w = c_s c_d \sum (c_{pe} - c_{pi}) q_p(z_e) A_{ref}$$

EN1991-1-4 – 5.3

ou à partir des coefficients de force définis pour des formes parallélépipédiques ou cylindriques :

$$F_w = c_s c_d c_f q_p(z_e) A_{ref}$$

Dans le cas de surfaces importantes balayées par le vent (par exemple, une toiture de tribune), la force de frottement (F_{fr}) peut également représenter une action critique :

$$F_{fr} = c_{fr} q_p(z_e) A_{fr}$$

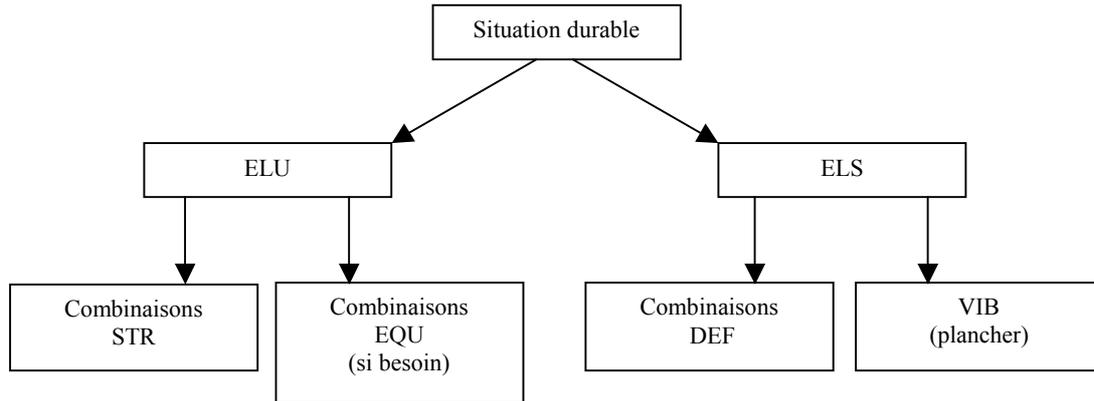
Pour l'ensemble de ces cas, on se reportera à NF EN 1991-1-4.

6 COMBINAISONS D' ACTIONS

Nous traitons ici des situations d'exploitation normale des ouvrages. Les situations accidentelles sont traitées dans le chapitre « Actions accidentelles ».

6.1 Principe général

Comme cela a déjà été présenté, en situation durable, on se doit de vérifier la structure vis-à-vis des Etats Limites de Service (ELS) et des Etats Limites Ultimes (ELU) :



Note :

Pour certains projets, on pourra être amené à également vérifier STR, EQU et DEF en situation transitoire.

6.2 Valeurs des actions dans les combinaisons

En fonction des combinaisons, les actions, notées G_k pour les actions permanentes et Q_k pour les actions variables, pourront prendre différentes valeurs :

- la valeur caractéristique (ou principale ou dominante),
- la valeur de combinaison (ou d'accompagnement),
- la valeur fréquente,
- la valeur quasi-permanente.

La valeur caractéristique d'une action constitue la valeur de base (ou principale ou dominante, statistiquement la valeur maximale) définie pour une durée de référence de projet $T = 50$ ans avec une probabilité d'occurrence de 2 % par an.

La valeur de combinaison (ou d'accompagnement) issue du produit $\psi_0 Q_k$ vient en accompagnement d'une action principale (ou dominante).

La valeur fréquente issue du produit $\psi_1 Q_k$ est statistiquement la valeur maximale la plus fréquente.

Enfin, la valeur quasi-permanente issue du produit $\psi_2 Q_k$ correspond à la valeur moyenne dans le temps. Cette dernière valeur permet notamment le calcul des effets à long terme dus au fluage.

La NF EN 1990 donne, pour chaque type d'actions, les coefficients ψ_0 , ψ_1 et ψ_2 à utiliser pour la construction des combinaisons d'actions. Le tableau suivant donne les valeurs pour les cas courants :

Type d'action	Catégorie d'ouvrage	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Exploitation sur planchers de bâtiments (EN 1991-1-1)	A : habitation, résidences	0,7	0,5	0,3
	B : bureaux	0,7	0,5	0,3
	C : lieux de réunion	0,7	0,7	0,6
	D : commerces	0,7	0,7	0,6
	E : stockage	1,0	0,9	0,8
Entretien des toitures	H : toitures inaccessibles (sauf entretien)	0	0	0
Neige (EN 1991-1-3)	Altitude > 1 000 m a.n.m.	0,70	0,50	0,20
	Altitude ≤ 1 000 m a.n.m.	0,50	0,20	0
Vent (EN 1991-1-4)	Bâtiments	0,6	0,2	0

Tableau 6-1 : Valeurs des coefficients ψ

L'analyse des effets des actions nécessite la sélection de cas de chargement réalistes auxquels la structure doit résister. Les valeurs de calcul résultent alors des combinaisons d'actions associées à ces cas de chargement. Conformément à la NF EN 1990, on doit envisager **TOUTES les situations combinant plusieurs actions variables s'il est probable qu'elle peuvent agir en même temps sur la structure**. Seules les actions qui, pour des raisons techniques ou physiques, ne peuvent coexister, ne doivent pas être combinées.

6.3 États Limites Ultimes

Aux états limites ultimes (ELU), les combinaisons utilisées pour les **situations durables ou transitoires** sont construites en prenant tour à tour chaque action variable comme action principale $Q_{k,p}$ et en y ajoutant tout ou partie des autres actions variables comme actions d'accompagnement afin de générer tous les états de sollicitations possibles E_d :

- Pour la vérification de l'équilibre de la structure (si besoin) :

Annexe Nationale
EN1990 – Annexe A1

$$EQU \quad \left. \begin{array}{l} 1,1.G_{k,sup} \\ ou \\ 0,9.G_{k,inf} \end{array} \right\} + 1,5 \left(Q_{k,p} + \sum_i \psi_{0,i} Q_{k,i} \right) \rightarrow E_d$$

- Pour la vérification de la résistance de la structure :

$$STR \quad \left. \begin{array}{l} 1,35.G_{k,sup} \\ ou \\ 1,0.G_{k,inf} \end{array} \right\} + 1,5 \left(Q_{k,p} + \sum_i \psi_{0,i} Q_{k,i} \right) \rightarrow E_d$$

Le choix de la pondération sur les actions permanentes doit se faire au plus défavorable.

$G_{k,sup}$ et $G_{k,inf}$ sont respectivement les bornes supérieures et inférieures des actions permanentes défavorables en fonction de la situation étudiée. Cependant, en général, les valeurs des actions permanentes sont parfaitement connues et uniques, et notées G_k .

Aux états limites ultimes, chaque combinaison est associée à un facteur k_{mod} correspondant à l'action variable de plus courte durée. De fait, la combinaison la plus « chargante » n'est pas obligatoirement la plus défavorable ! Il est donc nécessaire de toutes les vérifier dans l'attente d'un retour d'expérience suffisant permettant de réduire le nombre de combinaisons.

6.4 États Limites de Service

Aux états limites de Service (ELS), les combinaisons utilisées pour les **situations durables ou transitoires** sont construites en prenant tour à tour chaque action variable comme action principale $Q_{k,p}$ et en y ajoutant tout ou partie des autres actions variables comme actions d'accompagnement afin de générer tous les scénarios possibles.

L'annexe nationale de NF EN 1995-1-1 requiert la vérification non seulement des déformations finales des éléments structuraux (incluant le fluage) mais également ce que nous appellerons les déformations de service qui sont les déformations instantanées dues aux actions variables agissant seules.

6.4.1 Combinaisons ELS pour la détermination des déformations de service

Pour les états limites de service (ELS), on utilise la combinaison fondamentale DEF pour la détermination des effets instantanés des **actions variables agissant seules**. Elles sont construites en prenant tour à tour chaque action variable comme action principale $Q_{k,p}$ et en y ajoutant tout ou partie des autres actions variables comme actions d'accompagnement afin de générer tous les états de sollicitations possibles. Les déformations instantanées sous actions variables seules sont notées $u_{inst}(Q)$:

$$\text{DEF} \quad Q_{k,p} + \sum_i \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad \rightarrow \quad u_{inst}(Q)$$

6.4.2 Combinaisons ELS pour la détermination des déformations finales

Pour les états limites de service (ELS), la clause 2.2.3(5) de la NF EN 1995-1-1 propose une simplification lorsque tous les matériaux ont le même k_{def} . Nous présentons ici l'approche générale valable également lorsque les éléments ont des propriétés de fluage différentes.

Les déformations finales, $u_{net,fin}$, sont le cumul des déformations instantanées (effets instantanés), u_{inst} et du fluage (effets à long terme) u_{creep} :

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

Les déformations instantanées, notées u_{inst} , sont calculées en utilisant les combinaisons fondamentales et les modules moyens E_{mean} , G_{mean} et K_{ser} . Les combinaisons fondamentales, pour la détermination des effets instantanés, sont construites, en plus des charges permanentes, en prenant tour à tour chaque action variable comme action principale $Q_{k,p}$ et en y ajoutant tout ou partie des autres actions variables comme actions d'accompagnement afin de générer tous les états de sollicitations possibles :

$$G_k + Q_{k,p} + \sum_i \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad \rightarrow \quad u_{inst}$$

Les déformations dues au fluage, notées u_{creep} , sont calculées en utilisant la combinaison quasi-permanente et les modules corrigés (il y a donc un seul u_{creep}) :

$$\frac{E_{mean}}{k_{def}} \quad \frac{G_{mean}}{k_{def}} \quad \frac{K_{ser}}{k_{def}}$$

Puis la combinaison quasi-permanente pour les effets à long terme :

$$G_k + \sum_i \psi_{2,i} Q_{k,i} \rightarrow u_{creep}$$

Dans le cas des éléments ayant une contreflèche u_c , on doit calculer également les déformations finales, notées u_{fin} :

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

6.5 Exemple

A titre d'illustration, supposons que l'analyse des actions sur une structure avec une toiture à deux versants de pente 15° nous donne les actions suivantes :

Action	Notation utilisée	ψ_0	ψ_2
Charges permanentes	G_k	-	-
Vent, direction $\theta = 0^\circ$, 2 versants en succion	$W_{k,0^\circ,SS}$	$\psi_{0,W}$	$\psi_{2,W}$
Vent, direction $\theta = 0^\circ$, 2 versants en pression	$W_{k,0^\circ,PP}$	$\psi_{0,W}$	$\psi_{2,W}$
Vent, direction $\theta = 0^\circ$, 1 versant en succion et 1 versant en pression	$W_{k,0^\circ,SP}$	$\psi_{0,W}$	$\psi_{2,W}$
Vent, direction $\theta = 0^\circ$, 1 versant en pression et 1 versant en succion	$W_{k,0^\circ,PS}$	$\psi_{0,W}$	$\psi_{2,W}$
Vent, direction $\theta = 90^\circ$, 2 versants en succion	$W_{k,90^\circ}$	$\psi_{0,W}$	$\psi_{2,W}$
Neige sans accumulation	$S_{k,SA}$	$\psi_{0,S}$	$\psi_{2,S}$
Neige avec accumulation à gauche	$S_{k,AA,G}$	$\psi_{0,S}$	$\psi_{2,S}$
Neige avec accumulation à droite	$S_{k,AA,D}$	$\psi_{0,S}$	$\psi_{2,S}$
Entretien	Q_k	-	-
Note : $\psi_{0,S} = \psi_0$ de la neige et $\psi_{0,W} = \psi_0$ du vent			

Aux états limites ultimes (ELU), nous aurons les 40 combinaisons STR combinant les actions suivantes :

Combinaison	Actions						
	Permanent		Principale		Accompagnement		
STR 1			-	-	-	-	
STR 2						-	
STR 3						$S_{k,SA}$	
STR 4				$W_{k,0^\circ,SS}$		$S_{k,AA,G}$	
STR 5						$S_{k,AA,D}$	
STR 6						-	
STR 7						$S_{k,SA}$	
STR 8				$W_{k,0^\circ,PS}$		$S_{k,AA,G}$	
STR 9						$S_{k,AA,D}$	
STR 10						-	
STR 11						$S_{k,SA}$	
STR 12				$W_{k,0^\circ,SP}$	$\psi_{0,S}$	$S_{k,AA,G}$	
STR 13						$S_{k,AA,D}$	
STR 14						-	
STR 15						$S_{k,SA}$	
STR 16				$W_{k,0^\circ,PP}$		$S_{k,AA,G}$	
STR 17						$S_{k,AA,D}$	
STR 18						-	
STR 19						$S_{k,SA}$	
STR 20	1,35	G_k		$W_{k,90^\circ}$	1,5	$S_{k,AA,G}$	
STR 21	ou						$S_{k,AA,D}$
STR 22	1,0						-
STR 23							$W_{k,0^\circ,SS}$
STR 24							$W_{k,0^\circ,PS}$
STR 25					$S_{k,SA}$		$W_{k,0^\circ,SP}$
STR 26							$W_{k,0^\circ,PP}$
STR 27							$W_{k,90^\circ}$
STR 28							-
STR 29							$W_{k,0^\circ,SS}$
STR 30							$W_{k,0^\circ,PS}$
STR 31					$S_{k,AA,G}$	$\psi_{0,W}$	$W_{k,0^\circ,SP}$
STR 32							$W_{k,0^\circ,PP}$
STR 33							$W_{k,90^\circ}$
STR 34							-
STR 35							$W_{k,0^\circ,SS}$
STR 36							$W_{k,0^\circ,PS}$
STR 37					$S_{k,AA,D}$		$W_{k,0^\circ,SP}$
STR 38							$W_{k,0^\circ,PP}$
STR 39							$W_{k,90^\circ}$
STR 40				Q_k		-	

Aux états limites de service (ELS), pour les déformations sous les actions variables seules $u_{inst}(Q)$, nous aurons les 39 combinaisons fondamentales combinant les actions suivantes :

Combinaison	Actions				
	Permanent		Principale	Accompagnement	
ELS 1	-	-	1,0	1,0	-
ELS 2					$S_{k,SA}$
ELS 3					$S_{k,AA,G}$
ELS 4					$S_{k,AA,D}$
ELS 5					-
ELS 6					$S_{k,SA}$
ELS 7					$S_{k,AA,G}$
ELS 8					$S_{k,AA,D}$
ELS 9					-
ELS 10					$S_{k,SA}$
ELS 11					$S_{k,AA,G}$
ELS 12					$S_{k,AA,D}$
ELS 13					-
ELS 14					$S_{k,SA}$
ELS 15					$S_{k,AA,G}$
ELS 16					$S_{k,AA,D}$
ELS 17					-
ELS 18					$S_{k,SA}$
ELS 19					$S_{k,AA,G}$
ELS 20					$S_{k,AA,D}$
ELS 21					-
ELS 22					$W_{k,0°,SS}$
ELS 23					$W_{k,0°,PS}$
ELS 24					$W_{k,0°,SP}$
ELS 25					$W_{k,0°,PP}$
ELS 26					$W_{k,90°}$
ELS 27					-
ELS 28					$W_{k,0°,SS}$
ELS 29					$W_{k,0°,PS}$
ELS 30					$W_{k,0°,SP}$
ELS 31					$W_{k,0°,PP}$
ELS 32					$W_{k,90°}$
ELS 33					-
ELS 34					$W_{k,0°,SS}$
ELS 35					$W_{k,0°,PS}$
ELS 36					$W_{k,0°,SP}$
ELS 37					$W_{k,0°,PP}$
ELS 38					$W_{k,90°}$
ELS 39					Q_k

Aux états limites de service (ELS), pour les déformations finales u_{fin} , nous aurons en plus besoin de la déformation sous les charges permanentes et de la combinaison quasi-permanente pour les effets à long terme :

Combinaison	Actions					
	Permanent	Principale		Accompagnement		
ELS 40	1,0	G_k	–	–	–	–
ELS 41	1,0	G_k	$\psi_{2,W}$	W_k	$\psi_{2,S}$	S_k
W_k et S_k sont les actions du vent et de la neige les plus importantes.						

L'expérience de l'ingénieur peut permettre de limiter le nombre de cas examinés. Généralement, les cas critiques sont :

- (Actions permanentes sup. + exploitation) pour les éléments de plancher,
- (Actions permanentes sup. + neige) pour les éléments de toiture,
- (Actions permanentes inf. + vent) pour les éléments de toiture,
- (Actions permanentes sup. + vent + neige accumulée) pour la structure.

En général, les chargements uniformément répartis conditionnent le dimensionnement des éléments. Les cas de charges dissymétriques peuvent être critiques pour les assemblages ou pour certains systèmes porteurs (structures triangulées par exemple).

7 VÉRIFICATION AUX ÉTATS LIMITES ULTIMES

7.1 Valeur de calcul d'une résistance

Selon l'approche Eurocode 5, les modifications des propriétés du matériau dépendent de l'humidité et de la durée cumulée de chargement. Ceci est pris en compte par les facteurs de modification et de déformation.

Il est rappelé que pour la vérification des États Limites Ultimes (résistance), on obtiendra la valeur de calcul d'une résistance R (indice d) à partir de la valeur caractéristique de résistance (indice k) par :

$$R_d = \frac{k_{\text{mod}} \cdot R_k}{\gamma_M}$$

7.2 Calcul des contraintes et vérifications locales

7.2.1 Définitions

Pour les bois massif, lamellé-collé et les produits structuraux à base de bois, dont la direction du fil est essentiellement dans le sens de la longueur de l'élément, on privilégiera des sollicitations agissant selon la direction de l'axe principal de l'élément.

La spécificité du comportement du matériau bois est à l'origine de la création d'une contrainte de flexion en plus des contraintes de traction et de compression axiale.

Dans la suite du document, les axes sont définis par la figure suivante :

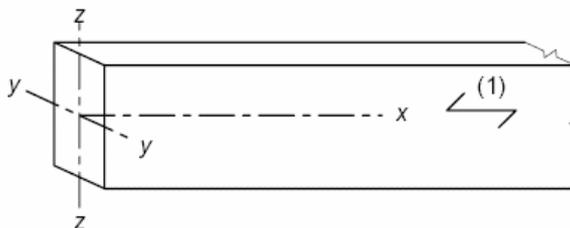


Figure 7-1 : Axes de l'élément

7.2.2 Traction parallèle au fil

Soit N , l'effort normal de traction, la contrainte de calcul dans l'élément est alors :

$$\sigma_{t,0,d} = \frac{N}{S}$$

où S est la section de l'élément.

On doit vérifier que cette contrainte de calcul reste inférieure à la valeur de calcul de la résistance en traction dans le sens du fil $f_{t,0,d}$:

$$\sigma_{t,0,d} \leq f_{t,0,d}$$

7.2.3 Traction perpendiculaire

La résistance en traction perpendiculaire étant faible, on portera une attention particulière à l'effet de la dimension de l'élément. La résistance en traction perpendiculaire n'est pas vérifiée directement. Il s'agit de vérifier une traction perpendiculaire induite générée dans les cas suivants :

- éléments à forme courbe,
- éléments à section variable,
- éléments entaillés ou percés,
- effort perpendiculaire au fil du bois sur un assemblage.

Ces différents cas sont traités plus loin ou dans le manuel « Assemblages ».

7.2.4 Compression parallèle au fil du bois

Soit N , l'effort normal de compression, la contrainte de calcul dans l'élément est alors :

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N}{S}$$

où S est la section de l'élément.

On doit vérifier que cette contrainte de calcul reste inférieure à la valeur de calcul de la résistance en compression dans le sens du fil $f_{c,0,d}$:

$$\sigma_{c,0,d} \leq f_{c,0,d}$$

Note :

Cette vérification suppose qu'il n'y a pas de risque de flambement. L'évaluation de ce risque est donnée plus loin.

7.2.5 Compression perpendiculaire au fil

Note :

Au moment de la rédaction de ce texte, un projet d'amendement sur ce point est en cours. Nous présentons ici la vérification « officielle » à ce jour.

On doit vérifier que la contrainte de calcul reste inférieure à la valeur de calcul de la résistance en compression perpendiculaire $f_{c,90,d}$:

$$\sigma_{c,90,d} \leq k_{c,90} \cdot f_{c,90,d}$$

Dans le cas général, le facteur $k_{c,90}$ est pris égale à 1,0.

Au droit de charge concentrée (par exemple appuis), il est possible de **majorer** la valeur du facteur $k_{c,90}$ qui tient compte de la configuration de chargement, de la possibilité de fendage et d'un degré de déformation en compression. Les cas listés ci-après permettent de déterminer $k_{c,90}$.

La valeur de $k_{c,90}$ est bornée. $k_{c,90}$ ne pourra pas être prise inférieure à 1,0 ou supérieure à 4,0.

On distingue les éléments ayant une hauteur $h \leq 200$ mm et les éléments ayant une hauteur $h \geq 300$ mm. Pour les hauteurs intermédiaires, on appliquera une interpolation linéaire.

7.2.5.1 Éléments d'une hauteur ≤ 200 mm

• Poutres sur appuis avec charge répartie

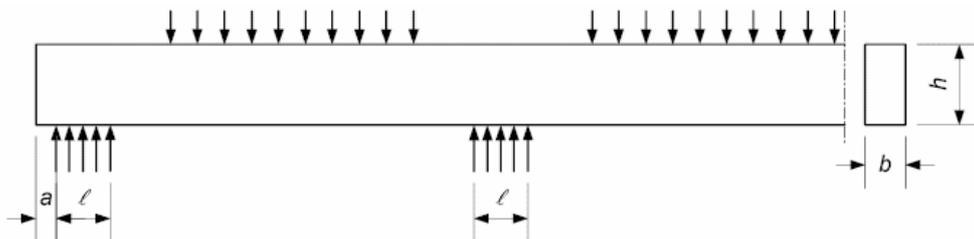


Figure 7-2 : Poutre sur appuis discontinus

l est la longueur d'appui en mm,
 a est la distance entre le bord de l'élément et l'appui.

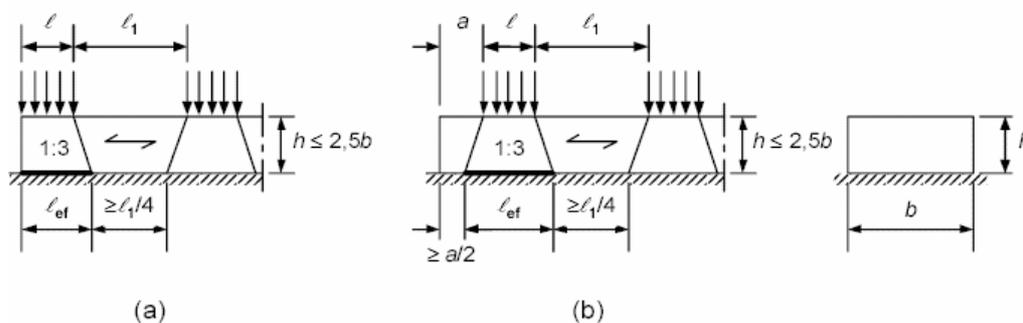
Au niveau des appuis extérieurs, si $a \leq \frac{h}{3}$, alors $k_{c,90} = \left(2,38 - \frac{l}{250}\right) \left(1 + \frac{h}{12l}\right)$

Au niveau des appuis intérieurs, $k_{c,90} = \left(2,38 - \frac{l}{250}\right) \left(1 + \frac{h}{6l}\right)$

• Poutres sur appuis continus ou discontinus avec charges ponctuelles au droit des appuis

La charge ponctuelle doit être appliquée sur toute la largeur de l'élément. Le calcul du facteur $k_{c,90}$ passe par la détermination d'une longueur effective l_{ef} . Cette longueur effective est déterminée en considérant une distribution des contraintes de compression perpendiculaire linéaire avec une pente de répartition dans la hauteur de l'élément de 1/3. La longueur effective ne pourra pas être prise au-delà d'une distance $a/2$ d'une quelconque extrémité de l'élément ou d'une distance $l_1/4$ d'une zone comprimée voisine. Les figures suivantes (Figure 7-3 et Figure 7-4) illustrent cette définition.

- hauteur $h \leq 2,5b$ et appuis continus :


 Figure 7-3 : Longueur effective - hauteur $h \leq 2,5b$ et appuis continus

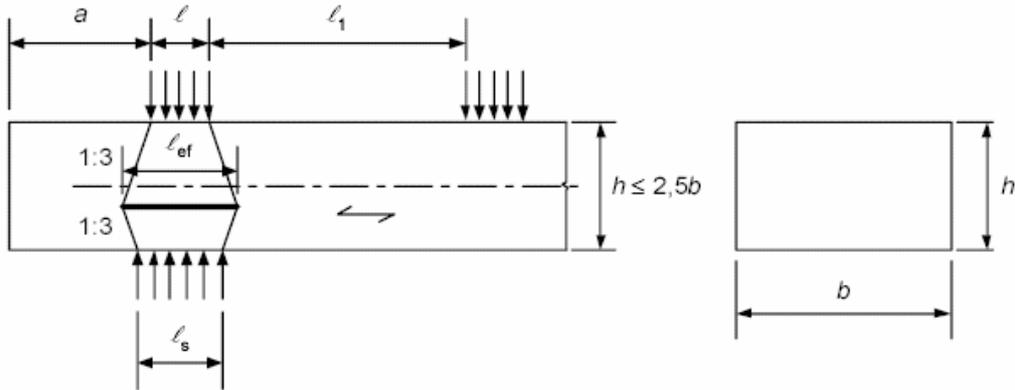
Pour les charges à l'extrémité de l'élément (a) : $l_{ef} = l + \frac{h}{3}$

Pour les charges à une distance $a \geq h/3$ de l'extrémité de l'élément (b) : $l_{ef} = l + \frac{2h}{3}$

La valeur de h ne doit pas être prise inférieure à 40 mm.

$$k_{c,90} = \left(2,38 - \frac{l}{250} \right) \left(\frac{l_{ef}}{l} \right)^{0,5}$$

- hauteur $h \leq 2,5.b$ et appuis discontinus :



(c)

Figure 7-4 : Longueur effective - hauteur $h \leq 2,5.b$ et appuis discontinus

Sous les conditions que $a \geq h$ et $l_1 \geq 2h$ (c) : $l_{ef} = 0,5 \left(l + \frac{2h}{3} + l_s \right)$

où l_s est la longueur d'appui en mm.

$$k_{c,90} = \left(2,38 - \frac{l}{250} \right) \left(\frac{l_{ef}}{l} \right)^{0,5}$$

- hauteur $h > 2,5.b$ et appuis continus :

Sous les conditions que la longueur de contact l est telle que : $l \leq \max(h; 100 \text{ mm})$:

$$k_{c,90} = \frac{l_{ef}}{l}$$

où l_{ef} défini sur la figure suivante ne doit pas excéder la longueur réelle de contact l :

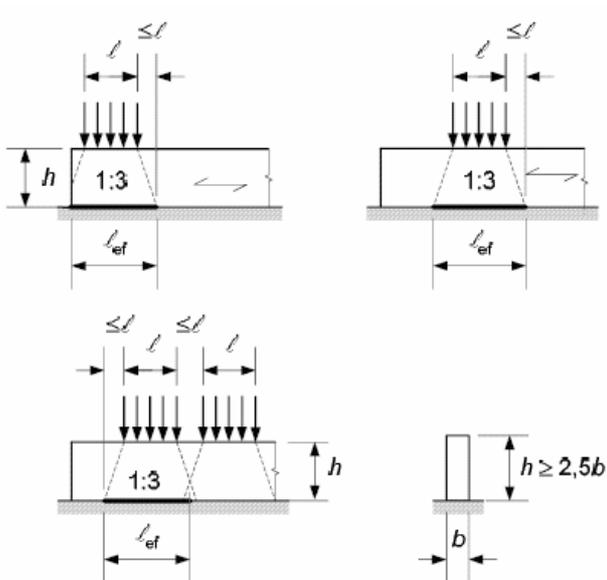


Figure 7-5 : Détermination de la longueur effective

- hauteur $h > 2,5.b$ et appuis discontinus :

Sous les conditions que la longueur de contact l est telle que : $l \leq \max(h; 100 \text{ mm})$:

$$k_{c,90} = \frac{l_{ef}}{l}$$

où l_{ef} défini sur la figure suivante ne doit pas excéder la longueur réelle de contact l :

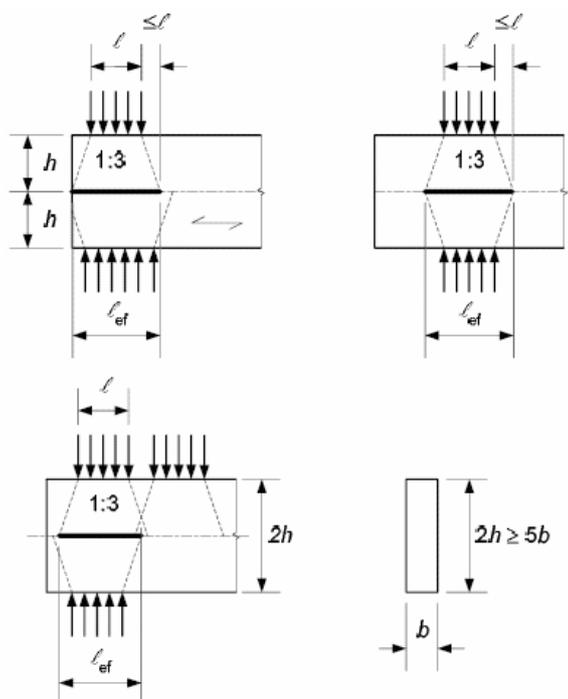


Figure 7-6 : Détermination de la longueur effective

7.2.5.2 Éléments d'une hauteur ≥ 300 mm

Pour les bois d'une hauteur supérieure à 300mm, on prendra forfaitairement :

$$k_{c,90} = 1,75 \text{ pour le bois lamellé-collé ou le LVL}$$

$$k_{c,90} = 1,50 \text{ pour le bois massif}$$

Pour les appuis des poutres continues autres que ceux situés en extrémité, il est possible d'utiliser la méthode des éléments de hauteur ≤ 200 mm en remplaçant les pentes de 1:3 par des pentes de 1:1 pour le calcul des longueurs effectives l_{ef} .

7.2.6 Compression selon un angle

Dans le cas d'une sollicitation faisant un angle α par rapport au fil du bois (autre que 0° et 90°), la résistance en compression est :

$$f_{c,\alpha,d} = \frac{f_{c,0,d}}{\frac{f_{c,0,d}}{k_{c,90} \cdot f_{c,90,d}} \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha}$$

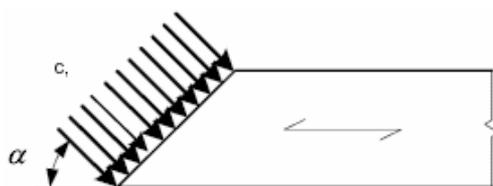


Figure 7-7 : Effort de compression selon un angle

On vérifie alors que :

$$\sigma_{c,\alpha,d} \leq f_{c,\alpha,d}$$

7.2.7 Flexion

Pour un élément fléchi, on retient la possibilité d'une redistribution partielle des contraintes de flexion selon ses deux axes principaux (y et z) ainsi qu'une influence des inhomogénéités du matériau dans une section quelconque. Ceci se traduit par un facteur k_m appliqué successivement sur chacune des contraintes de flexion. On vérifie alors que :

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad \text{et} \quad k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

avec $k_m = 0,7$ pour les sections rectangulaires en bois massif, lamellé-collé et LVL,
 $k_m = 1$ pour les autres sections en bois massif, lamellé-collé et LVL,
 $k_m = 1$ pour toutes les sections des autres produits structuraux à base de bois.

7.2.8 Sollicitations combinées

7.2.8.1 Flexion et traction axiale combinées

Dans le cas d'une section dans laquelle on combine à la fois de la flexion et de la traction axiale, sans risque d'instabilité due au déversement, on vérifie les combinaisons suivantes :

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad \text{et} \quad \frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

Note :

L'évaluation du risque de déversement est donnée plus loin.

7.2.8.2 Flexion et compression axiale combinées

Dans le cas d'une section dans laquelle on combine à la fois de la flexion et de la compression axiale, sans risque d'instabilité due au déversement et/ou flambement, on vérifie les combinaisons suivantes :

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

Note :

L'évaluation du risque d'instabilité est donnée plus loin.

7.2.9 Torsion

La vérification des éléments sollicités en torsion a été simplifiée par l'utilisation d'un coefficient de forme k_{shape} :

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

On vérifiera alors que :

$$\tau_{tor,d} \leq k_{shape} \cdot f_{v,d}$$

où $\tau_{tor,d}$ contrainte de torsion appliquée
 $f_{v,d}$ valeur de calcul de la résistance en cisaillement

7.2.10 Cisaillement d'effort tranchant

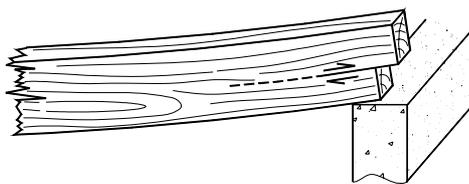


Figure 7-8 : Risque de cisaillement parallèle

On rappelle que dans le cas d'une section rectangulaire en bois (massif ou lamellé) soumise à un effort tranchant, ce n'est pas le cisaillement « direct » de la section qui est critique, mais le cisaillement induit dans des plans parallèles aux fibres, donc, en pratique parallèles à l'axe neutre de la barre.

Ces efforts de cisaillement parallèles aux fibres, nuls au niveau des fibres extrêmes, se répartissent dans la hauteur de la section selon une loi qui dépend de la forme de la section et dont on peut déduire la position (en fait au niveau du centre de gravité) et la valeur de l'effort maximal à comparer à la résistance en cisaillement longitudinal du matériau. La contrainte de cisaillement se calcule en divisant l'effort linéique par la largeur de la section au niveau étudié.

7.2.10.1 Barres à section rectangulaire

Dans le cas des barres à section rectangulaire homogène, la répartition du cisaillement longitudinal dans la hauteur est une parabole dont la valeur maximale est atteinte au niveau de la fibre neutre et égale à 3/2 de la valeur que l'on calculerait pour un cisaillement direct et uniforme de la section :

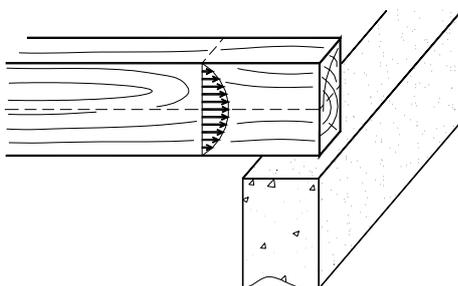


Figure 7-9 : Répartition du cisaillement induit

Soit V l'effort tranchant dans la section S , cette contrainte de cisaillement induite $\sigma_{v,d}$ est donc égale à :

$$\sigma_{v,d} = \frac{3}{2} \cdot \frac{V}{S}$$

On vérifiera alors que :

$$\sigma_{v,d} \leq f_{v,d}$$

Note 1 :

Dans le cas de la vérification d'un cisaillement direct dans le sens du fil du bois sur une section S ,

$\sigma_{v,d} = \frac{V}{S}$. Cependant, il est conseillé de conserver le coefficient 3/2 pour compenser la concentration de contraintes au droit de l'application de l'effort.

Note 2 :

Au moment de la rédaction de ce texte, un projet d'amendement de EN 1995-1-1 propose de tenir compte de la fissuration du bois par le calcul d'une section cisailée réduite.

7.2.10.2 Barres à section composite

Les barres à section composite sont traitées dans le manuel « Poutres en I ».

7.2.10.3 Barres à inertie variable

Les barres à inertie variable sont traitées dans le manuel « Charpente en bois lamellé-collé ».

7.3 Stabilité des éléments

7.3.1 Risque de flambement des éléments comprimés (avec ou sans flexion combinée)

On évalue le risque de flambement par la détermination des élancements relatifs dans les deux directions y et z, notés respectivement $\lambda_{rel,y}$ et $\lambda_{rel,z}$.

On doit d'abord évaluer la longueur de flambement l_{ef} en fonction de la typologie des conditions limites de l'élément :

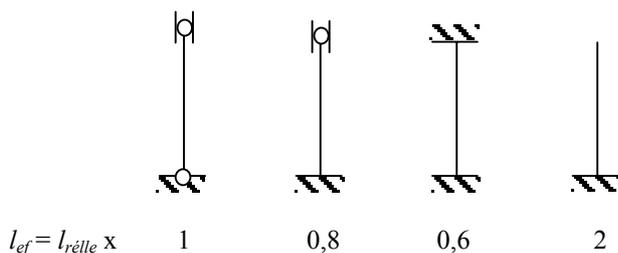


Figure 7-10 : Détermination de la longueur de flambement

Les élancements relatifs dans les deux directions y et z sont respectivement :

$$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} \quad \text{et} \quad \lambda_{rel,z} = \frac{\lambda_z}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}}$$

avec λ_y et λ_z les élancements de l'élément dans les deux directions y et z définis par :

$$\lambda_y = \frac{l_{ef}}{\sqrt{\frac{I_y}{S}}} \quad \text{et} \quad \lambda_z = \frac{l_{ef}}{\sqrt{\frac{I_z}{S}}}$$

où I_y et I_z sont les moments d'inertie de l'élément selon les directions y et z respectivement.

Quand, à la fois, $\lambda_{rel,y} \leq 0,3$ et $\lambda_{rel,z} \leq 0,3$, il n'y a pas de risque de flambement. Dans ce cas, on vérifie l'élément par la combinaison suivante :

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

Dans tous les autres cas, il y a risque de flambement. On doit alors vérifier l'élément par la combinaison suivante :

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad \text{et} \quad \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

Les facteurs $k_{c,y}$ et $k_{c,z}$ sont des coefficients d'instabilité permettant la prise en compte du risque de flambement de l'élément comprimé selon les deux directions y et z, et entrent comme réducteurs de la résistance de compression dans les vérifications :

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}} \quad \text{et} \quad k_{c,z} = \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}}$$

avec

$$k_y = 0,5 \cdot (1 + \beta_c (\lambda_{rel,y} - 0,3) + \lambda_{rel,y}^2) \quad \text{et} \quad k_z = 0,5 \cdot (1 + \beta_c (\lambda_{rel,z} - 0,3) + \lambda_{rel,z}^2)$$

où $\beta_c = 0,2$ pour le bois massif d'une rectitude minimum de 1/300,

$\beta_c = 0,1$ pour le bois lamellé-collé et le LVL d'une rectitude minimum de 1/500.

7.3.2 Risque de déversement des éléments fléchis (avec ou sans compression combinée)

La rive comprimée de la poutre, si elle n'est pas maintenue, peut « flamber » latéralement sous l'effet de la flexion. Ce phénomène est amplifié lorsque l'élément reprend en plus un effort de compression axiale.

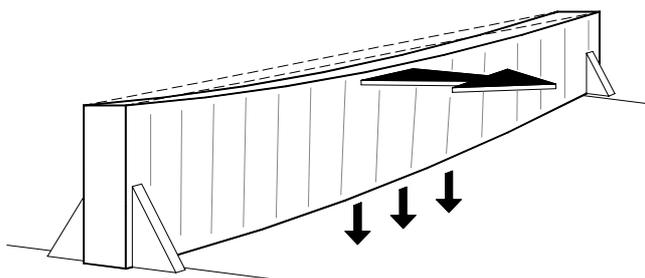


Figure 7-11 : Risque de déversement

Dans le cas des poutres en flexion, bloquées en torsion sur leurs appuis, le risque de déversement (instabilité de torsion) entre les points durs latéraux (anti-déversement), doit être incorporé à la vérification de contrainte de flexion sous la forme d'un coefficient k_{crit} , inférieur ou égal à 1, réducteur de la contrainte de calcul $f_{m,d}$.

La contrainte critique de déversement est :

$$\sigma_{m,crit} = \frac{M_{y,crit}}{W_y} = \frac{\pi \sqrt{E_{0,05} \cdot I_z \cdot G_{0,05} \cdot I_{tor}}}{l_{ef} \cdot W_y}$$

Dans le cas des poutres de section rectangulaire en bois résineux, on pourra simplifier l'expression par :

$$\sigma_{m,crit} = \frac{0,78 \cdot b^2 \cdot E_{0,05}}{l_{ef} \cdot h}$$

où

- $E_{0,05}$ module caractéristique d'élasticité,
- $G_{0,05}$ module de cisaillement caractéristique,
- I_z moment d'inertie selon l'axe faible z,
- I_{tor} moment d'inertie de torsion,
- W_y module d'inertie selon l'axe fort y,
- l_{ef} longueur effective selon tableau suivant.

Note :

Cette simplification part de l'hypothèse que, pour les résineux, il y a une corrélation directe entre les modules d'élasticité et de cisaillement telle que $G_{0,05} = E_{0,05} / 16$.

La longueur effective de déversement dépend du type de chargement. Sous la condition que les extrémités de l'élément fléchi sont maintenues en torsion au niveau des appuis (ou des points durs intermédiaires), on détermine la longueur effective comme suit :

$$l_{ef} = (k \times l) + a$$

où

l est la longueur réelle de l'élément (entre appuis)

k et a pris dans les tableaux suivants :

Type de poutre	Type de chargement	k
Simplement sur appui	Moment constant	1
	Charge uniformément répartie	0,9
	Charge ponctuelle au milieu	0,8
Cantilever	Charge uniformément répartie	0,5
	Charge ponctuelle à l'extrémité libre	0,8

Application de la charge	a
Sur la face comprimée	$2 \cdot h$
Sur la face tendue	$-0,5 \cdot h$

Tableau 7-1 : Détermination de la longueur effective de déversement

On déduit ensuite l'élançement relatif de flexion :

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit}}}$$

où

$f_{m,k}$ résistance caractéristique en flexion

En fonction de la valeur du coefficient $\lambda_{rel,m}$, il y a risque ou pas de déversement. k_{crit} est calculé à partir de cet élancement relatif de la façon suivante :

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

Remarque :

Dans le cas des poutres disposant d'un système anti-dévers sur toute la longueur de l'élément dont les extrémités sont bloquées en rotation de torsion (au niveau des appuis), on pourra prendre $k_{crit} = 1$ dans tous les cas.

Finalement, on doit vérifier l'élément par la combinaison suivante :

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

7.3.3 Pièces composites à assemblages mécaniques

Il convient de souligner que, toujours du fait des glissements d'assemblages, la rigidité apparente (en flexion, donc aussi vis-à-vis du flambement) de ce type de pièce est médiocre et toujours très inférieure, à ce que l'on obtiendrait en cas d'assemblage rigide (par collage), typiquement de l'ordre 3 à 4 fois plus faible pour un empilement de 3 pièces liées par clouage.

En conséquence, il est recommandé, chaque fois que cela est possible, d'assurer la résistance au flambement dans le plan considéré par des pièces spécifiques dont la grande inertie soit orientée selon ce plan (voir figure).

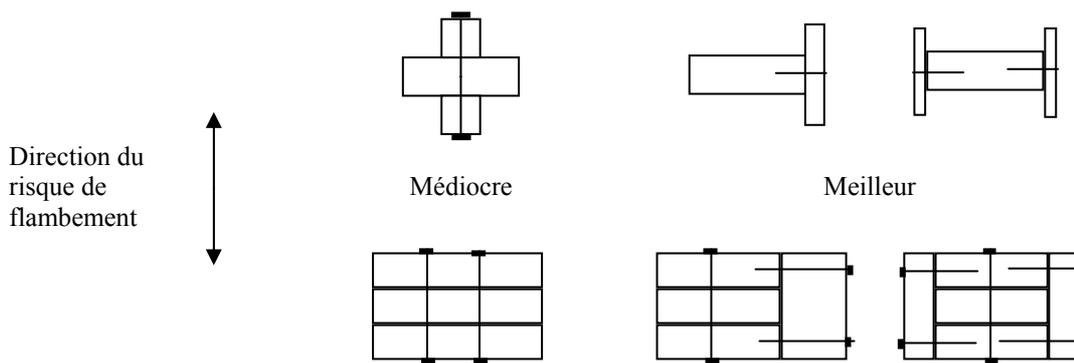


Figure 7-12 : Renforcement de la stabilité au flambement

• Optimisation de pièces composites en flambement

Dans les figures de gauche, l'inertie totale, réduite par les glissements d'assemblage est plus proche de la somme des 3 inerties partielles (faibles) que de l'inertie du profil complet, supposé monolithique, qui ne saurait être atteinte que par un collage. En outre le calcul est peu fiable car il repose sur des hypothèses de parfaite réalisation et conduit à une forte densité de liaisons entre pièces.

Dans le cas des figures de droite au contraire, on pourra souvent se contenter, pour la justification du flambement, de la seule somme arithmétique des inerties individuelles, le seul rôle des liaisons, beaucoup moins critiques et nombreuses, étant d'imposer la même déformée à toutes les pièces.

7.4 Vérification des éléments de stabilisation internes

7.4.1 Tolérance de rectitude des éléments à stabiliser

Pour des éléments comprimés stabilisés par des appuis latéraux à intervalles a , les déviations initiales (à la pose) de rectitudes entre appuis devront être inférieures à :

- $a/500$ pour des éléments en bois LC et LVL,
- $a/300$ pour les autres éléments (bois massif...).

Cette exigence permet d'appliquer les règles de vérification ci-après.

7.4.2 Vérification des anti-flambements

Tant qu'il n'y a pas d'instabilité, il n'y a pas d'effort dans les barres d'anti-flambement ! Si l'élément à stabiliser commence à flamber, les efforts à reprendre par le système d'anti-flambement augmenteront avec les déplacements. Cette notion est très importante car elle permet de percevoir que la raideur du système de stabilisation est essentielle afin de limiter au maximum les déplacements possibles et donc les efforts à reprendre. De fait, sous réserve d'une raideur suffisante des barres d'anti-flambement, ces efforts ne dépendent pas du nombre d'anti-flambement !

Dans ce cas, la figure ci-après (schéma 3) montre le mode de flambement envisagé. Par contre, on voit que plus il y a d'anti-flambement, plus la longueur de flambement est courte et nécessite un déplacement des points de blocage plus réduit, c'est-à-dire une raideur plus grande.

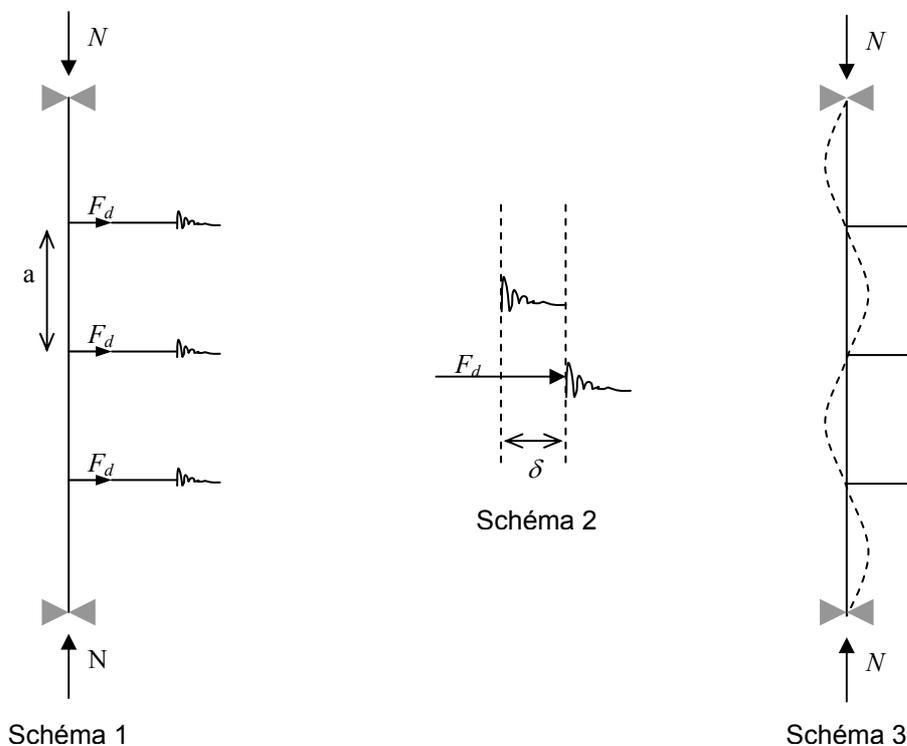


Figure 7-13 : Système d'anti-flambement

Sous l'effort N_d , on doit prendre en compte, au niveau de chaque blocage, un effort de stabilisation minimal F_d (schéma 1) déterminé par :

$$F_d = \frac{N_d}{50} \text{ pour du bois massif}$$

$$F_d = \frac{N_d}{80} \text{ pour du bois lamellé-collé}$$

La valeur de l'effort de stabilisation F_d ainsi calculée, et directement appliquée sur le point de blocage, devra entraîner un déplacement δ de celui-ci (schéma 2) tel que :

$$\delta \leq \frac{a \times F_d}{4 \times N_d}$$

avec

a distance entre les points de blocage

Ceci revient à vérifier que la raideur C des points de blocage est :

$$C \geq 4 \times \frac{N_d}{a}$$

7.4.3 Vérification des anti-déversements

Le déversement étant en fait un flambement de la partie comprimée, la méthode de vérification est la même que pour les systèmes d'anti-flambement.

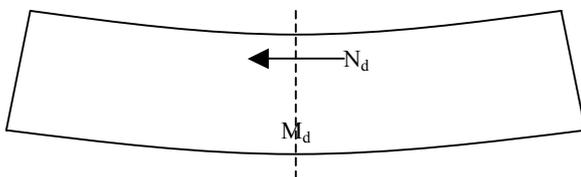


Figure 7-14 : Effort N_d induit dans la partie comprimée

Il suffit donc au préalable de déterminer l'effort normal équivalent N_d comme suit :

$$N_d = (1 - k_{crit}) \times \frac{M_d}{h}$$

avec

M_d valeur de calcul du moment de flexion dans la poutre
 k_{crit} coefficient déterminé conformément au paragraphe 7.3.2

7.5 Ouvrages de stabilisation générale

7.5.1 Stabilité

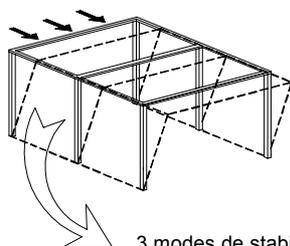
7.5.1.1 Rôle du système de stabilisation générale

Le système de stabilisation doit assurer la stabilité d'un bâtiment vis-à-vis d'actions (durables, transitoires ou accidentelles) extérieures (vent : contreventement) et intérieures (stabilisation des éléments comprimés vis-à-vis du flambement et des éléments fléchis vis-à-vis du déversement). Ces combinaisons d'actions peuvent être de type variable, comme ci-dessus, ou accidentelles comme les séismes.

7.5.1.2 Modes de stabilisation

Le stabilisation est généralement réalisée par :

- des poutres de type barre ou treillis,
- des membranes (ou diaphragmes),
- la structure elle-même, par exemple des portiques dans leur plan (non visé ici).



3 modes de stabilisation d'un système de base déformable

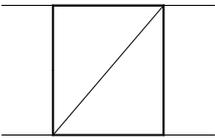
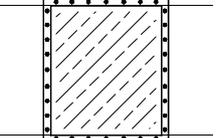
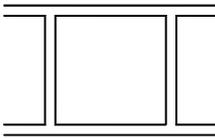
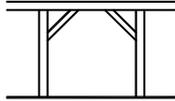
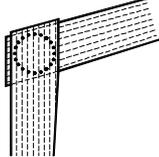
<p><u>Principes</u></p>	 <p>par triangulation</p>	 <p>par plaque (diaphragme) rapportée</p>	 <p>par continuité (encastrement) entre poteaux et traverses</p>
<p><u>Application technologiques aux structures en bois</u></p>	<p><u>Barres en bois</u> (écharpes ou croix-de-St-André) ou <u>Tirants métalliques</u></p>	<p><u>Panneaux dérivés du bois</u> (contreplaqué, OSB, panneaux de particules) fixés par collage ou clouage</p>	<p>peu adapté aux structures bois exceptions :</p> <ul style="list-style-type: none"> • "liens"  • couronnes de portiques 

Figure 7-15 : Différents modes de stabilisation

Note :

On limite en général la largeur des bois dans les zones des couronnes de boulons à 1 m et le moment à reprendre à 20 kN.m. En effet, au delà il y a un risque important de voir apparaître un fendage du poteau dû au cisaillement induit par la couronne de boulons.

7.5.2 Généralités sur le contreventement**7.5.2.1 Introduction**

Lors de la conception d'une structure courante, hors système porteur 3D dont la conception est spécifique, on commence par définir le système porteur principal : il se dessine dans un plan vertical et résiste soit aux charges verticales seules soit aux charges verticales et horizontales.

Les efforts perpendiculaires au système porteur principal sont repris par des systèmes structuraux spécifiques plans (plan unique ou composition de plans) appelés contreventements ayant deux fonctions essentielles :

- limiter les déformations d'ensemble de la structure et éviter la ruine (stabiliser) et transmettre aux fondations l'effet des actions horizontales,
- le système de contreventement ne doit pas interférer sur le dimensionnement du système porteur principal.

7.5.2.2 Dispositions minimales de stabilité

Pour résister aux actions horizontales, sans se transformer en mécanisme, un système structural se compose d'éléments verticaux ou d'une combinaison d'éléments horizontaux et verticaux. Il est facile de poser des critères :

- portique plan chargé dans son plan : 3 articulations maximum,
- « boîte » : à un diaphragme horizontal doivent être associés 3 composants verticaux (non parallèles et ne concourant pas en un point), sans diaphragme horizontal, 4 éléments verticaux non parallèles sont nécessaires,

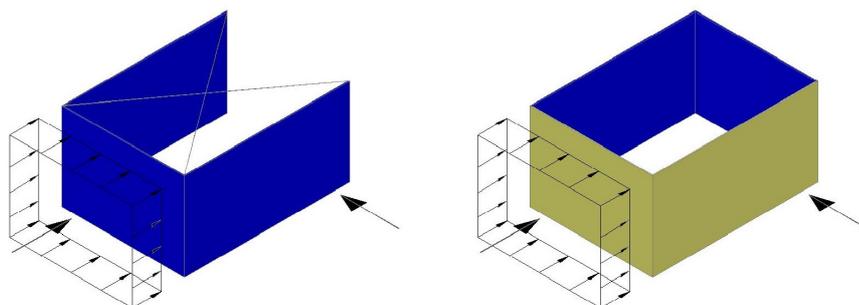


Figure 7-16 : Dispositions de stabilité pour une construction type « boîte »

- treillis plan chargé dans son plan : s'il est composé de poutres horizontales et verticales uniquement, il ne peut supporter ni force horizontale ni force verticale,
- une palée de stabilité verticale permet de résister aux forces horizontales (et réciproquement).

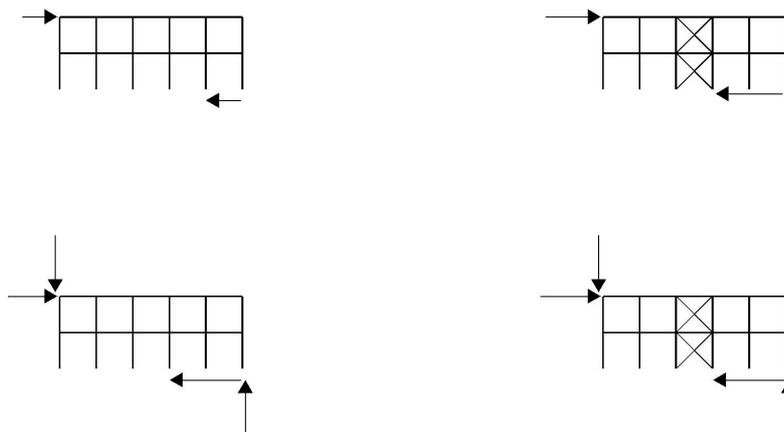


Figure 7-17 : Dispositions minimales de stabilité pour des treillis plans

Dès qu'on satisfait ces dispositions, la structure permet le transfert des actions horizontales aux fondations.

7.5.2.3 Conception du contreventement

A la base de l'exercice, l'analyse limite l'approche statique des structures : si un mode de chargement (cas de charge) est appliqué à la structure et qu'on lui fait correspondre, par les lois de l'équilibre statique, une distribution d'efforts internes qui ne viole nulle part le critère de rupture du matériau, alors la structure est sûrement stable (sans savoir si on est proche ou non de la rupture) ; faire cheminer les efforts dus aux actions horizontales et les reprendre par des pièces de dimension suffisante est l'art du contreventement, dans le respect des dispositions minimales. Le projeteur moderne peut utiliser les logiciels de structure à cet effet, mais des règles simples sont disponibles.

Prenons l'exemple classique d'un hall industriel constitué de fermes sur poteaux supportant une couverture et un bardage sur ses longs-pans et ses pignons.

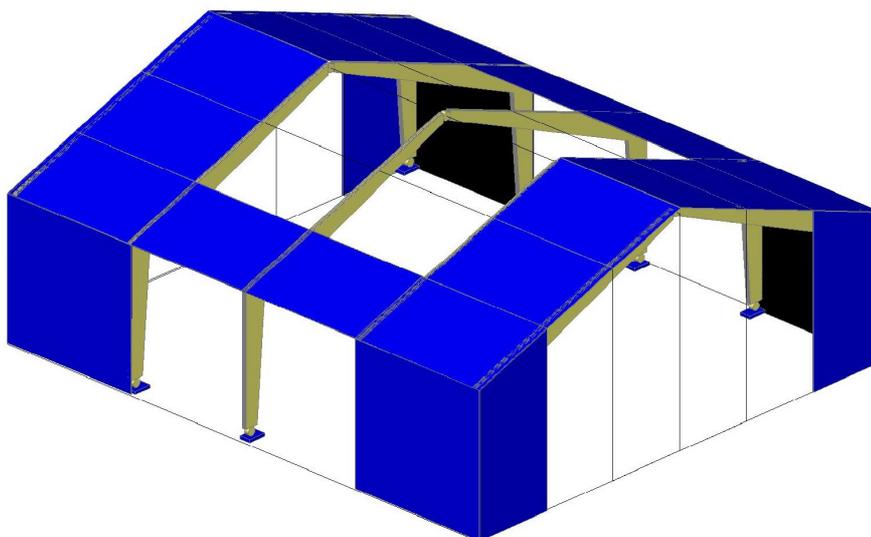


Figure 7-18 : Bâtiment classique

Sur cet exemple, la stabilité **transversale** (efforts parallèles au pignon) est assurée par :

- les portiques (2 ou 3 articulations) et leur rigidité,
- les poteaux, si encastrement en pied,
- d'éventuelles palées de stabilité transversale.

La liaison rigide reportant ces efforts à ces éléments peut être assurée par la poutre au vent en sablière.

La stabilité **longitudinale** (efforts parallèles au long pan) est assurée par des éléments qui peuvent être distincts de ceux de la structure principale ; au niveau de la couverture, les portiques ou arcs, les pannes et contreventements constituent la poutre au vent ; au niveau des longs-pans, les palées de stabilité assurent la stabilité.

Les contreventements peuvent être indifféremment des **systèmes triangulés** :

- croix de Saint-André,
- treillis en N, V ou K,
- ou des **diaphragmes** (panneaux plans)...

Généralement (si façade pignon), on dispose une poutre de contreventement dans la première ou deuxième travée située immédiatement après le pignon, du moins pour les bâtiments de moins de 60 m.

Exemple :

La figure suivante présente une structure composée de cadres à trois articulations, contreventée et soumise à des charges horizontales P_i introduites au niveau de la façade-pignon et agissant au niveau de chaque panne. Le système étant symétrique, seule une moitié peut alors être considérée pour déterminer les six réactions d'appuis.

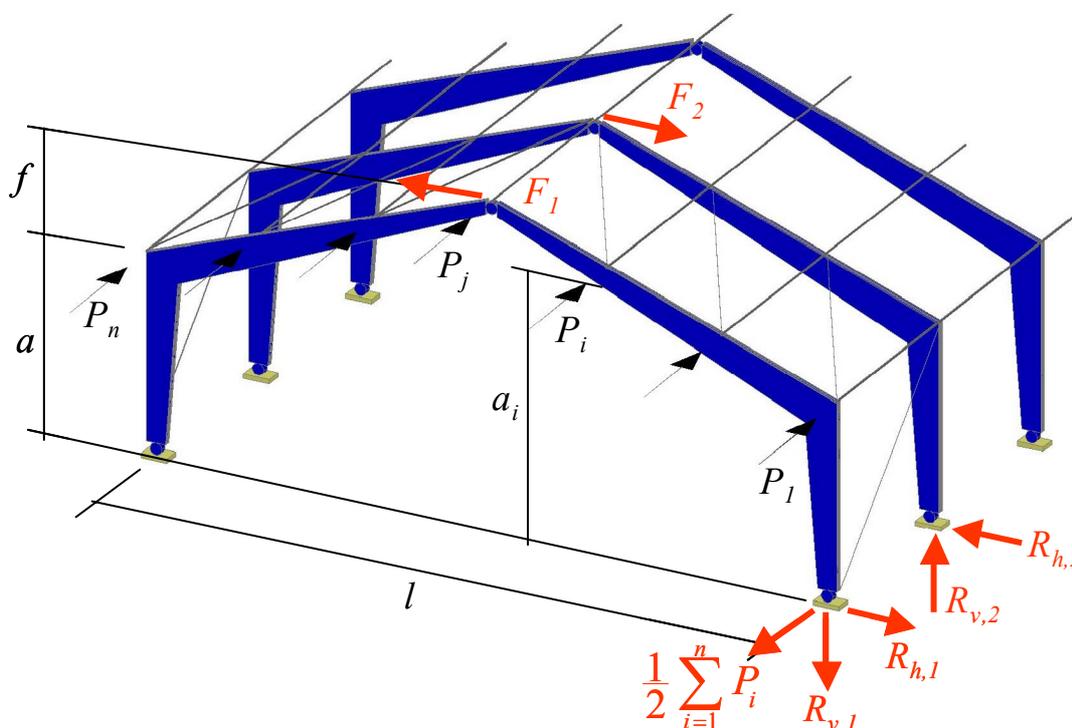


Figure 7-19 : Cadre symétrique à 3 articulations avec stabilisation vis-à-vis des charges horizontales

Ce système est statiquement déterminé avec six réactions d'appuis inconnues. Les trois équations d'équilibre en translation et trois équations d'équilibre en rotation permettent d'obtenir :

$$R_{v,1} = -R_{v,2} = \frac{1}{2.e} \cdot \sum_{i=1}^n P_i \cdot a_i$$

$$R_{h,1} = -R_{h,2} = \frac{l}{4.e.(a+f)} \cdot \sum_{i=1}^n P_i \cdot (a_i - a)$$

$$F_1 = -F_2 = \frac{l}{4.e.f.(a+f)} \cdot \sum_{i=1}^n P_i \cdot (a_i - a)$$

La reprise des charges horizontales hors du plan des cadres nécessite donc d'assurer la liaison au niveau de l'articulation de faite. De plus, des réactions d'appui $R_{h,1}$ et $R_{h,2}$ se développent dans le plan des cadres contreventés. Ces réactions vont engendrer un moment additionnel ($M = R_{h,2} \cdot a$) dans l'angle du cadre.

Comme dans la réalité la pente des fermes est faible en Bois lamellé-collé, il arrive le plus souvent qu'on néglige ces moments additionnels qui interfèrent sur le dimensionnement du système porteur principal.

7.5.3 Contreventements triangulés

En fonction de sa position dans l'ouvrage, on a :

Poutre au vent en sablière :

- ses membrures sont une panne courante et une panne sablière,
- ses montants extrêmes sont des portions de ferme,
- ses montants courants et les diagonales sont des éléments secondaires.

Poutre au vent en pignon :

- ses membrures sont une ferme ou un élément secondaire,
- ses montants sont des (portions de) pannes,
- ses diagonales sont des éléments secondaires.

Palées de stabilité :

- ses membrures sont les poteaux,
- ses montants des lisses,
- ses diagonales sont des éléments nouveaux.

Les contreventements triangulés sont considérés comme des treillis et, pour le calcul manuel en vue du dimensionnement, les poutres dites au vent sont considérées comme appuyées aux deux extrémités et soumises à des charges dues au vent réparties aux différents nœuds.

7.5.3.1 Treillis en croix de Saint-André

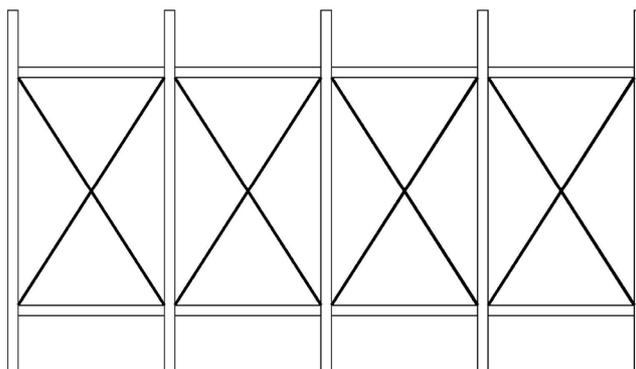


Figure 7-20 : La croix de Saint-André

La croix de Saint-André est souvent le moyen de contreventement le plus économique et convient parfaitement aux structures présentant de grands entraxes entre fermes et pannes. Les diagonales peuvent être dimensionnées à la traction et/ou, si leur élancement n'est pas trop important, à la compression. Dans le cas où l'on choisit de faire contribuer toutes les diagonales à la reprise des efforts, ce système forme une poutre triangulée hyperstatique. Les longues diagonales étant mieux adaptées aux efforts de traction, les grandes structures primaires sont souvent stabilisées par des croix de Saint-André travaillant uniquement à la traction. La détermination des efforts s'effectue alors en supprimant du système statique toutes les diagonales potentiellement en compression. Dans ce cas, il est généralement plus avantageux d'utiliser des diagonales en acier de types fers plats ou feuillards métalliques cloués, ou encore des tirants en fers ronds avec système de réglage des tensions, le principal avantage de ces systèmes étant la facilité de mise en œuvre.

Les pannes contribuent activement au système de contreventement et sont donc soumises à une augmentation de contraintes dont il faudra tenir compte dans le dimensionnement. Pour diminuer la longueur de flambement des pannes comprimées, une solution consiste à disposer des éléments reliant les nœuds des croix aux pannes voisines.

7.5.3.2 Treillis en V

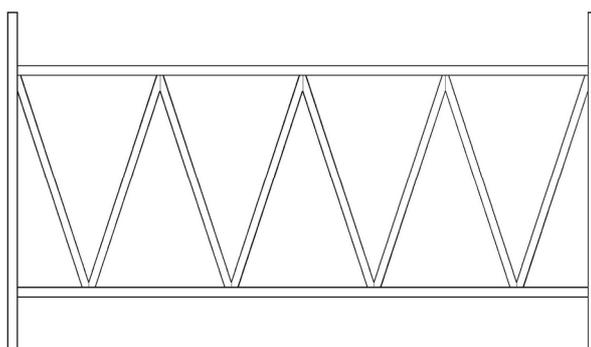


Figure 7-21 : Treillis en V ou W

Les diagonales en V sont ici disposées dans un plan inférieur à celui des pannes. Toutes doivent transmettre des efforts de traction et de compression à cause des inversions possibles des charges extérieures, d'où l'intérêt d'utiliser des éléments en bois. Dans ce cas, les pannes ne représentent plus des composants actifs du contreventement, mais servent uniquement à la transmission des charges aux nœuds, voire à la réduction des longueurs de flambement des diagonales en cas de liaison avec celles-ci. Une telle configuration n'est plus économique si l'entraxe des fermes devient trop important (> 5 m).

7.5.3.3 Treillis en N

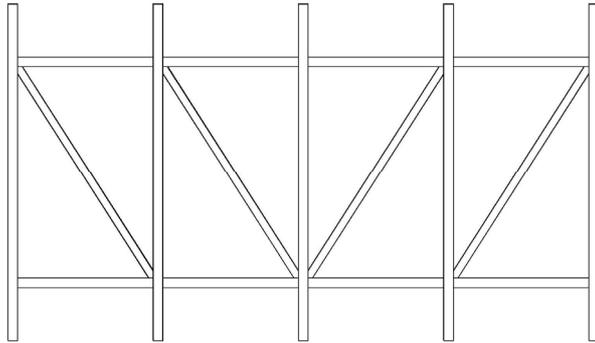


Figure 7-22 : Treillis en N

Comme le système précédent, le contreventement en N s'applique uniquement si les entraxes entre fermes ne sont pas importants (< 5 m). En effet, les pannes jouent ici le rôle de montants du treillis et sont sollicitées en traction ou en compression, d'où la nécessité de limiter les longueurs de flambage. Ce système est judicieux si les charges extérieures produisent des efforts importants, principalement dans une direction.

7.5.3.4 Treillis en K

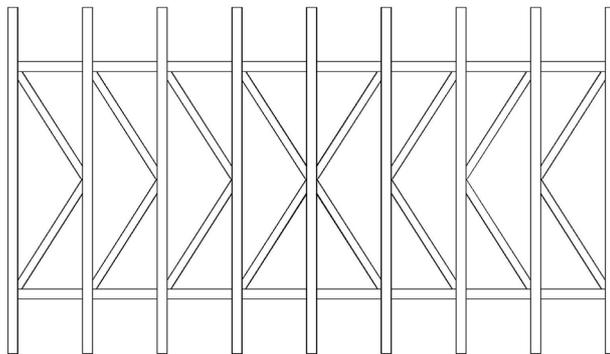


Figure 7-23 : Treillis en K

Le treillis en K permet une réduction d'environ 50 % des efforts dans les membrures internes par rapport au système précédent. Les diagonales appuient les pannes en un point intermédiaire, réduisant ainsi leur longueur de flambement, ce qui permet une utilisation pour de grands entraxes de pannes ou de fermes. De plus, lorsqu'elle est disposée comme système de contreventement vertical en façade, cette configuration offre la possibilité de concevoir de plus grandes ouvertures.

7.5.4 Assemblages

Différentes dispositions constructives sont envisageables pour les liaisons. Les exemples ci-après ont prouvé leur performance dans la pratique. Les diagonales en bois peuvent être assemblées avec des plaques d'acier clouées ou brochées. Pour les plaques d'acier serties, il est préférable de les pré-percer en même temps que le bois. Ainsi, les espacements requis sont réduits et la liaison est plus rigide et plus efficace.

Pour de plus faibles efforts, des plaques minces placées sur un côté suffisent. La surface requise pour une plaque non percée est quatre fois plus grande que celle pour les connexions pré-perçées avec des plaques d'acier serties. Le calcul des diagonales doit tenir compte du moment de flexion résultant de l'excentricité des plaques.

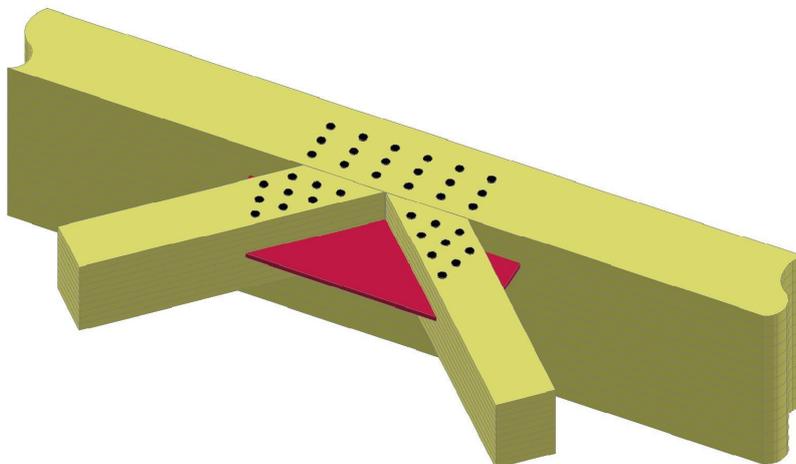


Figure 7-24 : Diagonales en bois assemblées avec une plaque d'acier sertie

Les diagonales peuvent être assemblées facilement au moyen de connecteurs spécifiques comme le montre la figure ci-dessous. Ce genre d'assemblage peut se monter facilement.

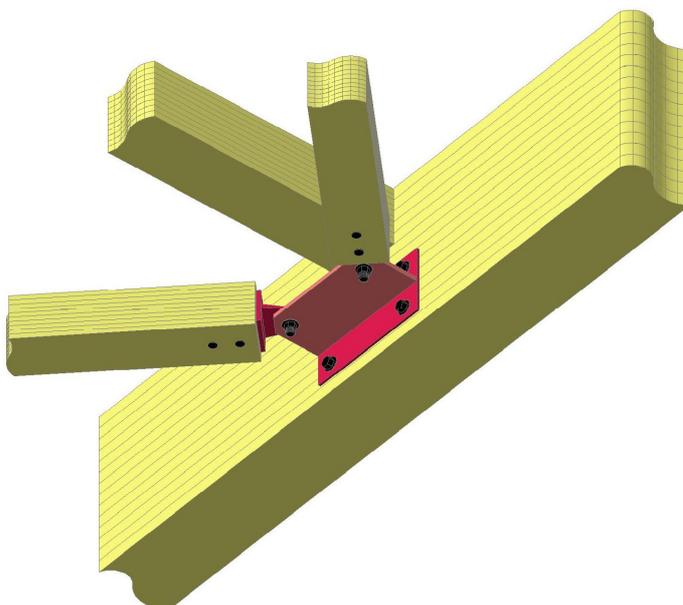


Figure 7-25 : Connexion des diagonales en acier avec connecteurs spécifiques

L'assemblage des contreventements comprend :

- Une ou deux mains de contreventement : les mains de contreventement s'appareillent sur les deux extrémités des barres de contreventement.
- Une attache de contreventement : l'attache de contreventement se fixe sur la face des fermes servant de membrure à la poutre triangulée.

- Un boulon liaisonnant chaque main à l'attache de contreventement : le boulon forme un axe de rotation permettant de définir une large plage angulaire. Il se met en place en dernier.

Les tirants en acier traversant le bois peuvent être assemblés sur la face opposée. Des connecteurs spécifiques en acier sont disponibles pour assembler des diagonales formant un angle très variable.

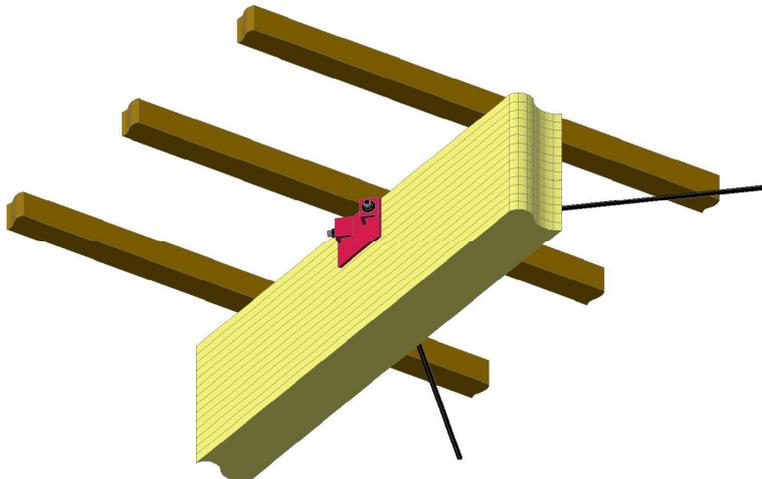


Figure 7-26 : Liaisons des tirants d'acier de l'autre côté du bois de la poutre en bois

Remarques importantes :

La flèche horizontale du système de contreventement, dans la combinaison la plus défavorable et en tenant compte des imperfections de la structure et des glissements d'assemblage, doit être inférieure ou égale à $l/500$.

Pour les bâtiments situés en zone sismique, les éléments métalliques doivent satisfaire aux exigences suivantes :

- effort axial dans les barres limité à la résistance plastique en traction,
- la plastification des barres sous effort de traction doit se produire avant tout flambement des éléments principaux en bois ou toute ruine des assemblages,
- l'élançement des barres doit satisfaire $0,7 \leq \lambda \leq 1,5$.

7.5.5 Vérification des systèmes de contreventement général

Pour une série de n éléments parallèles (par exemple portiques) qui nécessitent des blocages latéraux, le système de stabilisation mis en œuvre (poutre au vent) doit être capable de reprendre en plus des effets dus à une charge horizontale externe (par exemple le vent), les charges de stabilité interne F_{int} donnée par :

$$F_{int} = k_l \times \frac{n \times N_d}{30 \times l} \times a$$

où

- N_d valeur de calcul de l'effort de compression moyen dans l'élément
- l portée des éléments stabilisés
- a distance entre 2 points de blocage

Avec $k_l = \min \left\{ \begin{array}{l} 1 \\ \sqrt{\frac{15}{l}} \end{array} \right.$

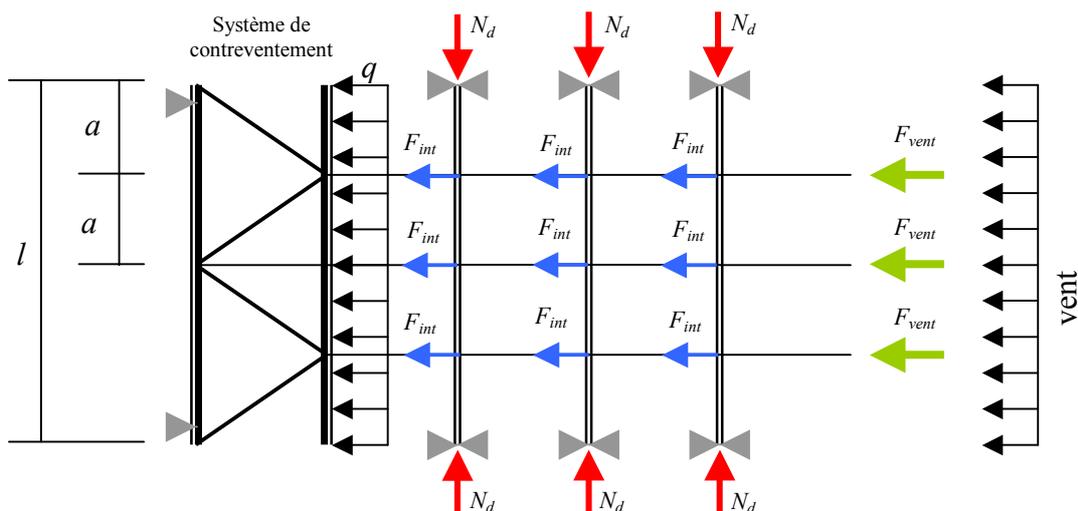


Figure 7-27 : Report des efforts sur la poutre au vent

Le système de stabilisation doit donc résister à un ensemble de forces $F_d = F_{vent} + \sum F_{int}$ ramené sur lui par chaque panne.

On pourra justifier la poutre au vent en représentant les forces F_d par un chargement horizontal uniformément réparti q telle que :

$$q = k_r \cdot \frac{n \cdot N_d}{30 \cdot l} + \frac{\sum F_{vent}}{l}$$

Note :

On rappelle que la déformation limite des systèmes de contreventement est de $l/500$.

7.5.6 Diaphragmes

Les diaphragmes sont généralement réalisés avec des panneaux à base de bois, cloués sur une ossature : les panneaux utilisés doivent être assez rigides pour transmettre complètement les efforts de cisaillement aux points de fixation, même après de nombreux cycles de chargement.

Leur justification est traitée dans le manuel « Ossature bois ».

8 VÉRIFICATION AUX ÉTATS LIMITES DE SERVICE

8.1 Généralités

L'EN 1995-1-1, dans son chapitre 5, traite de trois aspects liés à l'aptitude des ouvrages à leur service :

- le glissement des assemblages mécaniques,
- les flèches des éléments,
- les critères de dimensionnement des planchers sous sollicitations statiques et dynamiques.

8.2 Le glissement des assemblages

Les valeurs de K_{ser} sont fournies par le tableau 7.1 de l'EN 1995-1-1 pour les calculs aux Etats Limites de Service. Pour la modélisation des structures en calcul aux Etats Limites Ultimes, on utilise le glissement ultime K_u déterminé à partir de K_{ser} .

La méthode de calcul est présentée dans le manuel « Assemblages » pour les différents types d'organes d'assemblage.

8.3 Calcul des flèches des éléments

Les flèches statiques sont simplement définies et limitées dans une large fourchette, permettant à chaque pays d'adapter les règles à ses propres exigences. Les flèches à respecter sur le marché français sont donc définies par l'ANNEXE NATIONALE de NF EN 1995-1-1/NA, de la manière suivante :

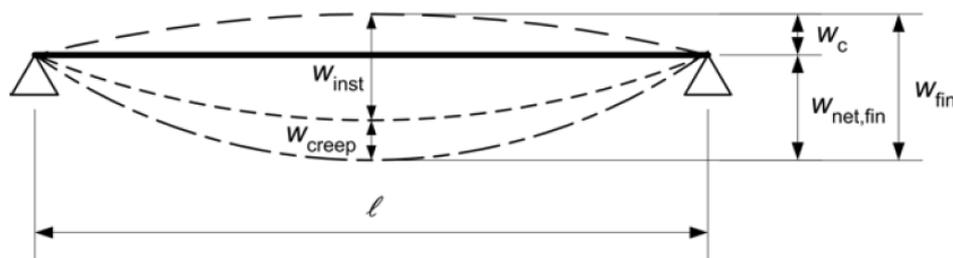


Figure 8-1 : Définition des flèches

avec

W_{inst}	flèche instantanée
W_c	contreflèche (si existante)
W_{creep}	flèche due au fluage
W_{fin}	flèche finale (y compris contreflèche)
$W_{net,fin}$	flèche nette finale (contreflèche déduite)

8.4 Déformations limites

8.4.1 Déformations verticales

L'EN 1990 définit trois types de flèches limites :

- $\delta_{lim,1}$: flèche limite destinée à assurer la bonne stabilité de l'ouvrage et son bon fonctionnement pendant la durée de service attendue de celui-ci. C'est cette flèche limite qui est donnée de façon réglementaire par l'annexe nationale NF EN 1995-1-1/NA,
- $\delta_{lim,2}$: flèche limite destinée à assurer le bon fonctionnement des éléments de second œuvre pendant la durée de service attendue de ceux-ci. Cette flèche limite est donnée soit par les fabricants, soit par les DTU associés. L'annexe nationale NF EN 1995-1-1/NA précise la méthode de calcul de cette flèche.
- $\delta_{lim,3}$: flèche limite donnée par une exigence esthétique ou une volonté particulière du maître d'ouvrage, de l'architecte, ...

Pour les éléments de structure, si l est la distance entre appuis, les flèches limites réglementaires, $\delta_{lim,1}$, pour la France sont :

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

Tableau 8-1 : Flèches limites pour les éléments structuraux selon NF EN 1995-1-1/NA

Aux états limites de service (ELS), pour les situations durables ou transitoires et pour toutes les combinaisons, les trois valeurs limites du **Tableau 8-1** doivent être vérifiées selon les critères suivants :

- Pour les déformations instantanées sous actions variables seules $u_{inst}(Q)$:

$$u_{inst}(Q) \leq w_{inst}(Q)$$

- Pour les déformations finales $u_{net,fin}$:

$$u_{net,fin} \leq w_{net,fin}$$

- Pour les déformations finales des éléments avec une contre flèche u_c , on vérifie également u_{fin} :

$$u_{fin} \leq w_{fin}$$

Il peut être nécessaire de limiter les flèches à cause d'éléments fixés sur la structure, c'est-à-dire les limites $\delta_{lim,2}$ au sens de l'EN 1990. Dans l'annexe nationale NF EN 1995-1-1/NA, les valeurs limites sont notées w_2 et doivent être obtenues en consultant les exigences des D.T.U., avis techniques, etc. On vérifie alors que :

$$u_{fin} - u_{inst}(G) \leq w_2$$

où $u_{inst}(G)$ est la déformation instantanée sous les charges permanentes seules.

Pour les panneaux utilisés en plancher et support de couverture, si l est la distance entre appuis, la déformation limite réglementaire, $\delta_{lim,1}$, sous charge répartie est $l/250$. Pour la justification sous charge concentrée, les exigences sont données dans la EN 12871 (en cours de révision en 2008).

8.4.2 Déformations horizontales

Les valeurs limites du **Tableau 8-1** s'appliquent aussi pour les déplacements horizontaux, excepté pour les éléments individuels soumis au vent pour lesquels on retient la valeur de $l/200$.

Pour les systèmes de contreventement (ou tout autre élément devant être considéré comme un point dur), la clause 9.2.5.3(2) de NF EN 1995-1-1 impose une déformation limite de $l/500$.

8.5 Vérifications supplémentaires pour les planchers

La NF EN 1995-1-1 impose, pour les planchers d'habitation, des performances particulière de réponse dynamique, avec, comme première exigence pratique, une fréquence propre du système supérieure à 8 hertz, complétée par deux exigences complémentaires consistant en une flèche limite sous charge ponctuelle statique et une vitesse maximale sous impulsion unitaire. La méthode de calcul de cette dernière nécessite l'évaluation préalable de la raideur des éléments transversaux du plancher (entretoises, panneaux, etc.), afin de déterminer les rigidités en flexion équivalentes de plaque (du plancher) $(EI)_b$, autour d'un axe parallèle aux solives, et $(EI)_l$, autour d'un axe perpendiculaire aux solives, en Nm^2/m , où $(EI)_b < (EI)_l$.

De plus, on suppose, sauf justification contraire, que l'amortissement du plancher est $\zeta = 0,01$ (i.e. 1 %).

Pour les planchers « classiques » rectangulaires de dimensions $b \times l$ simplement appuyés sur leurs quatre bords et constitués de solives et de panneaux, on peut évaluer la rigidité de plaque $(EI)_l$ en considérant le plancher comme une succession de poutres composites en T. On évalue la rigidité efficace $(EI)_{ef}$ de la poutre par la méthode présentée dans le chapitre « Eléments mixtes » ou l'annexe B de NF EN 1995-1-1/NA. La rigidité de plaque $(EI)_l$ est alors obtenue en ramenant cette rigidité $(EI)_{ef}$ à une bande de 1 m de largeur.

La rigidité de plaque $(EI)_b$ sera évaluée en ne considérant que les panneaux en calculant la rigidité (EI) d'une bande de panneau de 1 m de largeur.

La fréquence propre f_1 du plancher (en Hz) peut être approchée par :

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

m masse par unité de surface en kg/m^2
 l portée du plancher en m

Note :

Pour un calcul conservateur, dans la détermination de la masse surfacique m du plancher, on pourra considérer en plus de la charge permanente, la part quasi-permanente de la charge d'exploitation, soit $\psi_2 \cdot Q_k$.

On vérifie alors que $f_1 \leq 8$ Hz.

La valeur de la réponse impulsionnelle v peut être approchée par :

$$v = \frac{4(0,4 + 0,6.n_{40})}{m.b.l + 200}$$

avec

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

où

n_{40} nombre de modes du premier ordre avec des fréquences naturelles inférieures à 40 Hz

b largeur du plancher en m

En fonction de la « classe de confort » du plancher désirée, de souple à très rigide, on détermine un couple de paramètres a et b dans le graphe suivant :

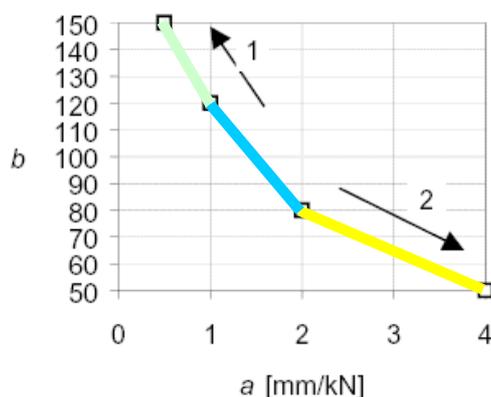


Figure 8-2 : Valeurs recommandées pour a et b

avec

1 = meilleur performance

2 = moindre performance

Un confort normal pour un plancher résidentiel d'usage courant correspond à une valeur de $a = (1,3 \pm 0,3)$ mm/kN. La valeur de b se déduit sur la courbe.

Un autre niveau de confort peut être obtenu en faisant varier la valeur de a , qui dans tous les cas doit rester inférieure à 3.

En fonction du choix du couple de paramètres a et b associé, on vérifie alors :

- que sous une charge statique ponctuelle F placée en un quelconque point du plancher, la flèche w est telle que :

$$\frac{w}{F} \leq a$$

- et que la réponse impulsionnelle est telle que :

$$v \leq b^{(f_1 \zeta - 1)}$$

Sauf justification contraire, l'amortissement du plancher est $\zeta = 0,01$ (i.e. 1 %).

9 SITUATIONS ACCIDENTELLES

9.1 Situation incendie

9.1.1 Introduction

La partie 1.2 de l'Eurocode 5 traite du calcul des structures en bois pour une situation accidentelle d'exposition au feu. Elle identifie les compléments à apporter à une conception en température normale et doit être utilisée conjointement avec l'EN 1995-1-1 et l'EN 1991-1-2.

9.1.2 Bases du calcul

9.1.2.1 Modèles d'incendie

Un incendie est représenté par une courbe température - temps. Il existe deux modèles de courbes :

- modèle de feu nominal / conventionnel : courbe unique pour tous les bâtiments, sans phase de décroissance

EN 1991-1-2

$$\Theta_g = 20 + 345 \log_{10}(8t + 1)$$

avec

Θ_g température des gaz du compartiment (°C)

t temps (min)

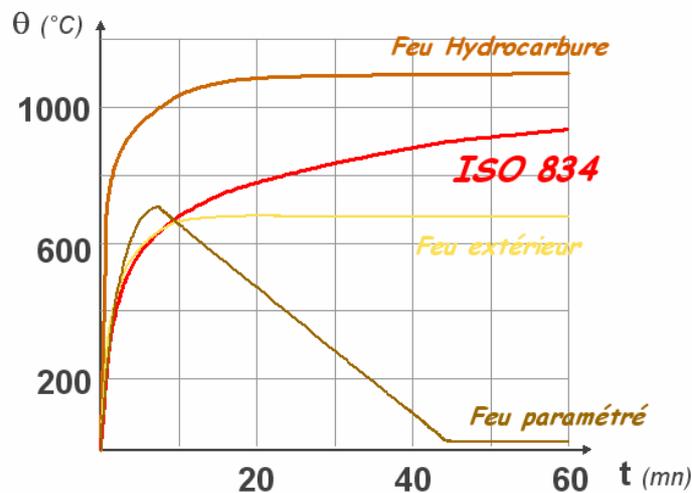


Figure 9-1 : Courbe normalisée du feu nominal

Remarque :

En plus de la courbe normalisée (ISO-834), on peut utiliser des courbes nominales plus spécifiques (feu extérieur, feu d'hydrocarbures...) :

- modèle de feu paramétrique ou naturel : courbe dépendant des paramètres physiques définissant les conditions à l'intérieur du bâtiment (géométrie, quantité de matériaux combustibles, surface de ventilation...).

Cette étude spécifique, réalisée par un bureau d'études spécialisé, doit être validée par le CSTB ou le CTICM.

EN 1991
Annexe A

9.1.2.2 Critères de performance exigés (exposition à un feu nominal)

Pour une exposition standard au feu, les éléments doivent être conformes aux critères suivants :

- **Élément à fonction séparative** : critère E (intégrité) et éventuellement I (isolation)
Le critère I est satisfait si, pour une température initiale de 20 °C, la variation de température sur la surface non exposée est inférieure à :
 - o élévation < 140 °C en moyenne en phase de réchauffement
 - o élévation < 180 °C en tout point en phase de réchauffement
 - o diminution < 200 °C en moyenne en phase de refroidissement (feu paramétrique)
 - o diminution < 240 °C en tout point en phase de refroidissement (feu paramétrique)
- **Élément à fonction porteuse** : critère R (résistance mécanique)
Le critère R est satisfait s'il y a maintien de la fonction porteuse.

Section 2
2.1.2
2.1.3

Note :

Dans quelques cas, le critère R est également associé à la vérification d'une déformation limite ou d'une vitesse de déformation limite pendant le temps requis (voir Arrêté du 23 mars 2004).

9.1.2.3 Principe de vérification de la fonction porteuse à chaud

On vérifie, pour la durée d'exposition au feu exigée « t » que :

$$E_{d,fi} < R_{d,t,fi}$$

avec

$E_{d,fi}$ valeur de calcul de l'effet des actions en situation de feu

$R_{d,t,fi}$ valeur de calcul de la résistance correspondante en situation de feu

La particularité du calcul à chaud vient du fait que l'effet des actions $E(t)$ et la résistance des éléments en bois $R(t)$ évoluent au cours de l'incendie (**Figure 9-2**).

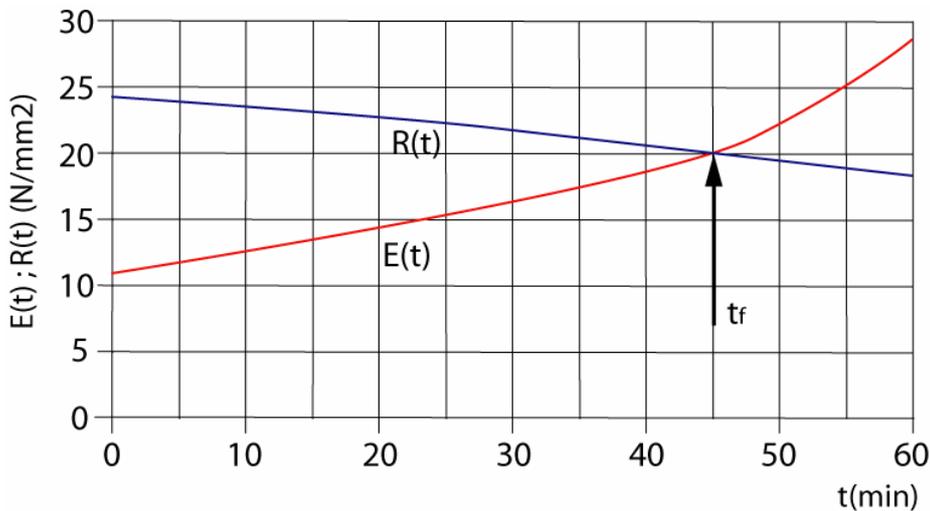


Figure 9-2 : Évolution de l'effet des actions $E(t)$ et de la résistance des éléments en bois $R(t)$ pendant l'exposition au feu

La durée maximale de résistance au feu correspond à l'instant t_f , lorsque $R(t)$ devient inférieur à $E(t)$.

9.1.3 Action du feu – Généralités

9.1.3.1 Action directe : combustion d'un élément en bois

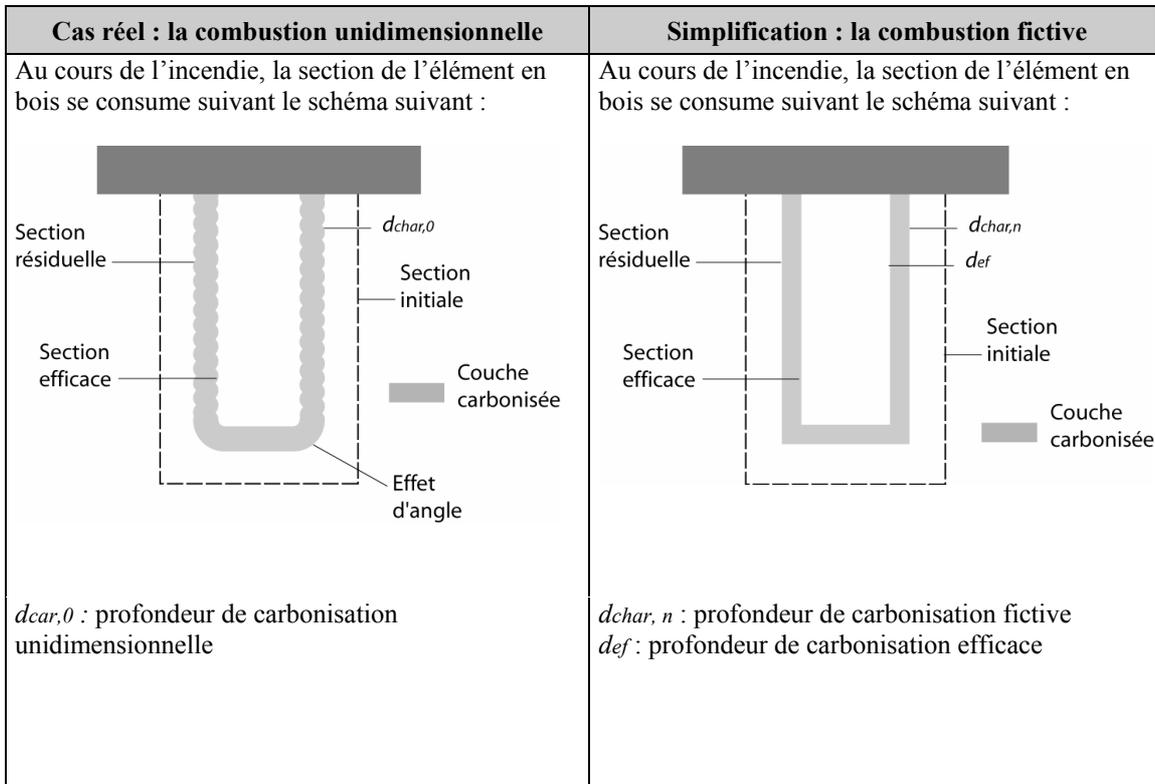


Figure 9-3 : Modélisation de la combustion d'un élément bois

Il existe deux méthodes de calcul :

- la méthode de la section réduite, qui utilise la combustion fictive
- la méthode des propriétés réduites, qui utilise la combustion unidimensionnelle

Section 4
4.2.1
4.2.2

L'annexe nationale française interdisant l'utilisation de la méthode des propriétés réduites, seule la **méthode de la section réduite** est décrite ici.

9.1.3.2 Action indirecte

En plus de l'action directe du feu sur les éléments en bois, il faut considérer l'effet de la température sur les structures mixtes. En effet, la dilatation thermique des autres matériaux, l'acier notamment, peut occasionner un changement du modèle statique et des sollicitations agissant sur les éléments en bois. On se référera à NF EN 1993-1-2.

Voir
EN 1993

9.1.4 Méthode de la section réduite

9.1.4.1 Calcul de la section efficace

La justification s'effectue en considérant la section efficace de l'élément bois (voir Figure 9-3). La section efficace est obtenue en réduisant la section initiale de la profondeur de carbonisation efficace d_{ef} . Cette réduction de section ne s'applique qu'aux faces exposées.

$$d_{ef} = d_{char,n} + k_0 d_0$$

avec

$$d_0 = 7 \text{ mm}$$

la profondeur de carbonisation fictive $d_{char,n} = \beta_n \times t$

t temps en minutes

β_n vitesse de combustion fictive, dont l'amplitude inclut l'effet des arrondis en coins et des fentes

Vitesse de combustion fictive β_n pour le bois	β_n mm/min
résineux massif ($\rho_k \geq 290 \text{ kg/m}^3$)	0,80
résineux lamellé-collé ($\rho_k \geq 290 \text{ kg/m}^3$)	0,70
feuillu massif ou lamellé-collé ($\rho_k \geq 450 \text{ kg/m}^3$)	0,55
feuillu massif ou lamellé-collé ($290 \text{ kg/m}^3 \leq \rho_k \leq 450 \text{ kg/m}^3$)	0,70
LVL ($\rho_k \geq 480 \text{ kg/m}^3$)	0,70

Tableau 9-1 : Vitesse de combustion fictive du bois (β_n) en mm/min

Section 3
3.4.2

Le coefficient k_0 permet de tenir compte de la protection de l'élément. On note t_{ch} le retard de démarrage de la carbonisation lié à la protection (voir NF EN 1995-1-2) et $t_{fi,req}$ le temps de résistance au feu exigé. Le coefficient k_0 est pris dans le tableau suivant :

Faces non protégées ou protégées avec $t_{ch} < 20$ minutes	$t_{fi,req} < 20 \text{ min}$	$k_0 = t_{fi,req} / 20$
	$t_{fi,req} \geq 20 \text{ min}$	$k_0 = 1$
Faces protégées avec $t_{ch} \geq 20$ minutes	$t_{fi,req} < t_{ch}$	$k_0 = t_{fi,req} / t_{ch}$
	$t_{fi,req} \geq t_{ch}$	$k_0 = 1$

Tableau 9-2 : Détermination de k_0

Section 4
4.2.2

9.1.4.2 Calcul des sollicitations ($E_{d,fi}$)

En situation incendie, les combinaisons utilisées pour cette situation accidentelle sont construites en prenant **tour à tour** chaque action variable comme action principale $Q_{k,p}$ en valeur fréquente et en y ajoutant la valeur quasi-permanente des autres actions variables afin de générer tous les scénarios possibles. L'expression générale est donc :

$$G_k + A_d + \psi_{1,p} Q_p + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

où A_d est la prise en compte des effets induits par la situation accidentelle « incendie » tels que les dilatations et déformations thermiques des matériaux autres que le bois.

EN 1990
+ Annexes
Nationales

Note :

La NF EN 1995-1-2 offre la possibilité d'une simplification conservatrice qui consiste à déterminer l'effet des actions à partir de l'analyse « à froid » selon :

$$E_{d,fi} = \eta_{fi} \times E_d$$

avec

E_d valeur de calcul de l'effet des actions pour une conception en température normale (combinaisons fondamentales STR et EQU)

η_{fi} facteur de réduction tel que :

Bâtiments	η_{fi}
catégorie E (stockage)	0,7
autres catégories	0,6

9.1.4.3 Détermination des propriétés mécaniques à chaud des structures bois ($R_{d,fi}$)

Les résistances de calcul en situation incendie sont déterminées par :

$$R_{d,fi} = \frac{k_{mod,fi} \times k_{fi} \times R_k}{\gamma_{M,fi}}$$

avec

$k_{mod,fi} = 1$ coefficient de modification en situation incendie
 R_k propriété caractéristique « à froid »
 $\gamma_{M,fi} = 1$ coefficient de sécurité sur le matériau (accidentel)
 k_{fi} coefficient qui ramène au fractile à 20 %

Section 2
2.3

Matériau	k_{fi}
Bois massif	1,25
Bois lamellé-collé Panneaux à base de bois	1,15
LVL	1,1

Tableau 9-3 : Valeurs de k_{fi}

De plus, dans les cas où il est nécessaire de tenir compte de la rigidité des éléments (vérification aux ELS ou vérification aux ELU d'une structure hyperstatique), les valeurs de calcul des propriétés de rigidité sont déterminées par :

$$S_{fi,d} = \frac{k_{mod,fi} \times k_{fi} \times S_k}{\gamma_{M,fi}}$$

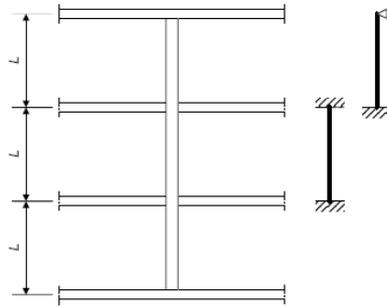
où S_k est la propriété de rigidité caractéristique à température normale (module d'élasticité ou module de cisaillement).

9.1.5 Règles simplifiées

En situation incendie :

- La vérification de la compression perpendiculaire au fil peut être négligée.
- La vérification du cisaillement peut être négligée dans les sections pleines rectangulaires ou circulaires.
- Pour les poutres entaillées, on vérifie que la section résiduelle de l'élément entier à proximité de l'entaille reste $\geq 60\%$ de la section exigée pour un calcul à froid.
- Pour les poteaux continus sur plusieurs niveaux, on peut considérer des hypothèses de liaisons plus favorables que dans les calculs à froid : chaque plancher intermédiaire crée un encastrement permettant de corriger les longueurs efficaces de flambement.

Section 4
4.3



- On considère des modules de glissement réduits (se reporter au manuel « Assemblages ») :

$$K_{fi} = \eta_f \times K_u$$

avec

K_u module de glissement à froid aux ELU (N/mm)

η_f facteur de conversion (0,2 pour les pointes et tire-fonds, 0,67 pour les boulons, broches et assembleurs selon EN 912)

- Au cours de l'incendie, la stabilité du bâtiment doit être assurée. Lorsqu'un contreventement se rompt au cours de l'incendie, la stabilité doit être assurée par la structure résiduelle. On considère qu'un contreventement en bois ou en panneaux à base de bois, fixé par pointes, boulons, broches ou tire-fonds, n'est pas en rupture si son épaisseur ou sa section résiduelle est $\geq 60\%$ des valeurs initiales exigées par le calcul à froid. Cet article ne concerne que les assemblages bois/bois ou bois/panneaux à base de bois et ne concerne pas les pièces métalliques des assemblages bois/métal, qui doivent être dimensionnées selon l'EN 1993.

9.1.6 Règles complémentaires pour les protections

On se reportera à NF EN 1995-1-2 et son annexe nationale.

9.1.7 Exemple : vérification d'une solive

On considère une solive de plancher d'habitation en bois massif de résineux, de classe C24, de section 75 x 225 mm, de 5 mètres de portée et d'entraxe 60 cm, soumise aux actions suivantes :

- actions permanentes : 0,48 kN/m² (poids propre compris)
- action d'exploitation : 1,50 kN/m²

On suppose que les vérifications à froid sont correctes. La solive est non protégée et la résistance au feu requise est de 30 minutes.

- **Calcul des sollicitations :**

Catégorie de bâtiment :

catégorie A (habitation), d'où $\psi_0 = 0,7$, $\psi_1 = 0,5$ et $\psi_2 = 0,3$

Combinaisons d'actions :

à froid : ELU-STR $1,35 \times 0,48 + 1,5 \times 1,50 = 2,90$ kN/m² soit 1,74 kN/ml

en situation d'incendie : ELU-ACC(Feu) $1 \times 0,48 + 0,5 \times 1,50 = 1,23$ kN/m² soit 0,74 kN/ml

Sollicitations :

à froid : Moment fléchissant (poutre sur 2 appuis) = $1,74 \times 5^2 / 8 = 5,44$ kN.m

en situation d'incendie : Moment fléchissant (poutre sur 2 appuis) = $0,74 \times 5^2 / 8 = 2,31$ kN.m

1 - Méthode simplifiée forfaitaire (taux de travail)

$$2,31 / 5,44 = 0,42 \leq 0,6 \Rightarrow \text{correct}$$

2 - Méthode de la section réduite

Calcul de la section efficace :

Vitesses de combustion, bois massif de résineux : $\beta_n = 0,8$ mm/min

$$d_{ef} = 0,8 \times 30 + 1 \times 7 = 31 \text{ mm}$$

On a donc la section efficace :

$$\text{Largeur efficace} = 75 - 2 \times 31 = 13 \text{ mm}$$

$$\text{Hauteur efficace} = 225 - 31 = 194 \text{ mm}$$

$$I/v \text{ efficace} = 8,15 \cdot 10^4 \text{ mm}^3$$

Détermination des propriétés mécaniques :

Valeurs caractéristiques des propriétés de résistance pour du C24, selon la norme EN 338 :

$$\text{Flexion : } f_{m,k} = 24 \text{ N/mm}^2$$

Propriétés mécaniques en situation incendie :

$$k_{fi} = 1,25 \text{ (bois massif)}$$

$$f_{m,d,fi} = 1,25 \times 24 = 30 \text{ N/mm}^2$$

Vérification :

$$\text{Contrainte de flexion} = 2,31 \cdot 10^6 / (8,15 \cdot 10^4) = 28,3 \text{ N/mm}^2 < f_{m,d,fi}$$

La solive est stable au feu 30 minutes.

9.2 Situation sismique

EN 1998-1 2.2.1(4)

9.2.1 Introduction

Parmi quelques principes de bon fonctionnement et risques d'une structure (en bois) face à un séisme, on retiendra qu'une structure en bois, légère, bien conçue (notamment en ce qui concerne ses fondations, ancrages, assemblages...), sans surcharge excessive en toiture, a de grandes chances d'être stable pendant un séisme. Une structure mise en mouvement sous séisme aura de gros dégâts si elle vient heurter une autre structure plus rigide (ou plus basse), d'où la nécessité de disposer d'espaces suffisants entre deux structures (joints parasismiques, joints de désolidarisation...). De plus, il est préférable de scinder les structures en différentes unités dynamiquement indépendantes, notamment si la structure est longue, présente des zones à hauteurs différentes ou à rigidités différentes (bâtiment en L par exemple).

De fait, plusieurs principes de base pour un bon comportement sismique peuvent être énoncés :

- Nécessité de soigner les dispositions constructives, capacité des assemblages et ancrages à reprendre des efforts alternés
- Une structure légère et peu élancée est moins sensible aux effets dynamiques qu'un bâtiment ne présentant pas ces qualités
- Des structures, ou parties de structures, homogènes, régulières en plan et en coupe verticale, présenteront un comportement plus fiable et plus facile à appréhender

L'énoncé de ces trois principes ne fait référence à aucun calcul complexe. Un soin particulier à la conception des liaisons intra et inter structures et quelques calculs faciles peuvent permettre de les respecter et ainsi, vérifier des structures simples ou rendues simples. Il est toutefois plus facile d'appliquer ces principes si la configuration du bâtiment n'est pas figée, c'est-à-dire si le souci de construction parasismique est pris en compte très tôt dans la conception. (cf. préconisations EN 1998-1, guide dispositions constructives AFPS...). La possibilité de disposer de zones dissipatives (assemblages ductiles avec capacité importante de dissiper l'énergie introduite par les mouvements du sol) est un atout pour obtenir un bon comportement sismique d'une structure.

Les paragraphes suivants présentent les différentes phases dans la prise en compte de l'action sismique, ce qu'elle représente, et comment on conduit la vérification d'une structure. Le premier paragraphe présente la définition de l'action sismique au sol et comment elle est prise en considération pour une structure donnée. Le deuxième montre l'influence de la ductilité des structures sur leurs comportements en cas de séisme et rappelle la prise en compte de cette ductilité pour les structures en bois. Le troisième paragraphe illustre la démarche d'un calcul dynamique ou pseudodynamique pour une structure en bois. Enfin, le dernier paragraphe intègre le calcul sismique dans le procédé général de vérification.

9.2.2 Risque et action sismiques

9.2.2.1 Accélération maximale de référence a_{gR} et a_g

Le séisme, phénomène potentiellement très dévastateur, ne présente pas la même période d'occurrence (en France notamment) que les charges d'exploitation ou les actions climatiques. L'analyse de la sismicité historique et le dépouillement des enregistrements des ébranlements de faible importance a cependant permis d'établir une cartographie de la sismicité sur le territoire national. La sismicité est donc associée au lieu d'implantation. Ce paramètre est déterminé, comme pour la neige ou le vent, par une carte définissant des zones à sismicité : très faible, faible, modérée, moyenne ou forte. Chaque zone est caractérisée par une accélération maximale de référence a_{gR} . **La carte sismique et les accélérations de référence relèvent de la compétence de l'autorité nationale de chaque pays ; elles seront définies par arrêtés et décrets nationaux.** Le zonage, basée sur une approche probabiliste basée sur des séismes de moyenne intensité, est reporté ci-après. Cette figure montre clairement l'évolution des zones sujette à séisme par rapport à la cartographie actuelle. L'EN 1998-1 est applicable pour toutes les zones à partir de sismicité faible.

L'autre paramètre essentiel dans la prise en compte de l'agression sismique est fonction de la catégorie de structure considérée et des risques encourus en termes de vies humaines : maison individuelle, école, hôpital, ouvrage assurant un axe principal de circulation, influe sur la définition du risque sismique à

prendre en compte. Ce paramètre est appelé catégorie d'importance γ_I .

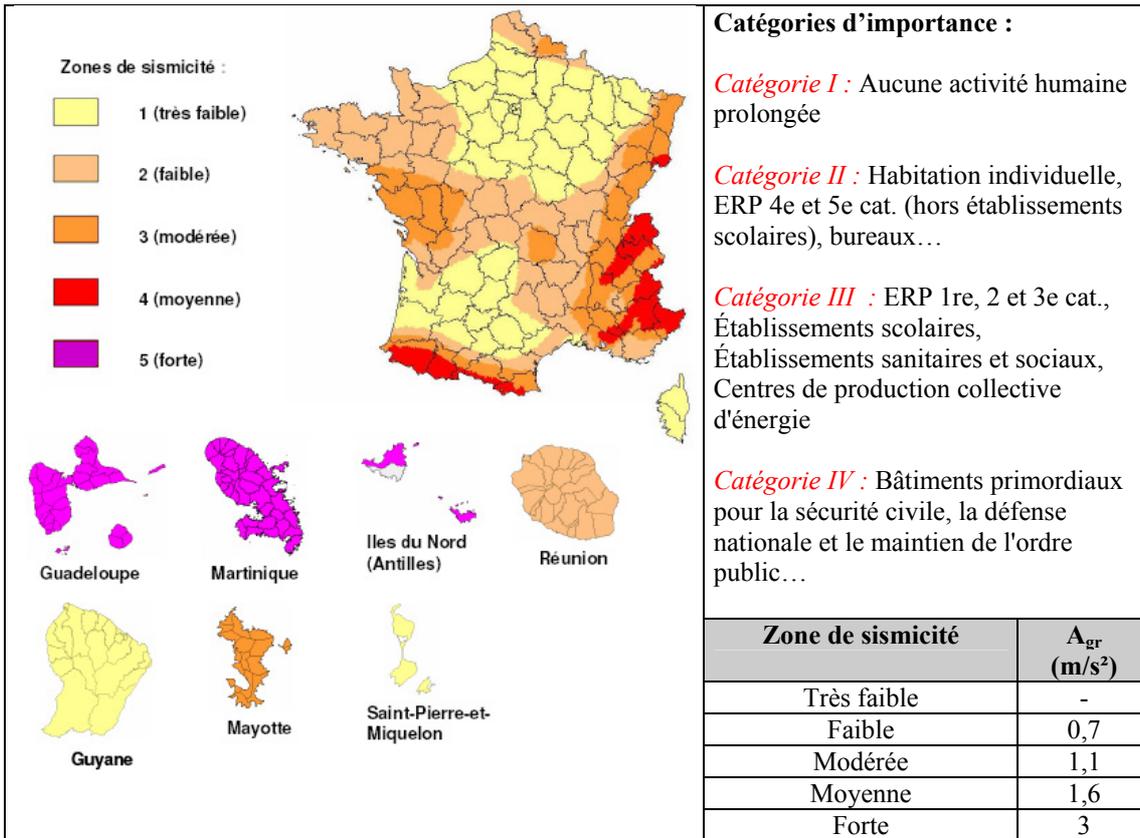


Figure 9-4 : Zones de sismicité et intensité de l'accélération sismique

Les ouvrages dits « à risque normal » sont répertoriés en quatre catégories, I à IV, caractérisées par un coefficient d'importance γ_I . Les valeurs de γ_I sont définies dans le décret d'application.

Catégorie de bâtiment	γ_I
I	0,8
II	1,0
III	1,2
IV	1,4

Tableau 9-4 : Coefficient d'importance

Le produit γ_I par a_{gR} est nommé $a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$.

Les ouvrages à risques spéciaux, nécessitant par exemple un confinement pour le respect de l'environnement ne sont pas couverts par l'EN 1998.

9.2.2.2 Les spectres de réponse $S_d(T)$

Si un séisme peut être, pour partie, défini par une accélération, il est aussi caractérisé par un signal, avec son contenu fréquentiel et sa durée (accélérogramme). Le principe du spectre de réponse est de s'intéresser à la réponse d'une famille d'oscillateurs simples soumise à différents signaux sismiques. L'oscillateur peut représenter une structure simple, caractérisée par une masse, une rigidité, un amortissement et par exemple par une hauteur. Le comportement dynamique de ces oscillateurs simples est singularisé par la valeur de leur pulsation propre ω , ou de leur fréquence de résonance f , ou bien encore par

EN 1998
4.2.5

EN 1998
4.2.5 (5)

leur période propre T. Ces grandeurs sont liées par les relations suivantes :

$$\omega = \sqrt{k/m} \quad (\text{rad/s}) \quad f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{k/m} \quad (\text{Hz ou s}^{-1}) \quad T = \frac{2\pi}{\sqrt{k/m}} \quad (\text{s})$$

Il est alors possible de calculer les réponses de ces oscillateurs pour les différents séismes et de présenter les résultats sous forme d'une courbe enveloppe en fonction de la période propre. Le paramètre de réponse retenu dans l'EN 1998 est l'accélération. Cette courbe représente le lissage des maxima des accélérations en fonction de la période propre calculées pendant les différents chargements sismiques. Le calcul est fait pour un amortissement relatif ζ de 5 % (valeur retenue pour l'ensemble des structures).

L'EN 1998 propose deux formes de spectres de réponse, spectres de type 1 et de type 2. La définition du ou des spectres à retenir est donnée dans l'annexe nationale de l'EN 1998 du pays considéré ; elle relève de la puissance publique. **Pour la France, le spectre de type 2 a été retenu.**

Les deux spectres de base sont des spectres de réponse élastiques, ils sont utilisés quand un comportement réversible est demandé sous sollicitations sismiques.

Chaque famille de spectres est indexée en fonction de la nature du sol sur lequel est projetée la construction par le biais d'un coefficient S. La partie 1 de l'EN 1998 définit des spectres pour 5 classes de sols allant de A à E, d'un sol rocheux jusqu'à des alluvions peu cohérentes (cf. étude de sol). Deux autres classes, S1 et S2, sont indiquées sans définir des spectres (cf. EN 1998-5).

Les spectres sont également indexés par un coefficient η prenant en compte le pourcentage d'amortissement (entre 5 et 28 %). Les spectres sont donnés pour un amortissement de base de 5 %. Si une autre valeur d'amortissement peut être prise, on corrige alors le spectre de réponse avec :

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \geq 0,55$$

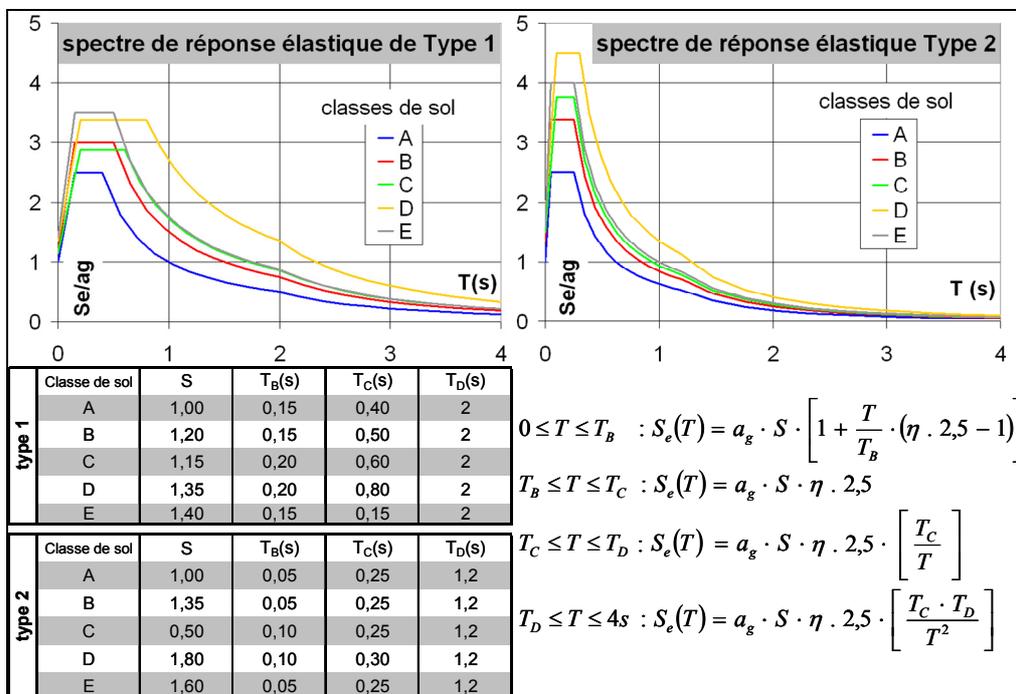


Figure 9-5 : Spectres de réponse élastique et influence des classes de sol

Il est également possible de prendre en compte les effets topographiques défavorables. Ils sont définis dans l'EN 1998-5 et sont arrêtés dans l'annexe nationale de cette partie. Ils mettent en évidence l'effet

d'une pente importante, ainsi et surtout les risques associés à une construction en bord de crête. Le coefficient multiplicateur de l'action est appelé S_T . La figure suivante illustre les bornes proposées pour ce coefficient dans l'annexe informative A de l'EN 1998-5.

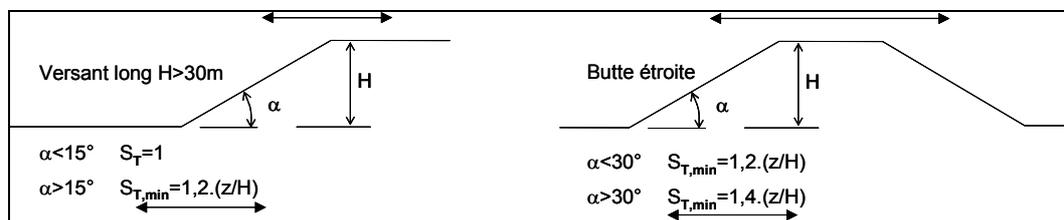


Figure 9-6 : Illustration de la variation du coefficient d'amplification topographique

9.2.2.3 Coefficient de comportement de structure « q »

Le séisme correspondant à l'introduction dans la structure d'une énergie cinétique par la mise en mouvement des appuis, il est intéressant de disposer d'une structure capable de dissiper rapidement une grande partie de cette énergie. L'amortissement évoqué précédemment est un amortissement visqueux. Si, pour cette structure, on autorise une incursion dans le domaine plastique, cette non linéarité de comportement est source d'une importante dissipation d'énergie. Malheureusement, une non linéarité complique énormément un calcul dynamique. L'idée retenue (déjà par les PS92) par l'EN 1998 est d'autoriser un fonctionnement plastique de la structure si celle-ci en est capable et si des déformations résiduelles sont compatibles avec sa fonction. La vérification est alors fondée sur une méthode linéaire équivalente. Le postulat de base de cette linéarisation est fondé sur une équivalence en déplacement ou en énergie entre un comportement élastoplastique et un comportement élastique fragile.

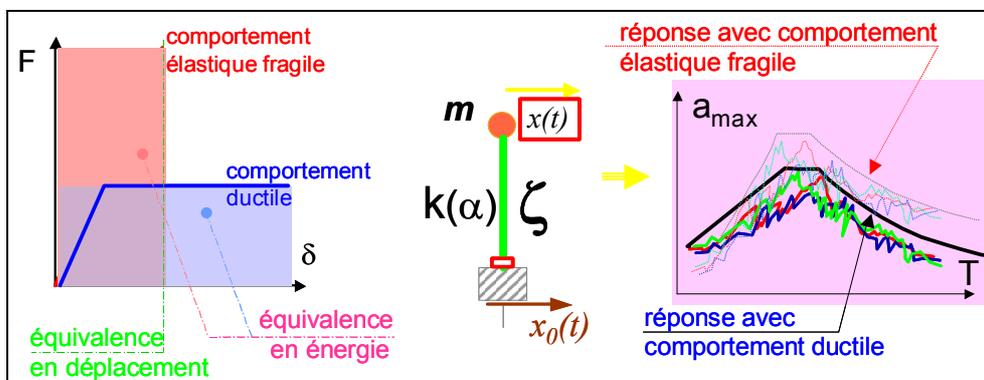


Figure 9-7 : Linéarisation équivalente pour le comportement dynamique des structures ductiles

Si l'on envisage une équivalence en déplacement, la plus simple sur le principe, une structure plastique pourrait être assimilée à une structure élastique fragile plus résistante. La solution retenue par l'EN 1998 est de conserver la résistance réelle de la structure et de réduire l'action sismique par le biais d'un coefficient appelé « q », coefficient de comportement de structure.

De fait, le raisonnement en effort est cohérent avec la résistance de la structure, mais **les déplacements obtenus sont sous-estimés d'un facteur approximativement égal à q.**

La prise en compte de q conduit donc à une modification de la forme des spectres de réponse. L'EN 1998 propose des spectres spécifiques intégrant la ductilité dans l'évaluation de la réponse ; ces spectres sont appelés spectres de calcul. Comme précédemment, deux familles, de type 1 et de type 2, sont définies.

La figure suivante donne les expressions de ces spectres et présente d'une part, l'illustration de l'effet d'un coefficient q de 2 par rapport aux spectres élastiques de base (type 2), et d'autre part la comparaison des effets d'un amortissement de 28 % (influence maximale sur le spectre élastique) et une d'une ductilité entraînant un coefficient q de 2 (spectre de calcul) pour les familles de type 1. Afin de conserver une action sismique significative, notamment dans le cas de coefficients q élevés, les branches descendantes des spectres sont bornées par un seuil β . La valeur $\beta=0,2$ est recommandée dans l'attente de précisions.

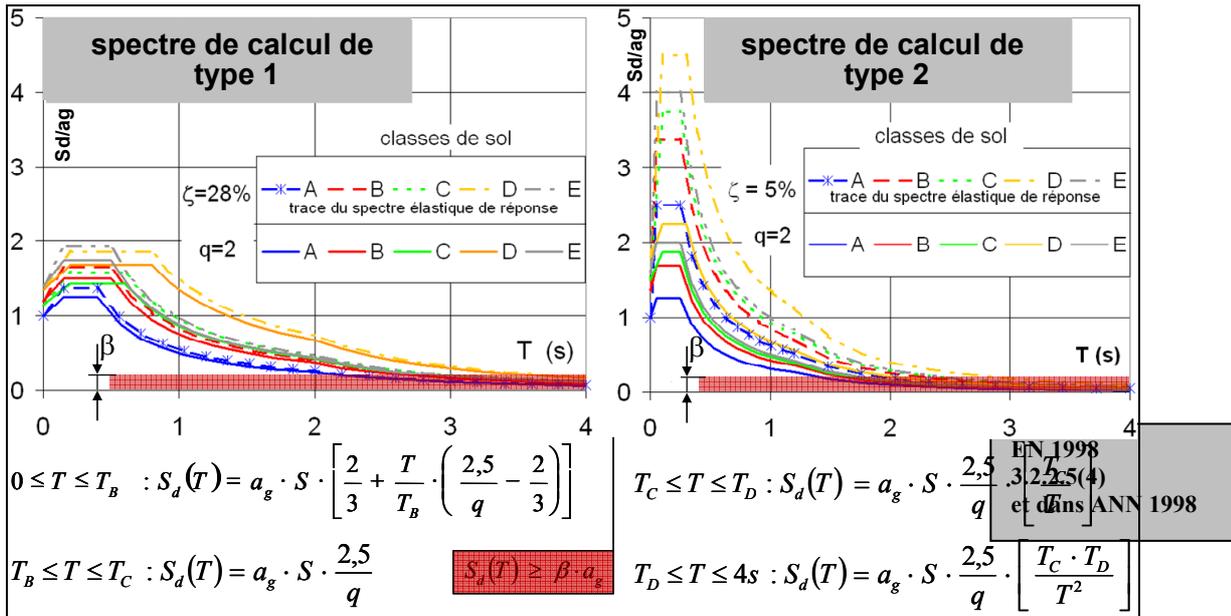


Figure 9-8 : Spectres de calcul et influence du type de sol

Pour utiliser ces spectres, il suffit donc :

- de calculer la (ou les) période(s) propre(s) de la structure,
- de porter cette (ou ces) valeur(s) en abscisse, de lire la (ou les) accélération(s) adimensionnelles en ordonnées sur le spectre de réponse et de la (ou les) multiplier par l'accélération de référence a_{gR} .

On obtient ainsi, les actions sismiques équivalentes en considérant la formule :

$$F = m\gamma$$

F est la force équivalente égale au produit de la masse mise en mouvement par l'accélération γ de ce mouvement. Il est donc essentiel :

- de définir et retenir le spectre adéquat dans ces familles,
- de définir correctement le coefficient de comportement de structure q .

La définition du coefficient q repose sur deux éléments :

- Le premier relève du choix du niveau de ductilité souhaité pour la structure (principes de dimensionnement). L'EN 1998 propose trois niveaux de ductilité :
 - DCL, niveau de ductilité limité,
 - DCM, niveau de ductilité modéré,
 - DCH, niveau de ductilité élevé.

Les structures DCL sont réservées aux zones de faible ou très faible sismicité.

EN 1998
3.2.2.5 (4)
et dans ANN 1998

EN 1998
6.1.2 (4)
7.1.2 (3)
8.3 (1)

- Le deuxième élément pour la définition de q , pour les structures en bois, dépend de la technologie envisagée et de la ductilité statique DS avérée des assemblages de la structure.

La figure suivante présente les valeurs maximales du coefficient de comportement en association à la classe de ductilité, la ductilité statique des assemblages des structures en bois et de la régularité de la structure. Si le coefficient q est défini pour une direction donnée, la classe de ductilité est définie pour la globalité de la structure. On notera que **l'annexe nationale française limite le coefficient de comportement à 3, y compris pour la classe de ductilité DLH.**

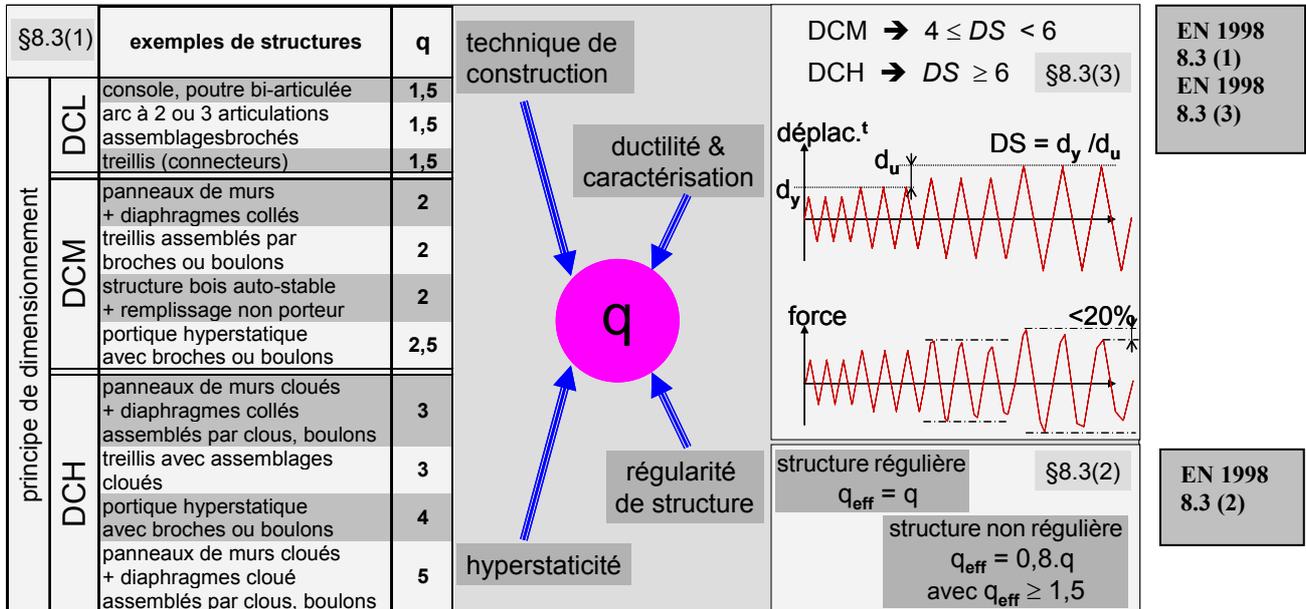


Figure 9-9 : Valeurs maximales des coefficients de comportement et ductilités associées

La ductilité des assemblages impose au minimum :

- des dispositifs de maintien des assembleurs non autostables (clous lisses, broches...),
- la ductilité effective des assembleurs utilisée,
- le respect des exigences des EN 1993 et EN 1995,
- un surdimensionnement des zones ou composantes fragiles (principe de dimensionnement en capacité).

L'EN 1998-1 demande une détermination expérimentale des propriétés mécaniques des zones ductiles mais propose cependant des conditions géométriques minimales des clous et broches permettant de s'assurer un comportement ductile de l'assembleur. Les diamètres des broches sont ainsi limités à 12 mm et ceux des clous à 3,1 mm pour la liaison des panneaux des voiles de contreventement. Des conditions d'élanement des assembleurs et sur les caractéristiques des panneaux sont également fournies. L'emploi de broches de diamètre 16 mm limite de manière drastique les valeurs des coefficients q utilisables. De plus, le principe de dimensionnement en capacité impose de se prévenir des ruptures fragiles, par exemple, les effets de rupture de blocs. Il est ainsi judicieux de porter une attention toute particulière sur les valeurs d'entraxes à retenir (cf. guide AFPS - Dispositions constructives parasismiques).

En résumé, l'action sismique pour les structures en bois est définie à partir du (ou des) spectre(s) de calcul, $S_D(T)$. Après avoir défini $S_D(T)$, il est donc impératif de déterminer T , la (ou les) période(s) propre(s) de la structure.

9.2.3 Un calcul dynamique ou un calcul simplifié

9.2.3.1 Masse et rigidité

Pour une structure simple, avec un seul degré de liberté, par exemple une structure enveloppe symétrique en plan, stabilisée par des portiques dans un sens et par des palées dans l'autre, le calcul dynamique est très simple. Il se limite, pour chacune des directions horizontales, au calcul de la période propre T :

$$\omega = \sqrt{k/m} \text{ (rad/s)} \quad f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{k/m} \text{ (Hz ou s}^{-1}\text{)} \quad T = \frac{2\pi}{\sqrt{k/m}} \text{ (s)}$$

Cette période propre représente l'abscisse du point du spectre que l'on cherche à déterminer. La lecture de l'ordonnée donne la valeur de l'accélération sismique. Pour conduire ce calcul, il faut cependant être capable d'évaluer la rigidité k et la masse m mise en mouvement. La masse est considérée concentrée en un point, au niveau de la toiture ou du plancher.

Pour k , un calcul statique avec une charge horizontale H permet d'obtenir de manière précise cette rigidité :

$$H = k \cdot \delta$$

avec δ le déplacement horizontal du point d'application de la force horizontale H . Il convient de prendre en compte la semi-rigidité des assemblages.

Pour m , le travail est un peu plus délicat ; il peut se scinder en deux phases : $m = m_1 + m_2$.

m_1 est la masse de la structure. Il est nécessaire de reporter une partie de la masse répartie des murs au niveau de celle du plancher ou de la couverture. En règle générale, on fait l'hypothèse que la moitié de la masse des murs du rez-de-chaussée est reprise par les fondations, l'autre moitié est affectée au diaphragme.

m_2 est la masse des charges variables. En effet, une partie des charges variables est à prendre en compte comme masse en mouvement pendant le séisme. Cette partie, ψ_{Ei} , est définie en fonction de la nature de la charge et de sa durée d'application. Elle est issue du produit de deux coefficients distincts : la part quasi-permanente des charges variables ψ_{2i} et φ qui prend en compte les conditions de dépendance des parties quasi-permanentes des charges variables vis-à-vis d'un séisme :

$$m_2 = \psi_{Ei} Q_k = \psi_{2i} \cdot \varphi \cdot Q_k$$

Le tableau suivant rappelle succinctement les valeurs préconisées par les EN 1990 et EN 1998.

EN 1998-1
4.2.4

Part permanente de la masse des actions variables pour une action sismique : $\psi_{Ei} = \psi_{2i} \cdot \varphi$									
catégorie	charges d'exploitation	ψ_2	φ		catégorie	charges d'exploitation	ψ_2	φ	
	usage		occupation	usage		occupation			
			corrélée	indép					
A	habitations	0,3	0,8	0,5	E	e1 stockage ,livres...	0,8	1	
B	bureaux	0,3	0,8	0,5	e2 locaux industriels				
C	salles de réunions	0,6	0,8	0,5	F	circulation&station. [†] (PTAC<30kN)	0,6	1	
	c1 écoles, cafés...				I	toiture accessible A à D			1
	c2 églises, théâtres...				charges de neige				ψ_2
	c3 musées, hôpitaux...							altitude > 1000 m	0,2
	c4 dancings, gymnases...				altitude < 1000 m	0	nationale		
c5 tribunes,quais de gares...									
D	commerces	0,6	1						
	d1 commerces de détail								
	d2 grands magasins								

EN 1990
EN 1991
EN 1998

Tableau 9-5 : Valeurs recommandées par l'EN 1990 et l'EN 1998 pour la prise en compte des masses relatives aux actions variables dans l'action sismique

La démarche pour la définition de la force sismique (ou des forces sismiques suivant x, y et z) est rappelée sur la figure suivante. La première partie rappelle le principe de définition des spectres. La deuxième présente succinctement le principe d'analyse statique et dynamique de la structure et la démarche d'obtention des efforts sismiques dans les trois directions horizontales et verticale. L'action sismique verticale n'est pas abordée dans ce chapitre (spectre spécifique), mais comme nous le verrons par la suite, l'étude sismique verticale n'est exigée que dans quelques cas particuliers.

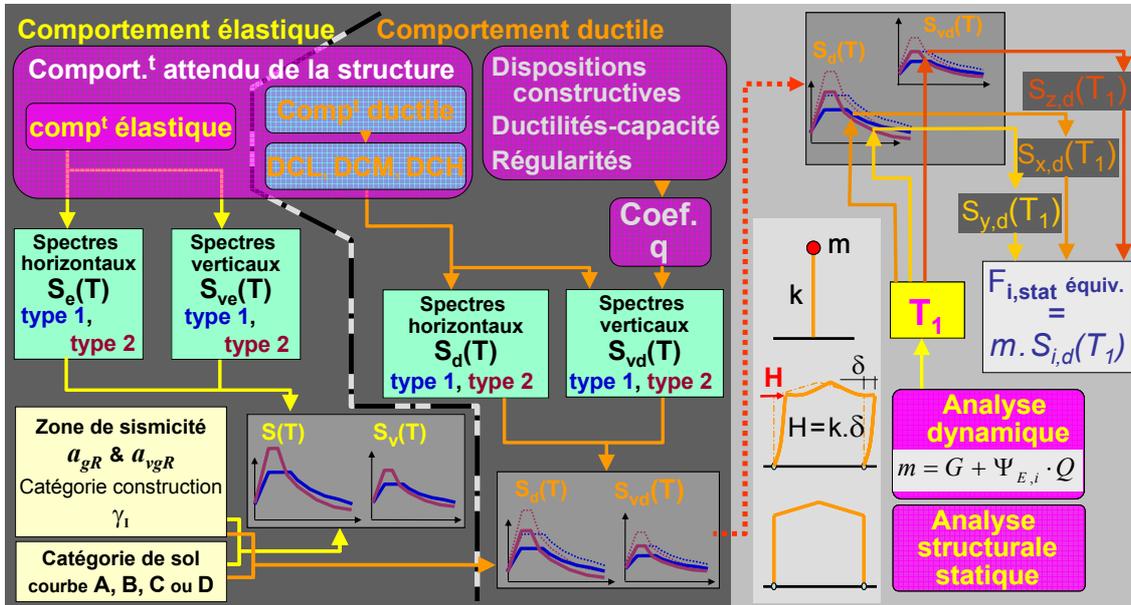


Figure 9-10 : Démarche générale de calcul des efforts sismiques dans une structure

9.2.3.2 Différentes méthodes de modélisations dynamiques des structures

Si la structure est plus complexe (plusieurs étages), le nombre de degrés de liberté est lui aussi plus élevé. On ne peut plus considérer la masse concentrée en un point, mais il faut étudier les mouvements d'une structure constituée de plusieurs masses et plusieurs ressorts. La figure suivante illustre un processus possible de modélisation pour une maison d'habitation en bois. Différents modèles successifs sont proposés pour analyser le principe de fonctionnement mécanique, conduire un calcul dynamique simplifié, déterminer les efforts sismiques au niveau des masses, et redistribuer les efforts sismiques dans un modèle statique plus complet.

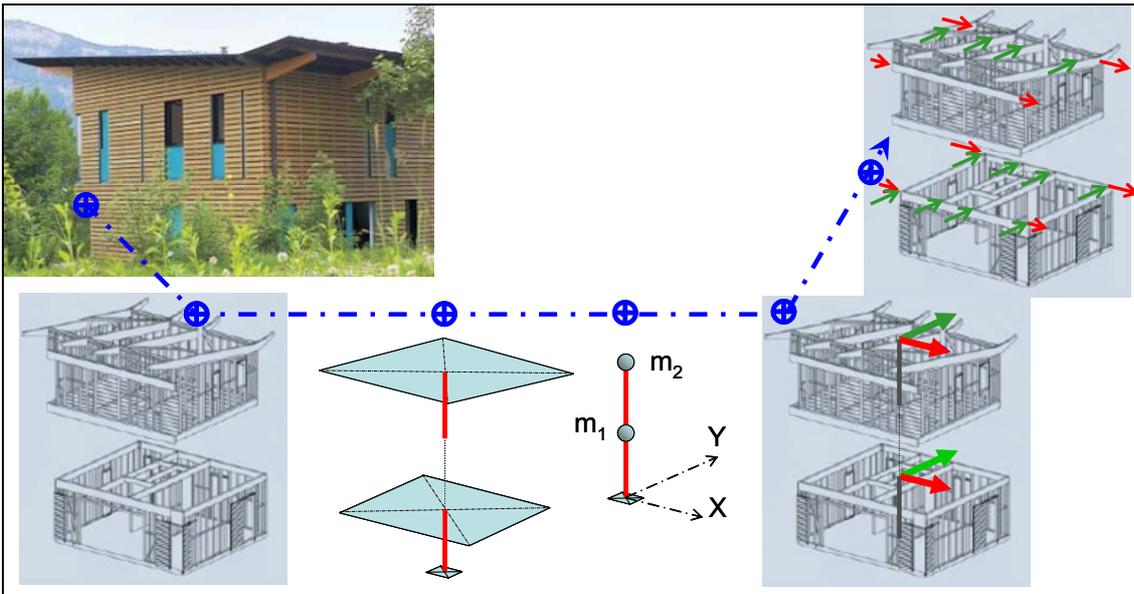


Figure 9-11 : Etapes de modélisation et de distribution d'efforts pour une structure en bois multi étagée (d'après exemple CNDB)

Pour aboutir aux différents efforts statiques équivalents, plusieurs modélisations et méthodes de calculs sont proposées par l'EN 1998-1. Si l'on ne retient que les méthodes linéaires, deux techniques principales sont proposées (méthode modale et force latérale) et une intermédiaire, méthode de Rayleigh, peut également retenir notre attention. Le degré de complexité, ainsi que la possibilité d'utiliser l'une ou l'autre de ces méthodes, sont assujettis aux caractéristiques de régularité de la structure. Ces critères relèvent de deux considérations, l'une géométrique et l'autre mécanique. Les éléments énoncés en introduction retrouvent ici toute leur pertinence. C'est à cette étape de confrontation de conception générale et calcul structural que se décident les bases de la fiabilité de la structure, de la simplicité de calcul et de la conformité vis-à-vis des Eurocodes. Rappelons que les trois maillons indispensables pour obtenir une fiabilité globale (notamment sismique) d'un ouvrage sont :

- une conception d'ensemble correcte,
- un calcul structural adapté,
- une exécution cohérente des dispositions constructives.

Dans une étape supplémentaire, on pourrait également ajouter un contrôle de bonne réalisation des dispositions retenues. Si cet aspect ne relève pas directement des Eurocodes, l'EN 1998 souligne la nécessité d'établir des documents stipulant :

- la définition des matériaux utilisés avec leurs caractéristiques,
- la définition des éléments principaux pour la stabilité de l'ouvrage sous sollicitations sismiques,
- un plan de système qualité pour leur réalisation.

EN 1998
2.2.4.3

L'EN 1998-1 introduit des critères de régularité exprimés à partir de paramètres généraux permettant de couvrir de nombreux cas. Cet avantage impose cependant une définition de ces paramètres. Ces critères peuvent s'exprimer de manière générale de la façon suivante :

- symétrie approximative des rigidités et des distributions de masse,
- compacité de forme en plan (limitation de la différence entre la surface de plancher et celle du polygone convexe enveloppant ce plancher),
- Rigidité en plan des planchers nettement supérieure à celle des éléments de contreventements (hypothèse de diaphragmes horizontaux rigides),
- Continuité des porteurs verticaux des fondations jusqu'au sommet de l'ouvrage,
- Rigidité latérale constante ou à réduction progressive de ces porteurs sur la hauteur.

EN 1998-1
4.2.3.2
4.2.3.3

Quelques paramètres et valeurs chiffrées préconisés par l'EN 1998 sont rapportés dans la figure suivante.

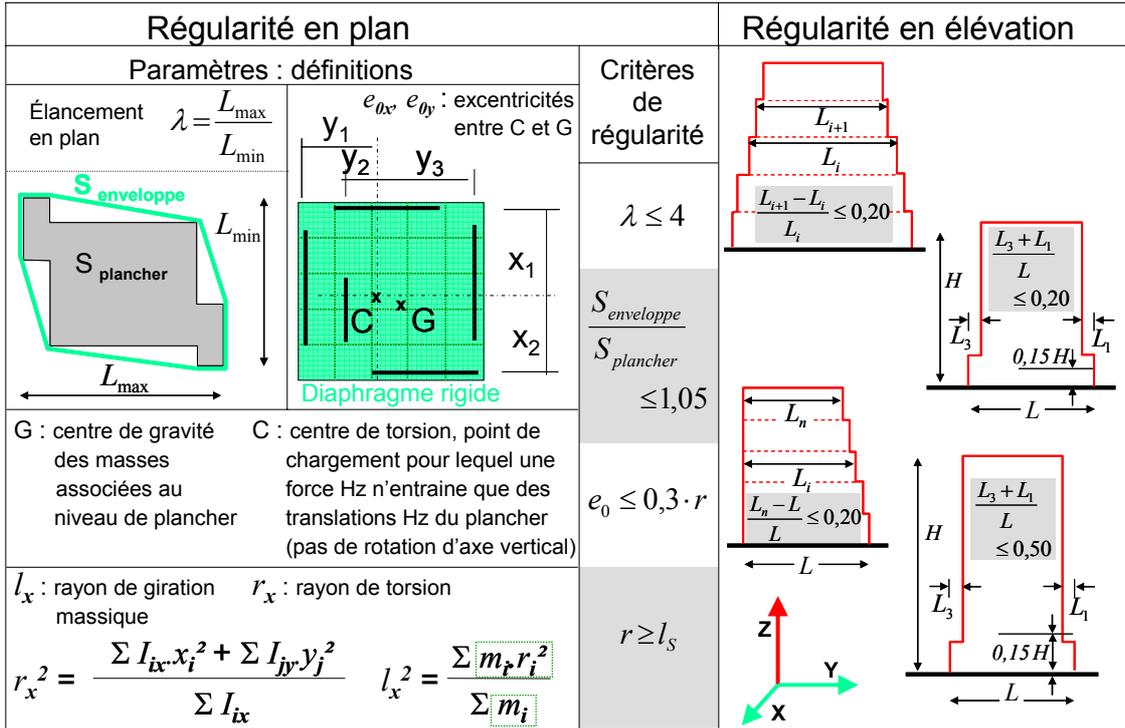


Figure 9-12 : Conditions de régularité pour le classement des structures

En fonction du respect ou non de ces critères, des méthodes plus moins simples pourront donc être utilisées pour l'analyse sismique de la structure. La méthode modale pourra être déclinée en bidimensionnel ou en tridimensionnel. Le tableau ci-après synthétise les possibilités d'analyses offertes avec notamment le cas des petits bâtiments.

EN 1998-1
4.3.3.1
4.3.3.2

analyse élastique linéaire				
régularité		dimension des modèles et méthode d'analyse		valeurs de q
plan	élévation			
oui	oui	2x(2D _{verticaux})⊥	force latérale*	de référence
oui	non	2x(2D _{verticaux})⊥	modale	minorées
non	non	1x(3D)	modale	minorées
non	oui	1x(3D)	modale	de référence
		2x(2D _{verticaux})⊥**	force latérale**	de référence
$T_1 \leq \begin{cases} 4 \cdot T_C \\ 2,0 s \end{cases}$		** bâtiments de catégorie I, II, III (EN 1998-1, ANS4.3.3.1(8)) façades & contreventements rigides et bien répartis H < 10m C et T alignés verticalement et diaphragmes Hz rigides		

EN 1998-1
AN 1998
4.3.3.1(8)

Tableau 9-6 : Conditions de régularité et méthodes d'analyse

9.2.3.3 Méthode modale

Le calcul dynamique modal est envisageable avec un code de calcul numérique qui dispose de cette option. Le calcul est basé sur une vibration considérée comme la somme de déformations élémentaires : « les modes propres ». Ainsi, pour une structure à 3 degrés de liberté comme celle qui est représentée en figure ci-après, la vibration peut être considérée comme une somme pondérée des réponses modales qui sont présentées sur cette figure. La superposition des réponses modales fait appel à des combinaisons quadratiques ou quadratiques complètes en fonction de l'indépendance des modes. Une simplification de la structure peut être retenue ou non pour ce calcul. Une condition sur le nombre de modes significatifs est demandée (% de masse modale). Cette méthode peut s'avérer complexe. Pour cette présentation, nous nous placerons dans le cas où des méthodes simplifiées peuvent être appliquées. Cependant, ces méthodes font référence à une décomposition modale simplifiée, avec prise en compte d'un seul mode plus ou moins simplifié lui-même.

EN 1998
4.3.3.3.1(3)

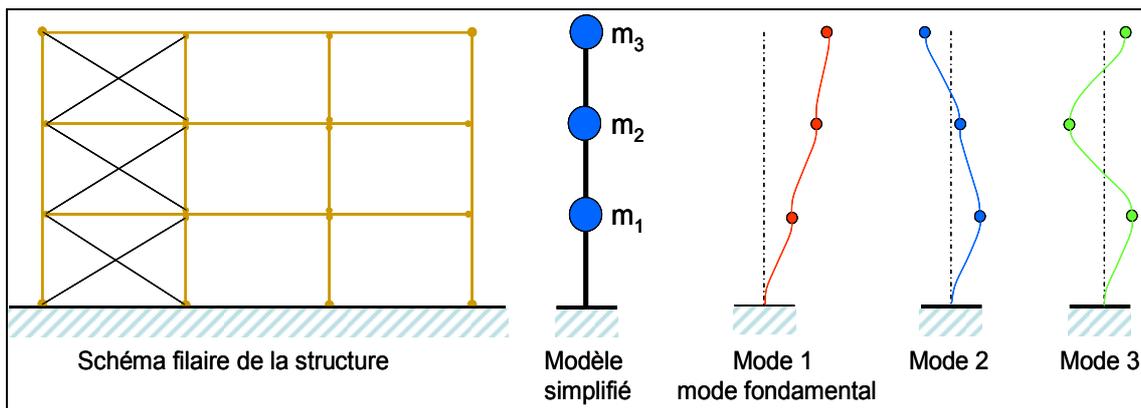


Figure 9-13 : Modélisation « brochette » et modes de vibration

9.2.3.4 Méthode de la force latérale

La méthode de la force latérale vise à évaluer rapidement la période propre du mode fondamental de vibration de la structure (régulière) et à proposer l'effort tranchant à la base de l'ouvrage et une répartition des forces au niveau de chaque masse. La période propre est définie à partir des dimensions de la structure et de son mode de contreventement. L'effort tranchant à la base et les forces statiques équivalentes pour chaque masse sont obtenus par l'application de deux formules très simples. La figure suivante synthétise les différentes étapes de cette méthode. Cette figure propose également la démarche de redistribution des forces de chaque étage sur les contreventements.

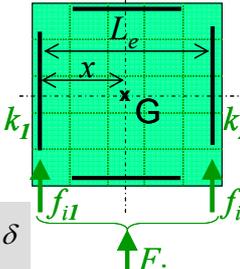
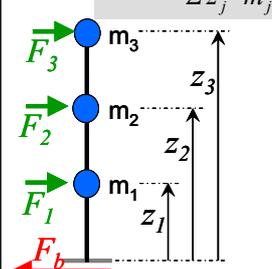
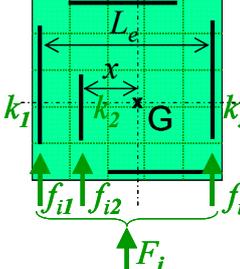
Estimation de T_1	Estimation de F_b	Estimation des forces sur contrevent. ^{ts}
<p>méthode de base</p> $T_1 = C_t \cdot H^{3/4}$ <p>$C_t = 0,085$ pour les portiques en acier</p> <p>$C_t = 0,075$ pour les portiques en béton</p> <p>$C_t = 0,050$ pour les autres structures</p>	<p>F_b : Effort tranchant sismique à la base</p> $F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda$ <p>m : masse totale du bâtiment</p> <p>λ : coefficient de correction de masse modale</p> <p>$\lambda = 0,85$ si $T_1 \leq 2 \cdot T_C$</p> <p>$\lambda = 1,0$ si nb étages > 2</p>	<p>Structure symétrique en x et y</p> $\vec{y} \equiv \vec{x}$ $\delta = 1 + 0,6 \cdot \frac{x}{L_e}$ $f_{i,1} = f_{i,2} = \frac{F_{i,1}}{2} \cdot \delta$ 
<p>variante</p> <p>ou $T_1 = 2 \cdot \sqrt{d}$</p> <p>d : déplacement élastique horizontal (en m) du sommet du bâtiment dû aux charges gravitaires appliquées horizontalement</p>	<p>Estimation de F_i</p> $F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j}$ 	<p>Structure étudiée en 2 x 2D</p> $e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i$ $e = e_0 + e_{ai}$ $\delta = 1 + 1,2 \cdot \frac{x}{L_e}$ $f_{i,j} = \left(\frac{F_i \cdot k_j}{\sum k_j} + \frac{F_i \cdot e}{\sum k_j \cdot x_j^2} \cdot (x_j - e) \cdot k_j \right) \cdot \delta$ 

Figure 9-14 : Étapes de l'application de la méthode de la force latérale

9.2.3.5 Méthode de Rayleigh

Si la méthode de la force latérale se base sur un premier mode propre linéaire, la méthode de Rayleigh se base sur un premier mode de vibration de même forme que le mode de déformation horizontal de la structure soumise à des efforts proportionnels à la masse (des planchers par exemple). Il est possible d'utiliser cette déformation pour un modèle brochette, mais le calcul statique peut très bien être conduit sur le schéma complet de la structure.

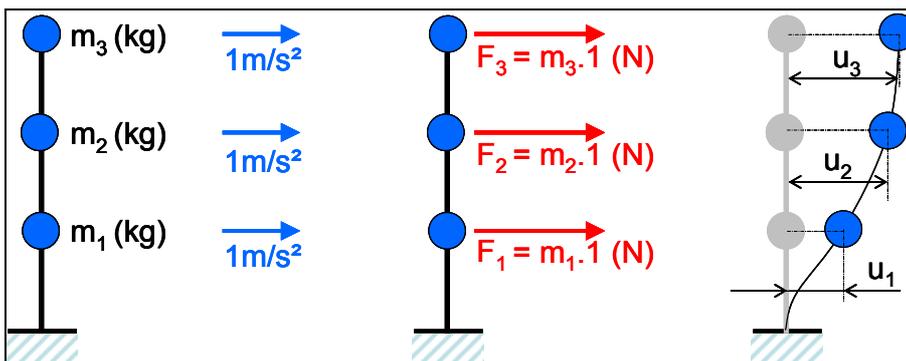


Figure 9-15 : Chargement statique équivalent pour la définition du mode de vibration approché par la méthode de Rayleigh

La période du mode fondamental est calculée à partir de la formule approchée de Rayleigh :

$$T = \frac{2\pi}{\sqrt{\Delta}} \quad \text{où} \quad \Delta = \frac{\sum m_i \cdot u_i}{\sum m_i \cdot u_i^2} \quad \text{donc} \quad T = 2\pi \cdot \frac{\sum m_i \cdot u_i^2}{\sum m_i \cdot u_i}$$

Les forces équivalentes pour chaque masse j sont obtenues avec la formule suivante :

$$f_j = F_B \cdot m_j \cdot \rho_0 \cdot u_j \cdot \Delta$$

où ρ_0 est un coefficient prenant en compte les modes supérieurs de vibration.

avec $\rho_0 = 1+0,05 \cdot (T/T_C)^{4/3}$ pour les contreventements par voiles (déformation de type flexion)

et $\rho_0 = 1+0,03 \cdot (T/T_C)^{4/3}$ pour les contreventements par portiques (déformation de type tranchant).

9.2.4 Combinaisons sismiques

9.2.4.1 Direction de l'action sismique

L'action sismique A_{Ed} doit être combinée avec les autres actions. Dans un premier temps, il convient de combiner l'action sismique dans une direction donnée avec le séisme dans les deux autres directions. L'action sismique E correspond donc à la combinaison de 3 actions sismiques directionnelles A_{Ex} , A_{Ey} et A_{Ez} . Ce sont les effets de ces actions qui doivent être combinés. Ces effets sont nommés de manière générique E_{Edx} , E_{Edy} et E_{Edz} pour les trois directions. Différentes techniques de combinaison sont proposées par l'EN 1998-1. La plus simple consiste en une combinaison quadratique.

EN 1998-1
4.3.3.5.1
4.3.3.5.2

X + Y + Z	X+Y	X et Y
<p>Si $a_{vg} > 0,25m/s^2$ et</p> <ul style="list-style-type: none"> - portée > 20m ou consoles > 5m - éléments précontraints - poutres supportant des poteaux - structures sur appuis sismiques <p>→ A_{Ez}</p> $E_E = \sqrt{E_{Edx}^2 + E_{Edy}^2 + E_{Edz}^2}$ <p>ou</p> $E_E = E_{Edx} + 0,30 \cdot E_{Edy} + E_{Edz}$ <p>et</p> $E_E = 0,30 \cdot E_{Edx} + E_{Edy} + E_{Edz}$ <p>et</p> $E_E = E_{Edx} + E_{Edy} + 0,30 \cdot E_{Edz}$	<p>Si analyse en 2x2D possible</p> $E_E = \sqrt{E_{Edx}^2 + E_{Edy}^2}$ <p>ou</p> $E_E = E_{Edx} + 0,30 \cdot E_{Edy}$ <p>et</p> $E_E = 0,30 \cdot E_{Edx} + E_{Edy}$	<p>Systèmes triangulé x, y indépendants + Critères de régularités en plan OK</p> <p>→ A_{Ex} et A_{Ey} indépendantes</p>

Tableau 9-7 : combinaison spatiale des effets des actions sismiques suivant x, y et z

Rappelons qu'il est possible de prendre en compte des valeurs différentes de q pour les axes x et y , mais la classe de ductilité doit être la même.

9.2.4.2 Le séisme combiné à d'autres actions

Les Eurocodes (EN 1990 et EN 1998) considèrent le séisme comme une action relevant des états limites ultimes, avec une combinaison accidentelle spécifique. La formule de combinaison retenue pour la situation sismique est la suivante :

$$\sum_j G_{kj} + \gamma_I \cdot A_{Ek} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

EN 1990
6.4.3.4

EN 1998
4.4.2.2(1)

avec

- G_{kj} actions permanentes
- $\gamma_I \cdot A_{Ek} = A_{ED}$ action sismique de calcul
- $\psi_{2i} \cdot Q_{ki}$ valeur quasi-permanente des actions d'accompagnement

Cette combinaison est utilisée pour les différents états limites à vérifier. Les exigences fondamentales vis-à-vis des actions sismiques sont les suivantes :

– **état limite de non-effondrement :**

- condition de résistance,

$$E_d \leq R_d$$

EN 1998
2.2.1

La résistance de calcul est calculée avec le γ_M du matériau utilisé pour les combinaisons fondamentales (1,3 par exemple pour le bois massif) pour les structures DCL, et le γ_M des combinaisons accidentelles (1,0 pour tous les matériaux) pour les DCM et DCH

- conditions de ductilité,
 - exigences sur les matériaux et géométries d'assemblages par exemple
 - pas de mécanismes locaux entraînant la ruine globale
 - dimensionnement en capacité (surdimensionnement des diaphragmes et zones à rupture fragile)
- Conditions d'équilibre, glissement, renversement
- Résistance des fondations
- Conditions de joints sismiques non entrechoquement, calcul des déplacements

EN 1998
8.6(2),(3)

EN 1990 6.4.3.4
EN 1998 4.4.2.4
EN 1998 4.4.2.6

– **état limite de limitation de dommage, limitation des déplacements entre étages**

La condition de limitation de dommage correspond à la probabilité d'occurrence d'un séisme de moindre importance pouvant entraîner des dommages gênant l'exploitation de l'ouvrage. Les conditions de non-entrechoquement et de limitation de dommage se réfèrent à des calculs de déplacement non abordés jusqu'à présent.

Les déplacements sont calculés à partir des efforts sismiques calculés précédemment, appliqués au modèle statique élastique 2D ou 3D (torsion) de la structure, en appliquant la correction inverse du coefficient de comportement : $d_s = q_d \cdot d_e$,

- avec : d_e , déplacement calculé à partir des forces statiques équivalentes
- q_d , coefficient multiplicateur égal dans la plupart des cas à q
- d_s , déplacement dû à l'action sismique

EN 1998-1
4.3.4

Ces déplacements permettent de valider les conditions cinématiques imposées à la structure, non entrechoquement, dispositions constructives, hypothèses de calcul...

Les déplacements relatifs entre étages d_r sont obtenus à partir du calcul précédent, comme étant la différence entre les résultats moyens obtenus pour deux étages successifs. Pour la condition de limitation de dommage, ce déplacement est minoré par un coefficient v , pour prendre en considération un séisme de moindre importance. La condition à respecter prend les formes suivantes en fonction de la fragilité ou ductilité des éléments non structuraux supportés par la structure :

EN 1998-1
4.4.3.2

- $d_r \cdot v \leq 0,005 \cdot h$ si éléments non-structuraux fragiles,
- $d_r \cdot v \leq 0,0075 \cdot h$ si éléments non-structuraux ductiles,
- $d_r \cdot v \leq 0,010 \cdot h$ si attaches spécifiques

EN 1998-1
AN
4.4.3.2(2)

avec $v = 0,4$

9.2.5 Organigramme de vérification

La figure ci-après présente le principe de vérification pour une maison à ossature bois de 2 niveaux.

Note :

Au moment de la rédaction de cet exemple, la publication des textes de normes nationales n'étant pas achevée, la démarche de vérification est basée sur les valeurs moyennes éditées dans différents projets de documents, Eurocodes, communiqués de presse ministériels...

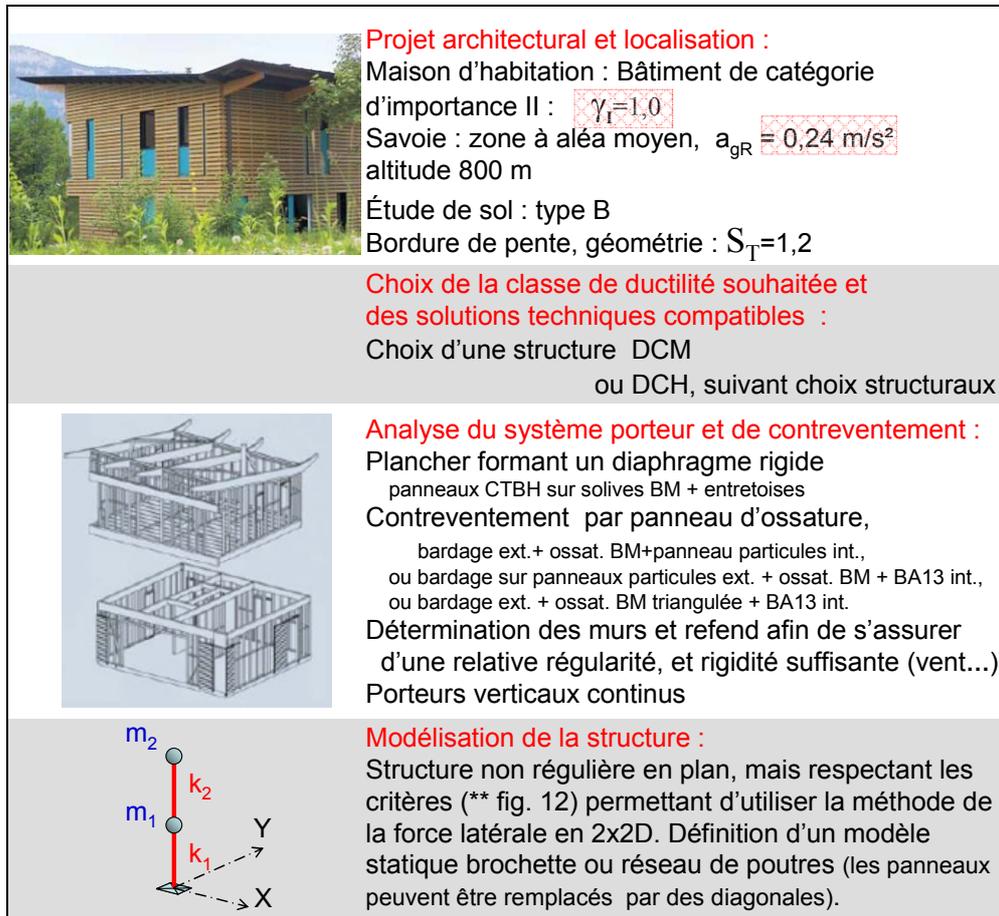


Figure 9-16 : Synthèse de la démarche de vérification d'une structure bois

$m = G_{kj} + \psi_{E,i} \cdot Q_i$

$\psi_{E,i} = 0,3, 0,5 = 0,15$
pour une maison à occupation non corrélée

Définition des masses :

Calcul de la masse de la toiture et du plancher
Calcul de la masse de la ½ hauteur de murs de l'étage à reporter sur le plan de toiture (en m_2)
Prise en compte de masse de la ½ hauteur de murs de l'étage et calcul de celle du RdC, à reporter en m_1 .
Pas de prise en compte de la neige pour altitude < 1000m
Calcul des charges d'exploitation pour le plancher de l'étage
Détermination des masses m_1 et m_2 : $m_i = G_i + \psi_{E,i} \cdot Q_i$

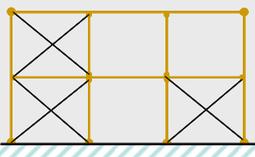
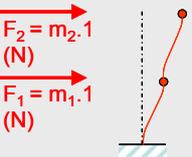


Schéma filaire de la structure



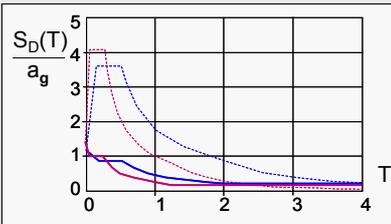
mode fondamental approché

Méthode de Rayleigh

Calcul statique de la structure,
Détermination des déplacements u_1 et u_2 de m_1 et m_2
Calcul de Δ et de T_1

Détermination de q

Type de structure		coeff. q	valeurs de référence pour q et dispositions exigées
Panneaux d'ossature bois à voiles cloués	DCH	5	→ q = 5 avec $d_{\text{clou}} = 3,1 \text{ mm}$, $t_{\text{panneau}} \geq 4 \cdot d = 15 \text{ mm}$ $\rho_{\text{panneau}} \geq 650 \text{ kg/m}^3$
Ossature hyperstatique triangulée brochée	DCM	2	→ q = 2 avec $d_{\text{broche}} \leq 12 \text{ mm}$, $t \geq 10 \cdot d$ et dispositions constructives adaptées



Calcul de $S(T)/q$

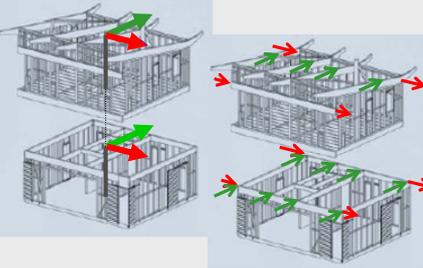
Type 1 & type 2

Reprise de $S_D(T)$ pour un sol B avec q & β
Lecture de la valeur d'accélération pour T_1

$$f_j = \frac{S_d(T_1)}{q} \cdot m_j \cdot \rho_0 \cdot u_j \cdot \Delta$$

Calcul des forces f1 et f2

Ayant $S_d(T_1)$, utilisation des formules de Rayleigh
Calcul des déplacements associés



Redistribution de f1 et f2

En fonction des rigidités élémentaires, calcul des efforts sur chacun des panneaux

$G + A_{Ed} + 0,3Q$

Combinaison et vérification de la résistance

$$E_E = \sqrt{E_{Edx}^2 + E_{Edy}^2}$$

Vérification des déplacements

Avec des parements intérieurs en plaques de plâtre, considérons les comme éléments non structuraux fragiles. Dans ces conditions la limite de déplacements relatifs d'étage est de 15 mm, pour un effort tranchant sismique à la base équivalent de :

- $0,4 \cdot 5 \cdot S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda$ | soit, le même effort . Le gain en effort sismique apporté par une valeur élevée de q dans le premier cas risque d'être fortement limité!

- $0,4 \cdot 2 \cdot S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda$

Figure 9-17 : Synthèse de la démarche de vérification d'une structure en bois, suite

Recommandations générales des Eurocodes 0, 1 et 5 applicables à l'ensemble des structures de bâtiments en bois

135

9.2.6 Recommandations complémentaires

La modélisation de la structure demeure un point délicat qui mérite toute l'attention du concepteur. Il faut modéliser les masses et les concentrer dans un modèle 3D, 2D ou brochette (1D,...). Les rigidités doivent être également bien retraduites. Pour un calcul dynamique, il est préférable de simplifier la structure afin de disposer d'un système avec un nombre réduit de degrés de liberté. Il est indispensable de s'assurer que le modèle brochette traduise correctement les déformées de la structure complète. Attention notamment aux rotations des masses concentrées.

Dans le cas d'utilisation de méthodes simplifiées, cette étape de simplification de structure n'est plus indispensable. Le calcul reste un calcul statique. La méthode de Rayleigh permet d'appréhender correctement le premier mode de vibration d'un grand nombre de structures et de retrouver les efforts dans l'ensemble des composants et liaisons d'un ouvrage. Cette méthode peut être utilisée pour une grande majorité de structures en bois, notamment si la contrainte liée à la sismicité du lieu de construction est intégrée au premier stade de la conception.

Le choix de la classe de ductilité de la structure est une étape importante dans la conception. Il implique des choix structuraux forts et des conditions de réalisation des assemblages. La ductilité des assemblages apporte une fiabilité importante pour la structure. Il faut cependant bien intégrer les conséquences de ce choix de ductilité : assurance d'en disposer, nécessité de résistance augmentée des zones non dissipatives, déplacements importants qui doivent être compatibles avec les possibilités cinématiques globales ou locales de la structure.

Des structures de dimensions homogènes, avec des blocs élémentaires réguliers et disposant d'un fonctionnement indépendant sont un gage de bonne conception. De plus, un soin particulier aux assemblages et ancrages apportera la base d'une bonne fiabilité à la structure, avant tout calcul. Une structure facile à vérifier est une structure qui a de bonnes chances d'avoir une bonne conception parasismique.

9.2.7 Glossaire

Résonance : phénomène d'amplification des déplacements d'une structure, quand on la sollicite avec un signal répété à une cadence particulière

Période propre : durée de la partie répétée élémentaire du signal sollicitant conduisant à la résonance. La période est exprimée en secondes.

Fréquence propre : c'est l'inverse de la période propre $f = 1/T$. Elle représente le nombre de parties répétées du signal en 1 seconde conduisant à la résonance (nombre de tours par seconde pour un mouvement rotatif). La fréquence s'exprime en hertz ($\text{Hz} = 1/\text{s}$).

Pulsation : en prenant le radian comme unité angulaire, (2π rad/tour), la pulsation représente le nombre de radians par seconde : $\omega = 2\pi.f$.

Coefficient d'amortissement : paramètre « c » qui caractérise le comportement visqueux d'une structure. Il relie l'effort repris par la structure à la vitesse de chargement en déplacement : $F=c.u^\circ$ ($u^\circ=du/dt$)

Amortissement critique : valeur particulière de c : « c_0 », qui conduit une structure après perturbation à un retour en position d'équilibre sans oscillation. $C_0 = 2m \cdot \omega$

Pourcentage d'amortissement critique : paramètre d'amortissement normé : $\zeta = c/c_0 \cdot 100$

Oscillateur simple : structure simple constituée d'un ressort, d'une masse et éventuellement d'un amortisseur. Cette structure permet de mettre en évidence le comportement dynamique des structures. Toute structure élastique peut être réduite en une somme d'oscillateurs simples dans l'espace des modes propres.

Spectre de réponse : courbe lissée qui donne par exemple l'accélération maximale de la masse d'une structure simple soumise à une série de séismes probables dans une région donnée du globe.

Ductilité statique : rapport entre le déplacement ultime d'un élément structural et son déplacement « élastique ».

10 ÉLÉMENTS MIXTES

10.1 Généralités

La construction mixte a connu son essor au milieu du XIX^e siècle. Actuellement, les tendances conceptuelles accordent un intérêt croissant à l'association de différents matériaux afin d'optimiser les projets. Pour tous les secteurs du génie civil, l'emploi d'éléments mixtes se développe tant en construction d'ouvrages neufs qu'en réhabilitation. En réponse aux critères économiques, esthétiques ou mécaniques, cette évolution se traduit par la conception de structures mixtes et l'emploi croissant d'éléments mixtes bois au sein des constructions. Pour ces derniers, il faut distinguer les structures mixtes et les composants structuraux à sections composites résultant en général de l'association de deux matériaux.



Figure 10-1 : Structures mixtes bois – métal

Un aspect particulier de la mixité au sein des structures bois correspond aux planchers bois - béton. La combinaison du béton en compression et du bois en traction crée un ensemble répondant aux exigences de la construction contemporaine. Tout en intégrant des qualités esthétiques, il est en effet possible d'obtenir des éléments mixtes mécaniquement efficaces, rigides et légers. Ainsi, l'utilisation de planchers bois - béton permet une réduction d'environ 40 % des charges permanentes par rapport à une solution traditionnelle en béton. Cette technique présente un fort potentiel d'emploi notamment dans le secteur de la réhabilitation.

10.2 Éléments structuraux sous-tendus

Les systèmes structuraux bois sous-tendus constituent le cas le plus courant de structures mixtes. Ils permettent de s'affranchir d'appuis intermédiaires pour des portées inférieures à 50 m tout en optimisant les sections bois mises en œuvre ($h \approx L/40$).

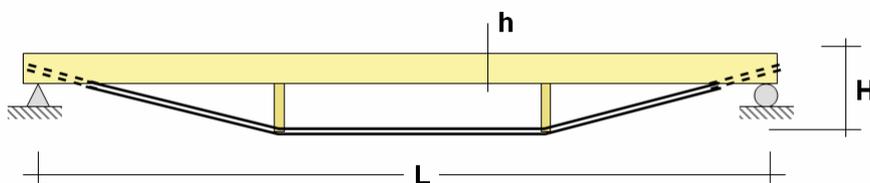


Figure 10-2 : Poutres droites sous-tendues ($H \approx L/12$)

Le calcul de ces éléments s'effectue à l'aide de modèle de type poutre pour lequel les assemblages sont considérés comme articulés dans le plan yz. La stabilité transversale de ces éléments doit faire l'objet d'une attention particulière, en général les nœuds du système de sous-tension sont bloqués transversalement. La seconde alternative consiste à concevoir des éléments autostables.



Figure 10-3 : La Grande Halle d'Auvergne : poutres courbes sous-tendues autostables

Du point de vue des principes constructifs, les éléments comprimés sont généralement en bois et le tirant en acier. De ce fait, il faut tenir compte des variations dimensionnelles du tirant dues à la température en situation normale et en situation d'incendie. De même, les vérifications doivent intégrer la semi-rigidité des liaisons.

Dans le cas de toiture sous-tendue, la pente de toiture doit être supérieure à 14° afin de limiter les efforts et les déplacements (faîtage et appuis). Avec les notations de la **Figure 10-2**, les effets des actions sont définis par les relations suivantes :

Poutre :

Moment maximal $M = \frac{q_1 L^2}{32}$

Effort normal maximal $N = \frac{(q_1 + q_2)L}{8 \sin \alpha} + \frac{q_1 L}{4} \sin \alpha$

Effort tranchant maximal $V = \frac{q_1 L}{4} \cos \alpha$

Effort normal dans le tirant $N_T = \frac{(q_1 + q_2)L^2}{16 f}$

Déplacement vertical du faîtage défini par : $u = \frac{(q_1 + q_2)L^2}{16 \operatorname{tg}^2 \alpha (E_w A_w)} \left[\frac{1}{\cos^3 \alpha} + \frac{E_w A_w}{E_s A_s} \right]$

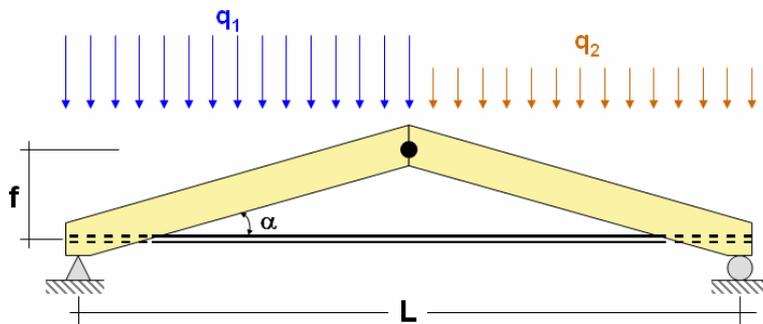


Figure 10-4 : Schéma statique d'une toiture sous-tendue

Pour des portées importantes (≥ 25 m), le moment dans l'arbalétrier peut être réduit en intégrant des appuis intermédiaires.

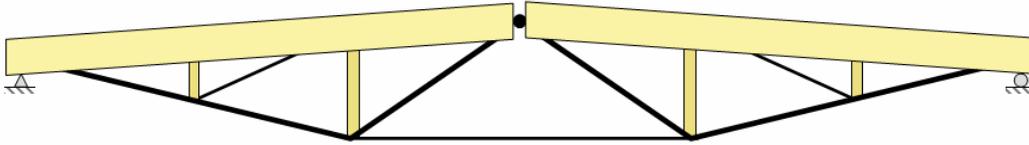


Figure 10-5 : Structure avec sous-tension multiple

10.3 Composants à sections composites

De nombreuses techniques ont été conçues pour associer des produits à base de bois entre eux ou avec d'autres matériaux (béton, métal ou verre). Deux types de connexions doivent être distingués :

- les connexions rigides telles que le collage,
- les liaisons semi-rigides, telles que les liaisons par organes d'assemblage mécanique ou par clavettes, caractérisées par un module de glissement K .

Quel que soit le mode de connexion, le fonctionnement de ces éléments dépend d'une part du comportement des interfaces, et d'autre part des rigidités relatives de chacun des composants. Une approche simplifiée peut être utilisée dans le cas d'une interface de rigidité homogène le long de l'élément. Dans le cas contraire (variation importante de l'espacement des connecteurs ou connexions concentrées, système Bertsche par exemple), il est nécessaire d'utiliser un modèle de calcul par éléments finis.

Hormis les composants mixtes intégrant des panneaux dérivés du bois en âme (poutre en I, par exemple), les déformations en cisaillement des composants sont négligées. Dans cette hypothèse, la rigidité effective $(EI)_{ef}$ des éléments mixtes est définie par :

$$(EI)_{ef} = \eta (EI)_{\infty} = (EI)_0 + \gamma [(EI)_{\infty} - (EI)_0] \quad (1)$$

où : $(EI)_{\infty}$ et $(EI)_0$ sont les rigidités correspondant, respectivement, à une connexion totale ou nulle, η est le facteur de réduction de rigidité, et γ est le coefficient de connexion donné par la relation :

$$\gamma = \frac{1}{1 + \frac{\pi^2 (EA)_r}{K L^2}} \quad \text{avec} \quad (EA)_r = \frac{E_1 A_1 E_2 A_2}{E_1 A_1 + E_2 A_2}$$

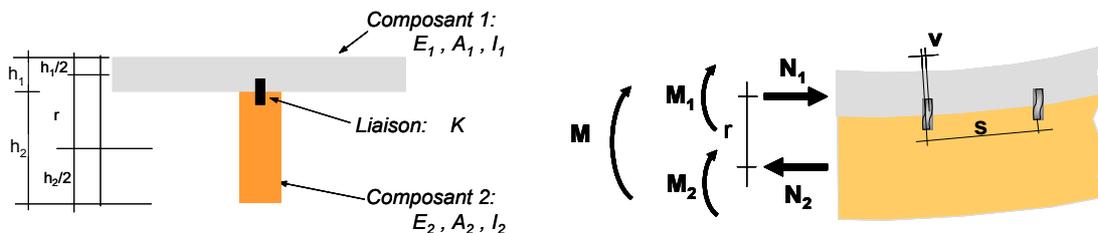


Figure 10-6 : Géométrie et équilibre de flexion d'un élément mixte

Pour les sections définies sur la **Figure 10-6**, la relation (1) s'écrit :

$$(EI)_{ef} = E_1 I_1 + E_2 I_2 + \gamma (EA) r^2 \quad (2)$$

A l'interface entre matériaux, le glissement global v intègre trois composantes de déformation :

$$v = v_1 + v_l + v_2$$

avec : v_1 et v_2 , les glissements induits par les déformations dues aux contacts entre le connecteur et les éléments,
et v_l , le glissement résultant des déformations de la connexion à l'interface des éléments.

Pour une liaison par organes ponctuels, l'effort F_{ij} transmis par la connexion entre les composants i et j est alors égal à : $F_{ij} = kv$ avec $k = K/s$. En fonction de l'effort tranchant V , cet effort par organe est défini par :

$$F_{ij} = \frac{\gamma E_1 A_1 a_1 s}{(EI)_{ef}} V$$

Selon l'espacement s entre connecteurs, des effets d'interaction entre connecteurs peuvent être à considérer. Ils sont pris en compte sur la base du nombre efficace n_{ef} défini pour le type d'organe utilisé.

Les justifications aux états limites ultimes requièrent le calcul des différents états de contraintes critiques **Figure 10-7** induites par le moment de flexion M :

Contraintes dues à l'effort normal : $\sigma_1 = \frac{\gamma a_1 E_1}{(EI)_{ef}} M$ $\sigma_2 = \frac{\gamma a_2 E_2}{(EI)_{ef}} M$

Contraintes dues à la flexion : $\sigma_{m1} = \frac{0,5h E_1}{(EI)_{ef}} M$ $\sigma_{m2} = \frac{0,5h E_2}{(EI)_{ef}} M$

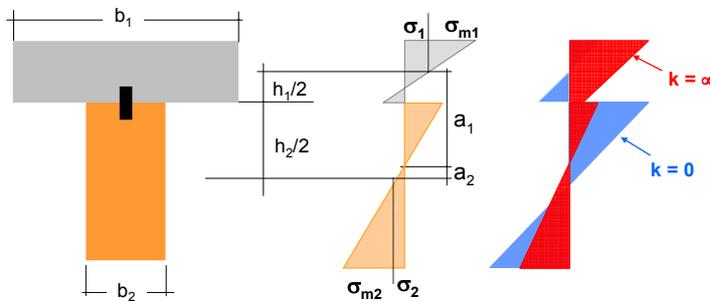


Figure 10-7 : État de contraintes normales selon la raideur de la liaison

Les contraintes maximales de cisaillement, τ_{2max} , ont pour expression :

$$\tau_{2max} = \frac{0,5h^2 E_2}{(EI)_{ef}} V$$

En termes de résistance, les justifications doivent tenir compte des caractéristiques instantanées et à long terme des composants. En considérant les coefficients de fluage $k_{def,i}$ des composants et $k_{def,1} \geq k_{def,2}$, les calculs sont à mener avec :

l'inertie effective à long terme $(EI)_{ef,fin}$ pour σ_2 , σ_{m2} et τ_{2max}
et l'inertie effective instantanée $(EI)_{ef,inst}$ pour σ_1 , σ_{m1} et F_{12}

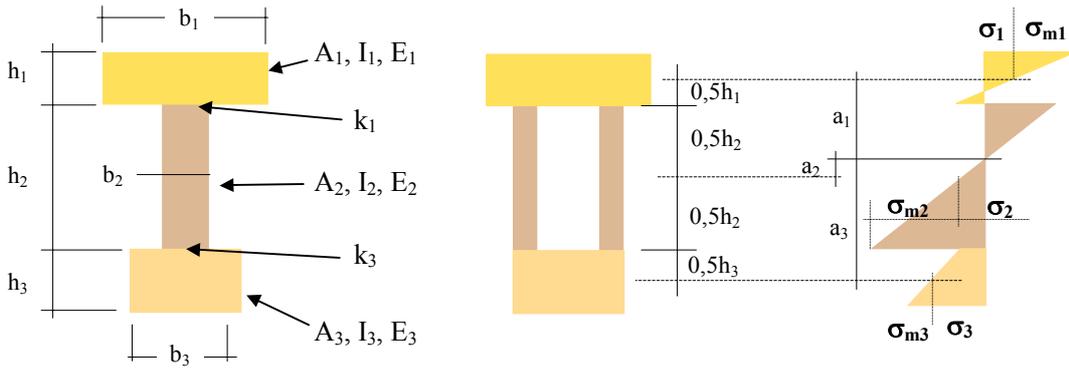


Figure 10-8 : Section mixte constituée de 3 composants

Dans le cas général d'une section mixte comportant trois composants, les différentes phases de calcul sont :

a- **Taux de connexion :** $\gamma_1 = \frac{1}{1 + \frac{\pi^2(E_1 A_1)}{k_1 L^2}}$ $\gamma_2 = 1$ $\gamma_3 = \frac{1}{1 + \frac{\pi^2(E_3 A_3)}{k_3 L^2}}$

b- **Rigidité effective :** $(EI)_{ef} = \sum_{i=1}^3 E_i I_i + \sum_{i=1}^3 \gamma_i E_i A_i a_i^2$

avec $a_2 = \frac{\gamma_1 E_1 A_1 (h_1 + h_2) - \gamma_3 E_3 A_3 (h_2 + h_3)}{2 \sum_{i=1}^3 \gamma_i E_i A_i}$

$a_1 = \frac{1}{2} (h_1 + h_2) - a_2$ $a_3 = \frac{1}{2} (h_2 + h_3) + a_2$

c- **Contraintes normales :** $\sigma_i = \frac{\gamma_i E_i a_i}{(EI)_{ef}} M_d \leq (f_{c,d})_i$ ou $(f_{t,d})_i$

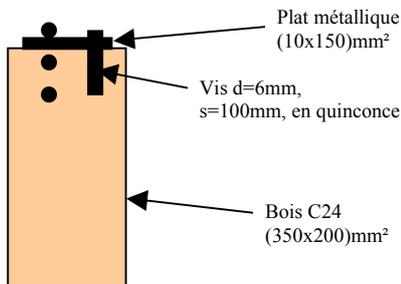
$\sigma_{m,i} = \frac{0,5 E_i h_i}{(EI)_{ef}} M_d \leq (f_{m,d})_i$

d- **Contraintes de cisaillement :**

$\tau_{2,max} = \frac{0,5 E_2 b_2 h_2^2 + \gamma_3 E_3 A_3 a_3}{b_2 (EI)_{ef}} V_d \leq (f_{v,d})_2$

e- **Efforts de liaison :** $F_1 = \frac{\gamma_1 E_1 A_1 a_1}{(EI)_{ef}} V_d$ $F_3 = \frac{\gamma_3 E_3 A_3 a_3}{(EI)_{ef}} V_d$

10.3.1 Exemple



Renforcement d'une poutre de 6 m de portée ;
Sollicitations aux ELU :

$M_d = 18 \text{ kN.m}$ et $V_d = 12 \text{ kN}$

Calcul instantané

La raideur des organes est égale à :

$$K_1 = \frac{2}{3} K_{ser,1} = \frac{2}{3} \cdot 2 \left(\rho_m^{1,5} \frac{d}{23} \right) = \frac{2}{3} \cdot 2 \cdot 450^{1,5} \cdot \frac{6}{23} = 3320 \text{ N/mm}$$

Avec $E_1=210\,000 \text{ N/mm}^2$ et $E_2=11\,000 \text{ N/mm}^2$, on obtient :

$$\gamma_1 = \frac{1}{1 + \frac{\pi^2 (E_1 A) s_1^2}{K_1 L^2}} = 0,435 \quad \text{d'où} \quad a_2=27 \text{ mm et } a_1=153 \text{ mm}$$

La rigidité effective de la section est alors :

$$(EI)_{ef} = E_1 I_1 + E_2 I_2 + \gamma_1 E_1 A a_1^2 + E_2 A_2 a_2^2 = 11,63 \text{ MN.m}^2$$

soit un gain de rigidité de 48 % ($E_2 I_2=7,86 \text{ MN.m}^2$).

Les contraintes au sein des composants ont pour valeurs :

$$\sigma_1 = 21,6 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_{m,1} = 23,2 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_2 = 0,5 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_{m,2} = 3,4 \text{ N/mm}^2$$

L'effort de liaison est : $F_1=21,6 \text{ kN/m}$, soit 1,08 kN par vis.

11 GÉNÉRALITÉS SUR L'ANALYSE DE STRUCTURE

11.1 Modélisation des structures

Le bois en tant que matériau de structure présente quelques particularités qu'il est essentiel de prendre en compte pour concevoir des ouvrages sûrs et durables, et dont l'ignorance est à la source de la majeure partie de la pathologie que l'on peut constater. Ces particularités doivent orienter, avant tout calcul, le choix des modes de fonctionnement des ouvrages et des principales options constructives.

11.1.1 Les variations dimensionnelles

Les retraits de séchage transversaux, assez importants, peuvent conduire à des effets géométriques susceptibles de modifier notablement le fonctionnement de certains ouvrages (effets directs, effets angulaires, variation de rayon de courbure, effet « bilame »...). Ce phénomène est à prendre en compte très attentivement lors de l'association du bois avec d'autres matériaux (inertes, ou sujets à des dilatations thermiques comme l'acier) ou avec lui-même (fibres croisées), afin d'éviter le développement d'efforts parasites et la rupture du matériau par retrait contrarié.

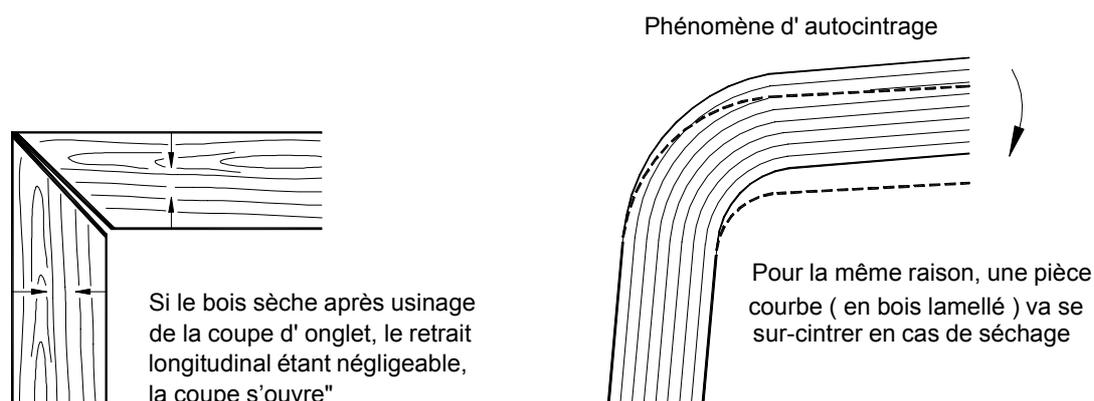


Figure 11-1 : Effets du retrait

11.1.2 La traction transversale

On retiendra que le bois présente une résistance très faible en traction transversale (valeurs moyennes de ruptures faibles, dispersées, sur le mode fragile, particulièrement sensibles à la durée de la sollicitation, et aggravées, bien sûr, par les fentes de retrait). Ce fait conduit, en pratique, à limiter les contraintes de traction transversale à des valeurs environ 50 fois plus faibles que celles autorisées pour les contraintes axiales.

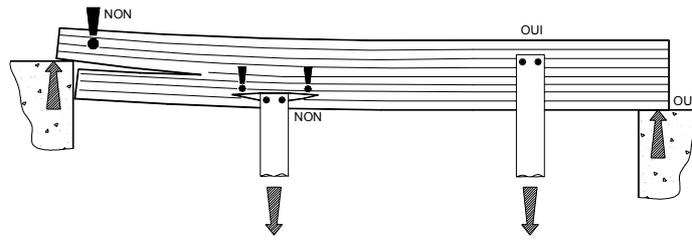


Figure 11-2 : Configurations susceptibles de générer une traction transversale

Une attention particulière doit être apportée à toutes les configurations susceptibles de générer une traction transversale, directe (assemblages) ou induite par la déformation de la structure (entailles, poutres courbes, à inertie variable...).

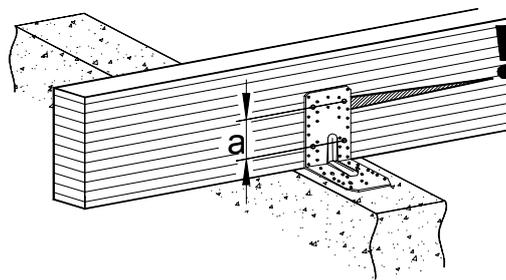


Figure 11-3 : Rupture par traction transversale due au retrait

11.1.3 Déformation, fluage

Compte tenu de son rapport résistance / rigidité assez élevé pour les sollicitations axiales (traction, compression, flexion), les calculs de vérification des déplacements et flèches sont toujours nécessaires et, très souvent, « dimensionnants ». Le fluage dû aux actions permanentes doit systématiquement être pris en compte. Lorsque le bois voit son humidité varier, notamment dans des plages situées au-dessus de 15 %, son fluage s'accroît notablement. En particulier le séchage sous contrainte (passage de l'état vert, 30 % ou plus, à des humidités d'équilibre de l'ordre de 15 % ou moins) conduit à des coefficients de fluage très élevés.

11.1.4 Les glissements d'assemblages

Les assemblages mécaniques (à profils complémentaires ou par organes métalliques cisailés) présentent des glissements notables sous efforts qu'il n'est pas permis d'ignorer car ils jouent un rôle essentiel dans le fonctionnement des structures assemblées. Ce fait peut encore être amplifié, bien sûr, par des non-conformités de conception, de fabrication et/ou de mise en œuvre.

11.2 Grands déplacements et comportements non linéaires

11.2.1 Singularités de comportement géométrique du modèle – Grands déplacements

La géométrie du modèle, évoluant avec ses déformations, conduit à des évolutions d'efforts internes qui peuvent accroître encore les déformations et conduire à une instabilité. L'instabilité se caractérise par une divergence du système qui, si l'on poursuit les calculs itératifs sur la base des déformées successives, ne

peut trouver d'état stable, ce qui est équivalent à sa ruine. Il peut s'agir d'une instabilité locale ne concernant que quelques composants ou d'une instabilité globale concernant l'ensemble du système.

La prise en compte de ce phénomène nécessite des calculs au second ordre i.e. calculs itératifs sur des états successifs. Dans le cas de singularités géométriques, ces états diffèrent par les déformations du modèle, mais chaque étape du calcul est conduite selon la même loi de comportement élastique des composants et avec un même chargement. Les calculs de contraintes et vérifications locales de résistance n'interviennent alors qu'après stabilisation du modèle.

Exemple :

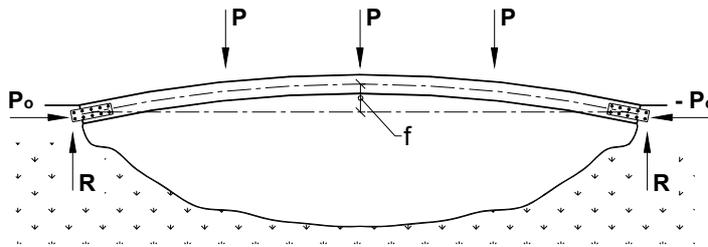


Figure 11-4 : Exemple de structure à instabilité géométrique

L'ouvrage s'équilibre par des poussées importantes (P_o) aux appuis, inversement proportionnelles à sa flèche géométrique initiale (f). La souplesse du bois et des appuis en compression génère une déformation qui réduit la valeur de f . L'épure se trouvant sensiblement modifiée, les poussées augmentent. Il est alors nécessaire de faire un calcul itératif avec la géométrie et l'état de contrainte actualisés. Si la section de l'arc n'est pas capable de résister aux charges appliquées comme une poutre droite en flexion simple, on arrive à la ruine.

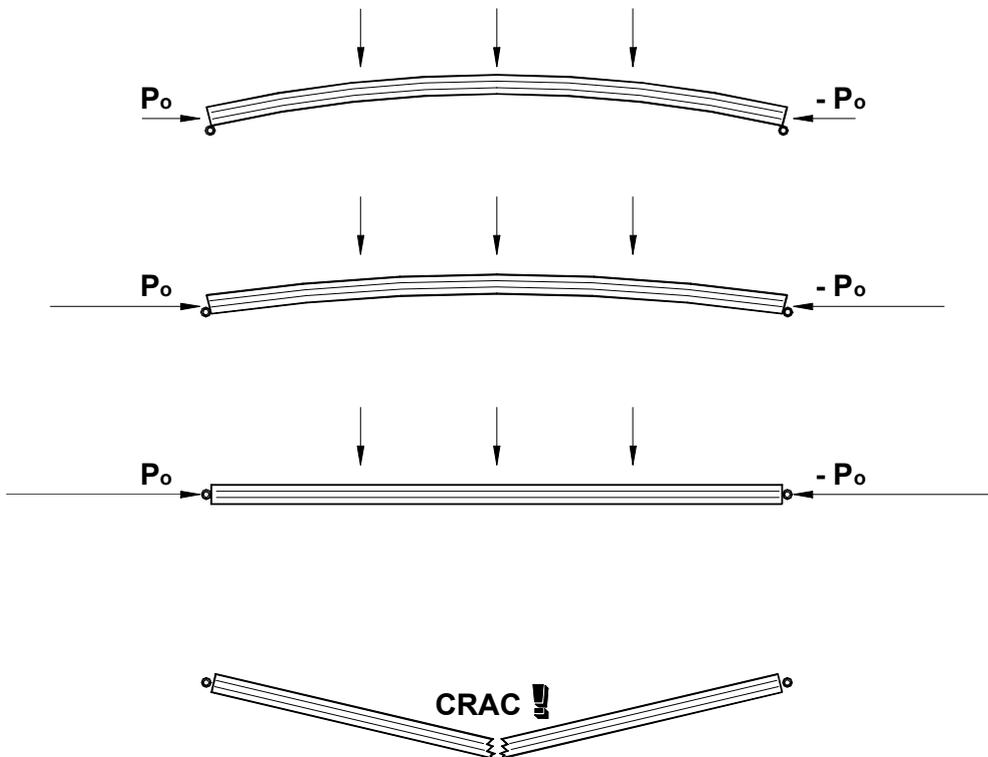


Figure 11-5 : Exemple de scénario de rupture

11.2.2 Non linéarité de comportement instantané des composants

Il s'agit ici de la prise en compte du fait que le comportement du composant (barre, plaque ou assemblage par exemple), en pratique sa raideur, va varier en fonction du niveau de sollicitation qui lui sera appliqué.

Ce peut être une non linéarité induite par :

- **la mise en place de la structure** : récupération des jeux initiaux d'assemblages sous l'effet d'une première sollicitation très faible, suivi d'une raideur notable pour des efforts plus intenses,
- **la plastification des composants** : par exemple, en compression transversale pour le bois ou en traction pour le métal ; un premier comportement élastique (linéaire) est suivi d'une phase plastique,
- **une combinaison des deux** : comportement élastoplastique avec jeu initial.

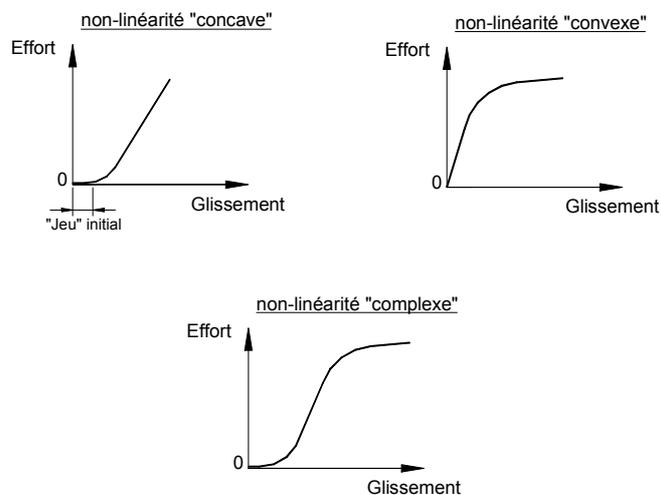


Figure 11-6 : Non linéarité de comportement

Les phénomènes envisagés ici sont des non linéarités intervenant avec le temps : sur la base d'un comportement quasi-instantané d'apparence élastique ou élastoplastique se greffe un accroissement progressif des déformations (un fluage) et on parlera d'un comportement viscoélastique.

Ce phénomène conduit à une redistribution des efforts dans la structure, puisque les raideurs apparentes évoluent avec le temps et, pour chaque composant, en fonction de son niveau de contraintes.

En outre, si l'ouvrage est composé de matériaux variés, les différences d'amplitude de ces variations de raideur (homogènes à des coefficients de fluage) interviendront aussi pour la redistribution des efforts.

Dans ce cas, le calcul est beaucoup plus complexe, dans la mesure où il requiert, d'une part l'introduction de données supplémentaires (rarement disponibles et encore plus rarement normalisées) concernant les courbes de comportement des matériaux, d'autre part des calculs par incréments successives du chargement de manière à faire évoluer à chaque étape les paramètres matériaux (selon les dites données et en fonction des niveaux de contrainte).

On montre facilement que l'état d'une structure dans laquelle on suppose des non linéarités dépend de la **chronologie d'application** des diverses charges d'une combinaison d'actions données.

S'il est théoriquement possible de combiner, selon le même genre de méthode incrémentale, les diverses causes de non linéarité, on imagine la complexité des hypothèses à définir, des calculs et de l'interprétation des résultats. Ceci explique pourquoi, en ingénierie de bâtiments courants, les calculs non linéaires sont assez rarement menés.

En pratique, les comportements non linéaires des structures doivent être appréciés pour déterminer la méthode de résolution adaptée :

- calcul itératif,
- module apparent,
- modèle plus complexe.

11.3 Les appuis

En raison des jeux et de la souplesse pratiquement inévitables des assemblages mécaniques (par boulons, broches, pointes, anneaux, crampons, etc.), de surcroît réalisés sur chantier, une hypothèse d'encastrement parfait (transfert de moments à l'infrastructure) est illusoire : la prise en compte des raideurs des liaisons est nécessaire.

Les appuis d'une structure bois (liaisons avec l'infrastructure) sont, en règle générale, à définir comme des appuis simples (sans omettre les nécessités de résistance au soulèvement) ou comme des articulations.

11.4 Modèles de calculs hyperstatiques

11.4.1 Généralités

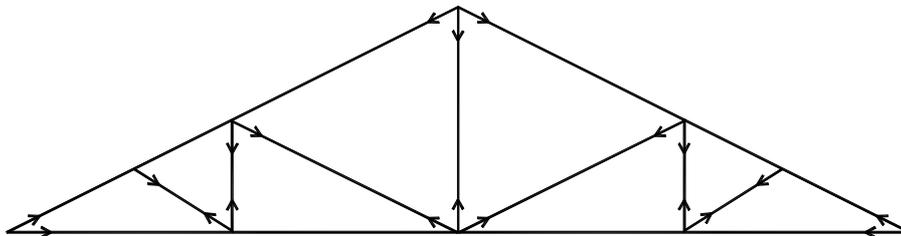


Figure 11-7 : Exemple de structure hyperstatique

Dans une structure en bois, telle que les treillis (plans ou spatiaux), comportant de multiples assemblages mécaniques (boulons, broches, pointes, anneaux, crampons, connecteurs, etc.), la souplesse des assemblages joue un rôle majeur dans le fonctionnement de la structure, au point que le fait de la négliger peut conduire à de graves mécomptes. En effet, il convient de considérer que les jeux et déformations des assemblages d'extrémités des barres atteignent habituellement des valeurs qui sont du même ordre de grandeur que les allongements ou raccourcissements élastiques des dites barres, souvent supérieurs.

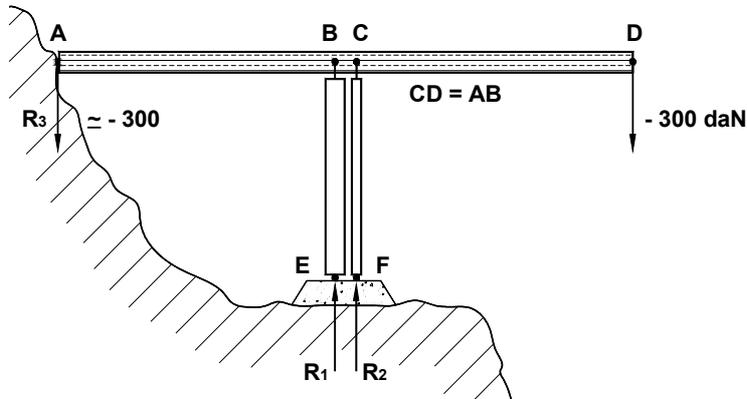
Dans le cas de structures isostatiques ou faiblement hyperstatiques (cas des treillis triangulés où les seuls éléments d'hyperstaticité sont des continuités de barres à certains nœuds, par exemple), le fait de ne pas tenir compte des déformations (axiales) d'assemblages conduit à une sous-estimation parfois très importante des déformations mais n'altère que très peu l'évaluation de la répartition des efforts internes.

En revanche, dans les structures hyperstatiques (non triangulées et/ou dotées de liaisons internes ou d'appuis surabondantes), une telle « impasse » conduit, le plus souvent, à une évaluation largement erronée de la répartition des efforts internes, incluant éventuellement des inversions d'effort et des différences d'ordre de grandeur par rapport aux résultats obtenus en tenant compte des déformations d'assemblages.

La mise en place, dans le modèle de calcul, d'hypothèses de déformations d'assemblages (sur le mode élastique pour les calculs courants) est donc indispensable (voir Manuel « Assemblages »).

11.4.2 Incidence des raideurs sur la répartition des efforts

Exemple d'écart de résultats en fonction de la prise en compte, ou non, des raideurs (axiales) d'assemblages :



Hypothèse :

Section de la barre BE = 3 fois la section de CF

<u>Calcul en articulations simples</u>	<u>Calcul avec articulation plus souple additionnelles (ressorts)</u>
<p>A simplified beam model with a fixed support at A and a roller support at D. The beam is supported by two pin supports at B and C. Downward loads of -300 are applied at B and D. Reaction forces R1 and R2 are shown at B and C respectively.</p>	<p>A beam model with a fixed support at A and a roller support at D. The beam is supported by two springs at B and C. Downward loads of -300 are applied at B and D. Reaction forces R1 and R2 are shown at B and C respectively.</p>
$R_1 + R_2 = 600$	$R_1 + R_2 = 600$
$R_1 \simeq 450$ $R_2 \simeq 150$ <p>(prorata des sections)</p>	$R_1 \simeq R_2 \simeq 300$ <p>La souplesse plus grande des liaisons pilote la répartition</p>

Figure 11-8 : Incidence des raideurs sur la répartition des efforts

11.5 Arcs et portiques

Dans le cas des structures en bois fonctionnant en arc, il convient de prendre garde aux phénomènes d'instabilités, pour trois raisons qui se cumulent : le faible niveau absolu de rigidité du matériau, la faible rigidité des assemblages mécaniques et le fluage qui agit en aggravation des deux faits précédents.

On doit notamment considérer la souplesse en rotation des assemblages mécaniques de continuité tels que les couronnes de boulons.

On doit donc souvent procéder à des calculs au second ordre pour vérifier les risques d'instabilité, particulièrement pour des arcs (ou des structures arc-boutées) présentant de faibles flèches géométriques relatives (rapport entre la hauteur à la clef et la portée d'un arc convexe par exemple). A titre indicatif, on peut avancer que ce risque croît rapidement quand on descend en dessous d'un rapport de 1 à 10.

Les effets des déformations sur la répartition des efforts et moments internes dans la structure peuvent également être importants. Aussi, dans de tels cas, il est nécessaire d'effectuer une analyse au second ordre.

11.6 Structures planes assemblées

La modélisation des structures planes se fait en principe sous la forme d'un modèle filaire correspondant aux axes neutres des diverses barres. Pour les assemblages réalisés par organes mécaniques cisailés (boulons, broches, pointes, anneaux, crampons, etc.) ou par profils complémentaires, ils sont considérés soit comme des articulations, soit comme des encastresments, soit en tenant compte de leur raideur rotationnelle. Cette approche, présentée dans le manuel « Assemblages », est basée sur le rapport des raideurs de l'assemblage et des éléments assemblés.

Lorsque les pièces de bois utilisées sont de grande largeur, il est possible de dévier ou de prolonger certaines barres du modèle de façon à les faire aboutir au centre d'action d'un assemblage si celui-ci, situé près du bord de pièce, est loin de l'axe neutre, ou d'organiser un réseau de barres internes fictives destiné à disposer l'articulation du modèle au plus près de la position réelle de l'assemblage. L'objectif est de définir un modèle de calcul le plus proche possible de la structure réelle.

Dans le cas des charpentes industrialisées à connecteurs, des règles de modélisation plus détaillées sont proposées dans le manuel « Charpentes industrialisées ».

Note :

Les assemblages rigides en flexion (collés par exemple) dont la mise en œuvre est régie par un Plan d'Assurance Qualité, pourront être considérés comme des continuités de barres dans le modèle. La résistance aux moments de flexion est à vérifier et le glissement d'assemblage peut être ignoré.

11.7 Prise en compte des déformations dues à l'effort tranchant

En raison de ses caractéristiques particulières le bois soumis à un effort tranchant subit des déformations plus grandes, relativement à celles de la flexion, que celles d'autres matériaux. En outre il n'y existe pas la relation théorique entre G et E que l'on applique dans les matériaux isotropes par le coefficient de Poisson μ .

Si l'on désire prendre en compte les déformations dues à l'effort tranchant, si le logiciel n'est pas muni d'une entrée permettant de forcer la valeur de G , on peut entrer une valeur fictive de μ de l'ordre de 7 (si le logiciel accepte de calculer malgré l'alarme qu'il peut être amené à formuler quant à l'anomalie énergétique correspondante).

Si aucune de ces solutions n'est possible, on pourra réduire le module de flexion forfaitairement de 5 % pour les éléments de section rectangulaire, droits et à inertie constante, et de 15 % pour les éléments à

inertie variable et les éléments cintrés. Cette méthode forfaitaire simplifiée ne peut pas être admise pour des sections à âme mince où les déformations d'effort tranchant doivent être évaluées directement. On se reportera, à ce sujet, au manuel « Poutres en I ».

L'effort tranchant V régnant dans un tronçon de poutre de longueur dx et de section S entraîne une déformation en parallélogramme :

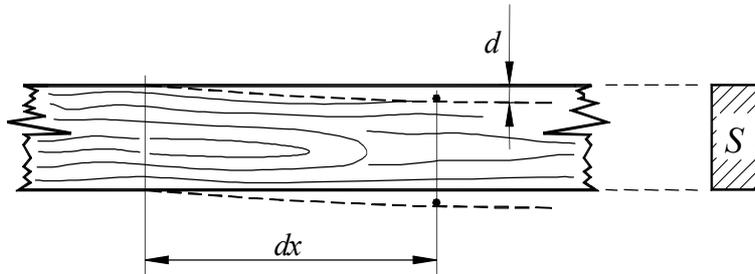


Figure 11-9 : Déformation d'effort tranchant

$$d = \frac{V \cdot dx}{K \cdot G \cdot S}$$

où G est le module de cisaillement longitudinal du bois et K un coefficient dépendant de la section. Pour une section rectangulaire, $K=5/6$.

La proportion de flèche due à cet effet, qui n'est que proportionnel à la portée, est importante pour les faibles élancements de poutre (rapport de la portée l / hauteur de section h) et devient négligeable pour de grands élancements.

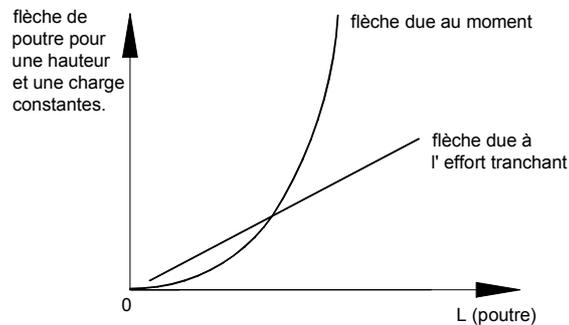


Figure 11-10 : Proportion de flèche due au tranchant et à la flexion

11.8 Structures tridimensionnelles

Si certaines structures, conçues d'un point de vue architectural comme des structures tridimensionnelles ou « spatiales », tels des dômes, des structures en arcs rayonnants, des nappes ou des treillis relèvent naturellement d'un calcul « 3D », il convient d'être très circonspect dans l'utilisation de logiciels de calcul tridimensionnel lorsque l'on a à vérifier des structures à fermes. On entend par là des structures constituées d'éléments plans verticaux (fermes, arcs, portiques, poutres), disposés parallèlement et supportant des éléments transversaux tels que des pannes et des éléments de stabilisation tels que des contreventements et des dispositifs d'anti-flambement. En effet, ces structures (à fermes), si l'on peut les assimiler de prime abord, d'un point de vue géométrique, à des ensembles tridimensionnels, sont conçues, fonctionnellement, comme des structures planes verticales recevant des actions d'appuis d'autres éléments (plans ou linéaires) et stabilisées par des ouvrages complémentaires, ce qui est très différent.

La modélisation tridimensionnelle de telles structures est particulièrement délicate, dans la mesure où la pertinence des résultats de calcul est étroitement dépendante (encore une fois) de la prise en compte des diverses rigidités des liaisons. Les assemblages internes d'une ferme, par exemple, présentent habituellement des rigidités très supérieures à celles des liaisons de cette ferme avec les autres éléments de la charpente. Dans un tel cas, l'omission, dans le modèle de calcul, des données de rigidité des liaisons, et donc aussi de leurs différences, débouche sur des distributions d'effort qui n'ont rien à voir avec la réalité la plus probable et peut générer de multiples pathologies. Cette remarque est évidemment valable pour les « vraies » structures tridimensionnelles, même si leurs diverses liaisons sont, souvent, par nature, plus homogènes.

En conclusion, on souligne le fait que le calcul « 3D » nécessite que les hypothèses des diverses liaisons du modèle soient réalistes.

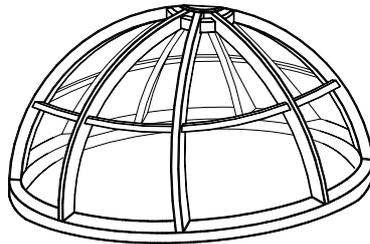


Figure 11-11 : Exemple de structure « 3D » par nature

11.9 Effet système

Pour des éléments identiques faiblement espacés (pas plus de 1,2 m) fonctionnant en parallèle (solives ou charpentes industrialisées par exemple), l'EN 1995-1-1 autorise la prise en compte d'un effet système favorable sous la forme d'une petite majoration de la résistance de 10 %.

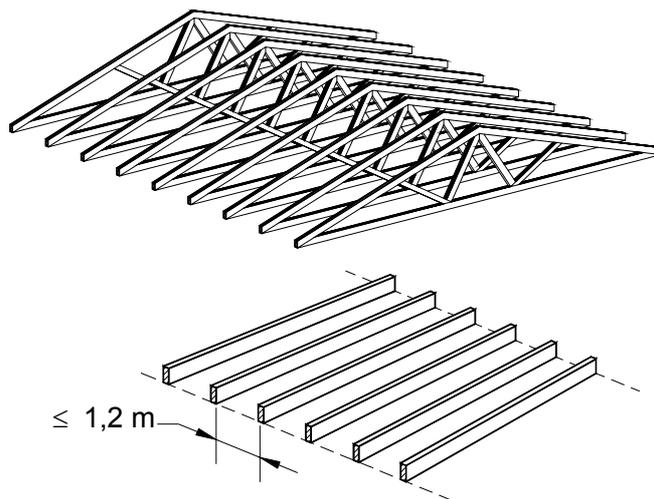
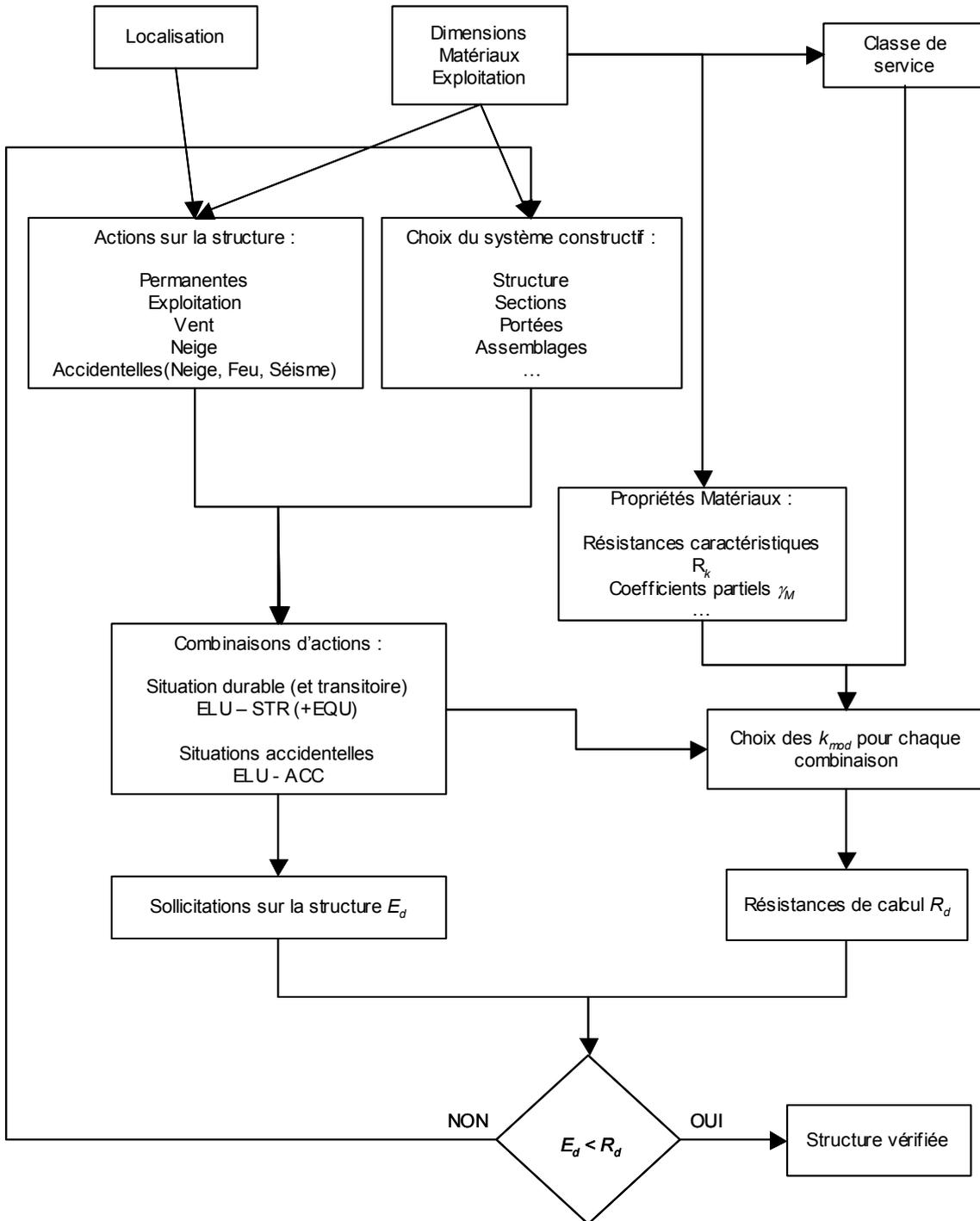


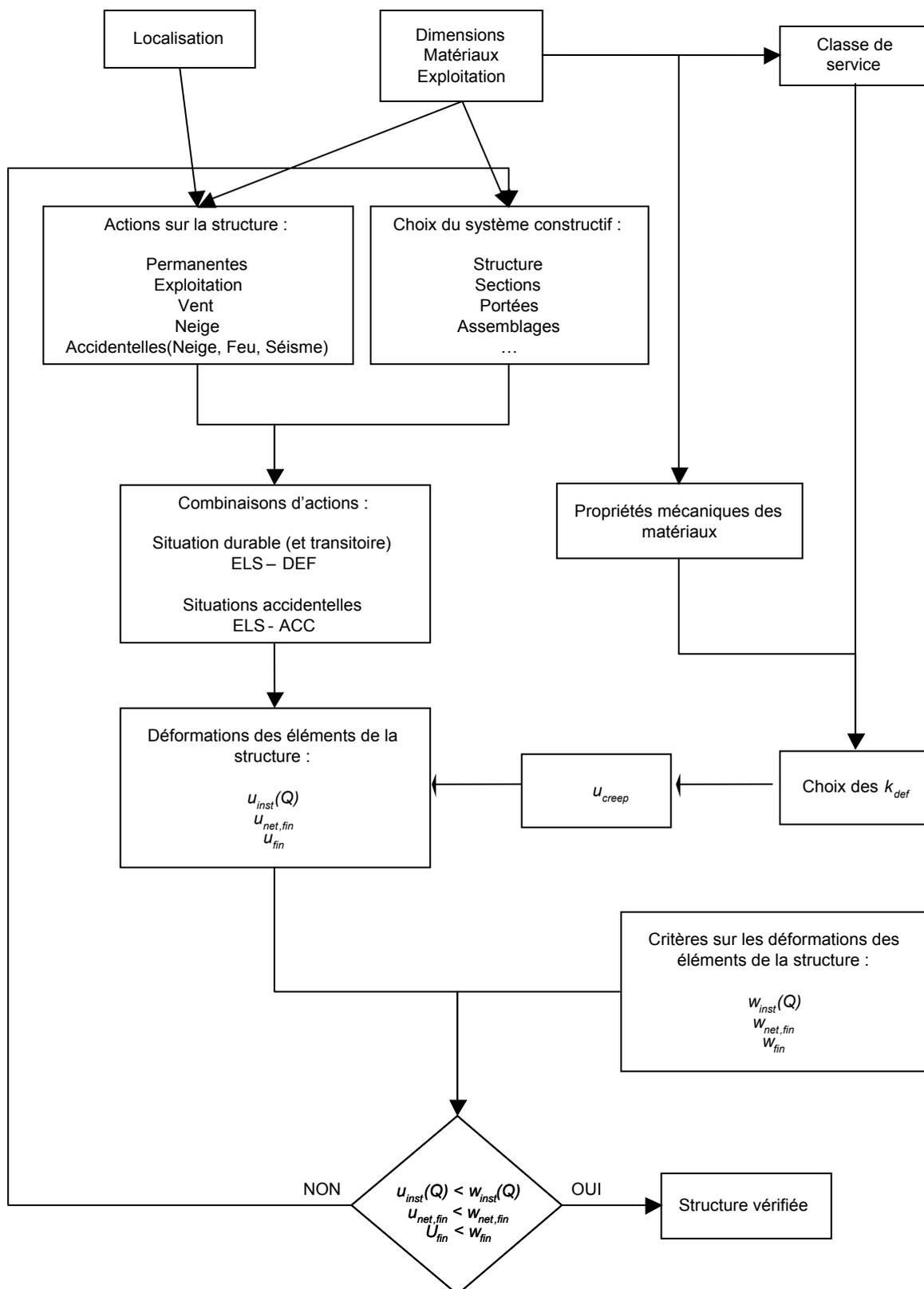
Figure 11-12 : Exemples de structures pouvant bénéficier d'un effet système

12 LOGIGRAMMES

12.1 Logigramme ELU pour une structure

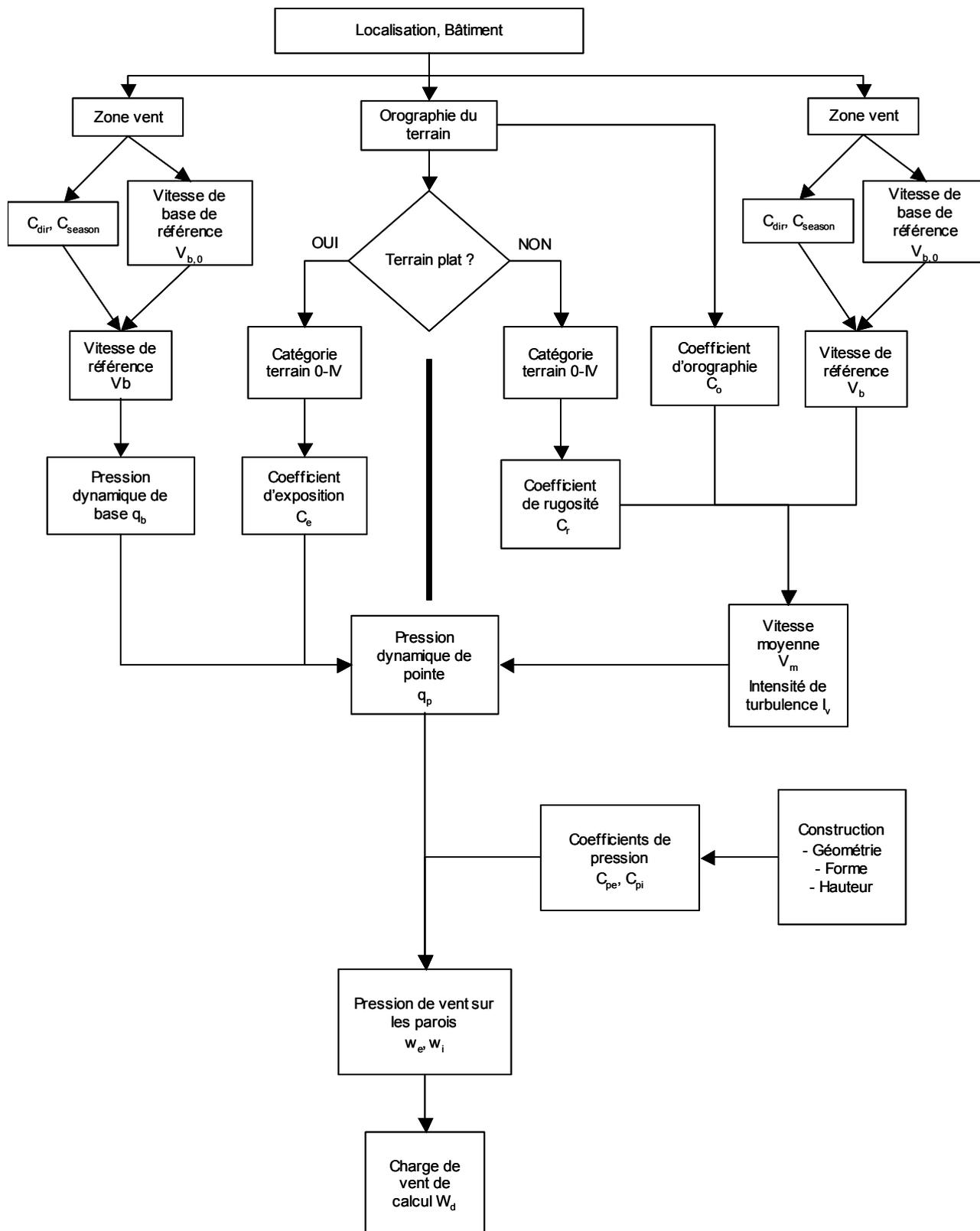


12.2 Logigramme ELS pour une structure

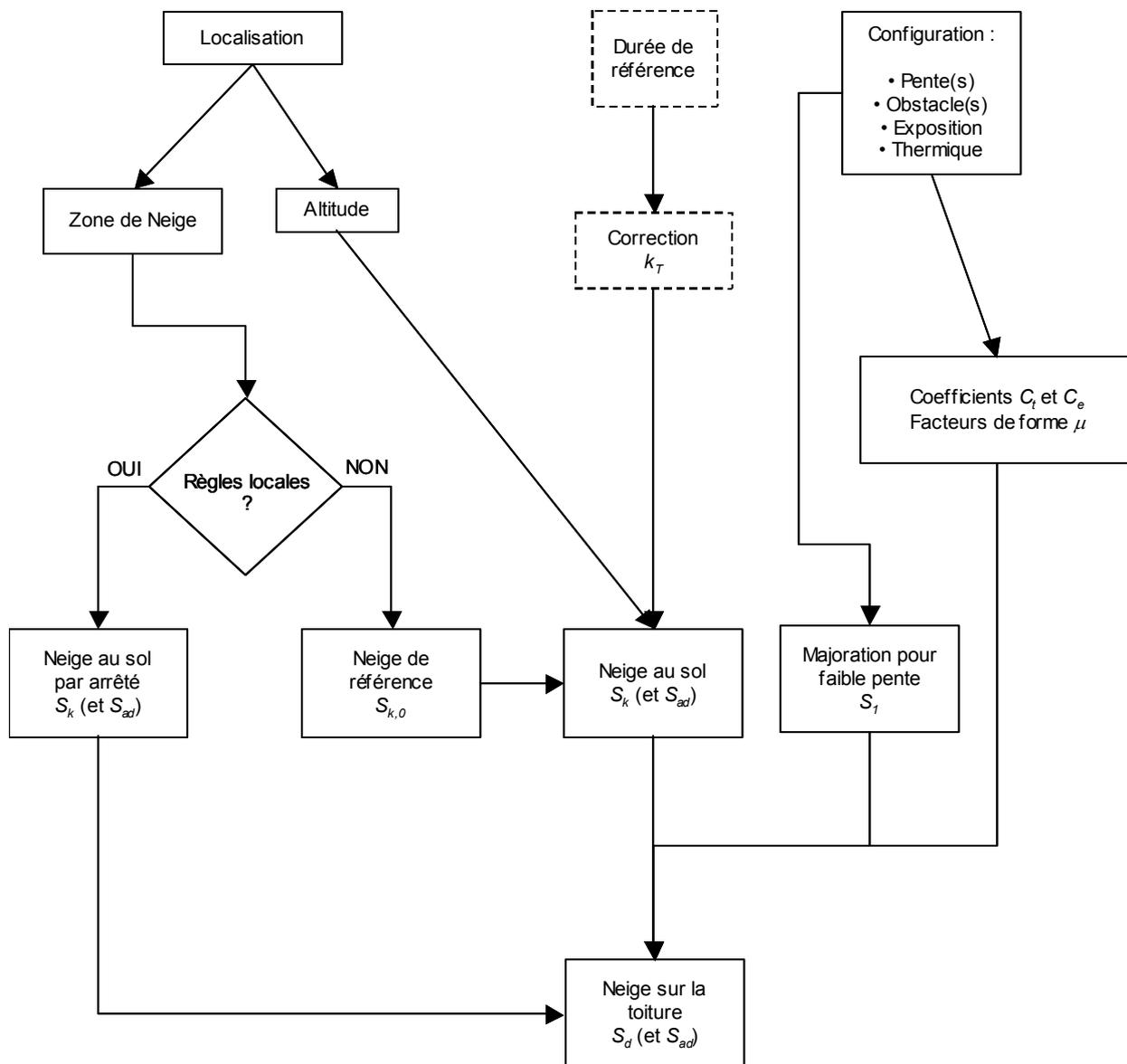


Recommandations générales des Eurocodes 0, 1 et 5 applicables à l'ensemble des structures de bâtiments en bois

12.3 Logigramme Vent



12.4 Logigramme Neige



13 EXEMPLES DE COMBINAISONS

13.1 Combinaisons d'actions ELU (STR/GEO)

(Annexe Nationale NF EN1990 tableau A1.2(B))

Actions permanentes		Action variable dominante	Actions variables d'accompagnement
Défavorables	Favorables		
$1,35 \sum_i G_{k,sup,i}$	$1,0 \sum_j G_{k,inf,j}$	$1,5 Q_{k,p}$	$1,5 \sum_n \psi_{0,n} Q_{k,n}$

Dans le cas où les charges permanentes G sont connues, il n'y a pas de plage de valeurs pour G ; on prend alors $G_{sup} = G_{inf} = G$.

Les bornes supérieure et inférieure s'utilisent dans le cas, par exemple, d'un avant-projet où le type de couverture est encore inconnu et pourra faire varier fortement la charge permanente.

13.2 Cas des toitures

Ces combinaisons sont à répliquer pour tous les cas de charge de neige et de vent.

Actions permanentes		Action variable dominante	Actions variables d'accompagnement	Classe de durée de chargement	k_{mod}
Défavorables	Favorables				
$1,35 \sum_i G_{k,sup,i}$	–	–	–	P	0,6
$1,35 \sum_i G_{k,sup,i}$	–	1,5 Neige (seule)	–	CT si $A \leq 1000m$ MT si $A > 1000m$	0,9 0,8
$1,35 \sum_i G_{k,sup,i}$	–	1,5 Vent (seul)	–	Inst	1,1
–	$1,0 \sum_j G_{k,inf,j}$	1,5 Vent (seul) (soulèvement)	–	Inst	1,1
$1,35 \sum_i G_{k,sup,i}$	–	1,5 Neige	$1,5 \times 0,6$ Vent	Inst	1,1
$1,35 \sum_i G_{k,sup,i}$	–	1,5 Vent	$1,5 \times 0,5$ Neige si $A \leq 1000m$	Inst	1,1
$1,35 \sum_i G_{k,sup,i}$	–	1,5 Vent	$1,5 \times 0,7$ Neige si $A > 1000m$	Inst	1,1
$1,35 \sum_i G_{k,sup,i}$	–	1,5 Exploitation	–	CT	0,9

13.3 Cas des planchers

Actions Permanentes		Action variable dominante	Actions variables d'accompagnement	Classe de durée de chargement	k _{mod}
Défavorables	Favorables				
$1,35 \sum_i G_{k,sup,i}$	–	–	–	P	0,6
$1,35 \sum_i G_{k,sup,i}$	–	1,5 Exploitation	–	MT	0,8

13.4 Combinaisons d'actions ELS

Combinaison caractéristique : $\sum_i G_{k,sup,i} + \sum_j G_{k,inf,j} + Q_{k,p} + \sum_n \psi_{0,n} Q_{k,n}$

Combinaison quasi-permanente : $\sum_i G_{k,sup,i} + \sum_j G_{k,inf,j} + \sum_n \psi_{2,n} Q_{k,n}$

13.4.1 Détermination de $u_{inst}(Q)$ - Combinaison caractéristique avec E_{moyen}

Ces combinaisons sont à répliquer pour tous les cas de charge de neige et de vent.

Actions Permanentes		Action variable dominante	Actions variables d'accompagnement
Défavorables	Favorables		
–	–	1 Neige (seule)	–
–	–	1 Vent (seul)	–
–	–	1 Vent (seul) (soulèvement)	–
–	–	1 Neige	0,6 Vent
–	–	1 Vent	0,5 Neige
–	–	1 Entretien	–

13.4.2 Détermination de $u_{inst}(G,Q)$ - Combinaison caractéristique avec E_{moyen}

Ces combinaisons sont à répliquer pour tous les cas de charge de neige et de vent.

Actions Permanentes		Action variable dominante	Actions variables d'accompagnement
Défavorables	Favorables		
$1 \sum_i G_{k,sup,i}$	–	1 Neige (seule)	–
$1 \sum_i G_{k,sup,i}$	–	1 Vent (seul)	–
–	$1 \sum_j G_{k,inf,j}$	1 Vent (seul) (soulèvement)	–
$1 \sum_i G_{k,sup,i}$	–	1 Neige	0,6 Vent
$1 \sum_i G_{k,sup,i}$	–	1 Vent	0,5 Neige
$1 \sum_i G_{k,sup,i}$	–	1 Entretien	–

13.4.3 Détermination de u_{creep} - Combinaison quasi-permanente avec E_{moyen} / k_{def}

Ces combinaisons sont à répliquer pour tous les cas de charge de neige et de vent.

Actions Permanentes		Action variable dominante	Actions variables d'accompagnement	Altitude
Défavorables	Favorables			
$1 \sum_i G_{k,sup,i}$	–	–	–	$A \leq 1000$ m
$1 \sum_i G_{k,sup,i}$	–	0,2 Neige	–	$A > 1000$ m