

Eurocode 1 «Bases de calcul et actions sur les structures» et Document d'Application Nationale

Partie 1 : Bases de calcul

E : Eurocode 1 — Basis of design and actions on structures and National Application document — Part 1 : Basis of design

D : Eurocode 1 — Grundlagen der Tragwerksplanung und Einwirkungen auf Tragwerke und Nationale Anwendungsdokumente — Teil 1 : Grundlagen der Tragwerksplanung

Norme expérimentale

publiée par l'AFNOR en avril 1996.

Les observations relatives à la présente norme expérimentale doivent être adressées à l'AFNOR.

Correspondance

Le présent document reproduit intégralement la prénorme européenne ENV 1991-1:1994 et intègre les adaptations nationales relatives à cette ENV.

Analyse

La présente partie de l'Eurocode 1 décrit les principes et les exigences en matière de sécurité, d'aptitude au service et de durabilité des structures. Elle est fondée sur le concept d'état-limite, utilisé conjointement avec une méthode de coefficient partiels.

Descripteurs

Thésaurus International Technique : bâtiment, génie civil, structure, règle de construction, conception, sécurité, fiabilité, résistance des matériaux, vérification.

Modifications

Corrections

Éditée et diffusée par l'Association Française de Normalisation (AFNOR), Tour Europe 92049 Paris La Défense Cedex
Tél. : 01 42 91 55 55 — Tél. international : + 33 1 42 91 55 55



Membres de la commission de normalisation (à la date de l'enquête)

Président : M MATHEZ

Secrétariat : M MATHEZ

		SYNDICAT DE LA CONSTRUCTION METALLIQUE
M	ABSI	CEBTP
M	AFZALI	CETIM
M	BIETRY	CSTB
M	BOLVIN	EDF/SEPTEN
M	BOUTIN	SOCOTEC
M	CHAUVEL	SETRA
M	CLAUZON	UNM
M	CLAVIER	BUREAU VERITAS
M	COMPIN	UNCMP
M	CONNER	AFNOR
M	DARDARE	CERIB
M	DELORME	SNCF
M	DOURY	CSTB
M	DUBOIS	CETU
M	ETIENNE	DAEI
MME	FERNANDEZ	AFNOR
M	HRABOVSKY	BNTEC
M	JACOB	LCPC
M	JACQUES	LCPC
M	JALIL	SOCOTEC
M	KOVARICK	CTCPVPM
M	KRUPPA	CTICM
M	LACROIX	FREYSSINET
M	LAGENTE	CSTB
M	LALUNG-BONNAIRE	CRAM DE NORMANDIE
M	LERAY	CGPC
M	MARVILLET	SNCF
M	MATHIEU	SETRA
M	MATHIVAT	SNBATI
M	MONADIER	MINISTERE DE L'EQUIPEMENT, DES TRANSPORTS ET DU TOURISME
M	PARRIAUD	CGPC
M	PECKER	AFPS
M	PERA	IGPC
M	PICAT	SAEP
M	PIET	CTC
M	RAMONDENC	SNCF
M	RAOUL	SETRA
M	RENEVIER	AFNOR
M	ROTH	IUT
M	SCHMOL	SNBATI
M	STRADY	SAEP
M	TARRIN	AGENCE POUR LA PREVENTION DES DESORDRES ET L'AMELIORATION DE LA QUALITE DE LA CONSTRUCTION
M	THONIER	SPETPFOM
MME	VALLADEAU-RONCIN	FIB

Ont participé en tant qu'experts aux groupes de travail EC1-DAN :

Rapporteur : M MATHIEU

M	ARIBERT	INSA RENNES
M	BALOCHE	CSTB
M	BIETRY	CSTB
M	BINET	SETRA
M	BROZZETTI	CTICM
M	CHAUSSIN	LCPC
M	CLAVAUD	CTICM
M	COIN	SAE
M	COMBAULT	CAMPENON BERNARD
M	COSTAZ	SEPTEN (EDF)
M	DE SAQUI DE SANNES	SNBATI
M	DELORME	SNCF
M	GANDIL	SNCF
M	GOYET	CTICM
M	JACOB	LCPC
M	KRUPPA	BNCM
M	LACROIX	FREYSSINET
M	LE CHAFFOTEC	SOCOTEC
M	LEQUIEN	CTICM
M	LERAY	CGPC
M	MAITRE	SOCOTEC
M	MANCEL	SNCF
M	MARVILLET	SNCF
M	MATHEZ	
M	MATHIEU	SETRA (IGOA)
M	MEBARKI	ENS CACHAN
M	MOREAU	SNPPA
M	MUZEAU	CUST
M	RAOUL	SETRA
M	XERCAVINS	PX CONSULTANTS

Avant-propos national*Références aux normes françaises*

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

ENV 1991-1	: XP ENV 1991-1 (indice de classement : P 06-101)
ENV 1991-2.1	: XP ENV 1991-2.1 (indice de classement : P 06-102-1)
ENV 1991-2.2	: XP ENV 1991-2.2 (indice de classement : P 06-102-2)
ENV 1991-2.3	: XP ENV 1991-2.3 (indice de classement : P 06-102-3)
ENV 1991-2.4	: XP ENV 1991-2.4 (indice de classement : P 06-102-4)
ENV 1991-2.5	: XP ENV 1991-2.5 (indice de classement : P 06-102-5)
ENV 1991-2.6	: XP ENV 1991-2.6 (indice de classement : P 06-102-6)
ENV 1991-2.7	: XP ENV 1991-2.7 (indice de classement : P 06-102-7)
ENV 1991-3	: XP ENV 1991-3 (indice de classement : P 06-103)
ENV 1991-4	: XP ENV 1991-4 (indice de classement : P 06-104)
ENV 1991-5	: XP ENV 1991-5 (indice de classement : P 06-105)
ENV 1992	: XP ENV 1992 (indice de classement : P 18-711)
ENV 1993	: XP ENV 1993 (indice de classement : P 22-311)
ENV 1994	: XP ENV 1994 (indice de classement : P 22-391)
ENV 1995	: XP ENV 1995 (indice de classement : P 21-711)
ENV 1996	: XP ENV 1996 (indice de classement : P 10-613)
ENV 1997	: XP ENV 1997 (indice de classement : P 94-250)
ENV 1998	: XP ENV 1998 (indice de classement : P 06-031)
ENV 1999	: XP ENV 1999 (indice de classement : P 22-150)
ISO 6707-1	: FD P 00-001
ISO 8930	: FD P 06-007

La correspondance entre les normes mentionnées à l'article «Références normatives» et les normes françaises de même domaine d'application mais non identiques est la suivante :

ISO 2631	: NF E 90-401-1 et NF E 90-401-2
ISO 3898	: NF P 06-005

Sommaire

	Page
Avant-propos national à l'EC1-1 DAN (EUROCODE 1 : Partie 1)	1
AP.1 Introduction	1
AP.2 Présentation générale de l'EC1-1 DAN	1
AP.2.1 Les différents objets de l'EC1-1 DAN	1
AP.2.2 Les différentes lectures de l'EC-1 DAN	1
AP.3 Référence à l'EC1-1 DAN dans les contrats	2
AP.3.1 Les différents objets de l'EC1-1 DAN dans les contrats	2
AP.3.2 Modalités contractuelles	3
AP.3.3 Normes de référence	3
AP.4 Modalités d'expérimentation	3
Annexe informative à l'Avant-propos national relatif à la version française de l'ENV/EC1 1991-1	
«Bases de calcul» — Bibliographie	4

AVANT-PROPOS NATIONAL À L'EC1-1 DAN (EUROCODE 1 : Partie 1)

AP.1 Introduction

Le présent document, dénommé EC1-1-DAN, reproduit intégralement l'ENV 1991-1 (en clair l'Eurocode 1 : Partie 1) approuvée le 28 mai 1993 par le Comité Européen de Normalisation (CEN) en tant que prénorme européenne (ENV).

Le présent document produit, en outre, les adaptations nationales de l'EC1 dont la réunion constitue le Document d'Application Nationale (en abrégé l'EC1-1 DAN).

Les parties de l'EC1-1 que le DAN n'invalide pas et les différents segments du DAN qui s'enchaînent aux clauses européennes auxquelles elles se rapportent forment la norme française expérimentale d'application nationale de l'EC1-1, au sens strict du terme.

AP.2 Présentation générale de l'EC1-1 DAN

AP.2.1 Les différents objets de l'EC1-1 DAN

L'EC1-1 DAN répond à plusieurs objets :

- À la demande du CEN, produire à l'intention des pays francophones la version française in extenso de l'EC1-1.
- Présenter les adaptations nationales qui sont apportées à l'EC1-1 et qui, pour une part, apportent des éclaircissements pour l'application de ce dernier pendant la phase d'expérimentation, et pour une autre part, préfigurent les observations que présentera la France quand il sera question de conférer à l'EC1-1 le statut de norme européenne (EN).
- Servir de référence pour toute adaptation future des autres ENV DAN et vis-à-vis de toute norme de produits structuraux.

AP.2.2 Les différentes lectures de l'EC1-1 DAN

La matérialisation de ces divers objets permet de produire dans un document unique trois textes bien distincts moyennant les lectures différenciées ci-après :

- Le présent document stricto sensu d'application nationale de l'EC1-1 est compris dans tout ce qui n'est pas grisé.
- Le DAN est délimité par les zones encadrées qui sont indexées «**I**», «**A**» ou «**C**», et intègre aussi les valeurs encadrées de l'EC1-1 qui n'ont pas été invalidées.
- La traduction française de la version originale de l'EC1-1 est donc à trouver dans tout ce qui n'est pas à la fois encadré et indexé, zones grisées incluses.

Compte tenu des prescriptions européennes en matière de typologie et de typographie, on aboutit au tableau AP.1 suivant :

Tableau AP.1 : Statuts prescriptifs des adaptations nationales	
Typologie	Typographie
— PRINCIPE	Écriture droite, Caractère normal
— RÈGLE D'APPLICATION	Écriture droite Caractère normal
— COMMENTAIRE	Écriture droite, Petit caractère

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

Tableau AP.2 : Portée des adaptations nationales	
Typologie	Codification
— INVALIDATION	I avec grisé de la partie de la prescription de l'EC1-1 invalidée
— AMENDEMENT	A
— COMMENTAIRE	C

D'après cette convention, les valeurs encadrées de l'EC1-1 qui n'ont pas été invalidées doivent être considérées comme faisant aussi partie du DAN.

AP.3 Référence à l'EC1-1 DAN dans les contrats

AP.3.1 Les différents objets de l'EC1-1 DAN dans les contrats

Le rôle possible de l'EC1-1 DAN.

Les objectifs techniques de l'ENV 1991-1 sont voisins de ceux des «Directives Communes Relatives au Calcul des Constructions» du 9 janvier 1979. Cependant les consistances de ces documents sont quelque peu différentes : par exemple l'ENV ne traite pas numériquement des valeurs représentatives des charges permanentes (voir l'ENV 1991-2.1) ni des vérifications d'équilibre statique (voir les Eurocodes de projet) ; en revanche, elle est plus précise que les Directives Communes en ce qui concerne les valeurs numériques des coefficients γ_F et ψ pour les structures de bâtiment, et se propose d'être ultérieurement développée notamment pour les structures d'autres natures de construction. Ces différences ne permettent donc pas de substituer purement et simplement l'ENV aux Directives communes pour compléter les textes en vigueur d'origine nationale.

Le caractère contractualisable de l'EC1-1 DAN.

- a) Relativement au rôle de l'EC1-1 DAN comparé aux documents français, voir les commentaires (13) C, (18) C et (19) C à l'Avant-propos de l'ENV.
- b) L'EC1-1 DAN n'est pas destiné à être contractualisé globalement par les marchés de travaux proprements dits. Il peut par contre l'être en partie dans les conditions suivantes :
 - soit, lorsqu'il y aura lieu, et sous la réserve portée en c) ci-dessous, avec les ECnDAN qui y feront référence (ce n'est pas le cas pour les ECn DAN précédemment publiés, mais ce sera en particulier le cas pour les EC1n DAN qui feront systématiquement référence aux paragraphes 9.4.4 et 9.5.4) ;
 - soit, à titre complémentaire ou correctif, avec d'autres documents généraux n'y faisant pas référence ; il est alors indispensable de définir les parties contractualisées de l'EC1-1 DAN.

Sont en particulier susceptibles de contractualisation :

- l'article 1.5 Définitions, qui précise de nombreuses terminologies ;
- la section 4 Actions et influences de l'environnement, en relation avec d'autres textes traitant d'actions codifiées ou avec des actions non encore codifiées ;
- la section 8 Dimensionnement assisté par l'expérimentation et l'annexe D ;
- le cas échéant, les paragraphes 9.4.5 et 9.5.5 applicables à des bâtiments courants.

Pour l'usage éventuel des annexes informatives, il y a lieu de se référer aux restrictions indiquées par le DAN.

- c) Il peut exister des divergences entre l'EC1-1 DAN et les ECn DAN, eu égard en particulier au calendrier d'établissement des EC. Les ECn DAN sont prioritaires pour tout ce qui y est défini.

AP.3.2 Modalités contractuelles

Le présent document n'est applicable, en totalité ou en partie, dans le cadre contractuel d'un marché public ou privé, que s'il y est fait explicitement référence :

- pour les marchés publics, dans le Cahier des Clauses Administratives Particulières à l'article 2 (où la liste des pièces générales rendues contractuelles mentionnera le présent document) et en cas d'utilisation partielle les parties de celui-ci à considérer, et à l'article 10 (qui indiquera la dérogation correspondante faite au Cahier des Clauses Techniques Générales) ;
- pour les marchés privés, dans les Documents Particuliers du Marché tels que définis dans les normes NF P 03-001, septembre 1991 et NF P 03-002, mai 1992 (Cahier des Clauses Administratives Particulières, Cahier des Clauses Spéciales, Cahier des Clauses Techniques Particulières).

AP.3.3 Normes de référence

- a) Cet ENV DAN renvoyant aux autres ENV-DAN, les normes françaises utilisables conjointement sont généralement définies par ceux-ci.
- b) Dans les cas d'application de la section 8 et de l'annexe D, on se référera éventuellement pour l'interprétation statistique aux normes figurant dans le recueil AFNOR correspondant.

AP.4 Modalités d'expérimentation

L'ENV 1991-1-1 a été approuvée par le CEN le 28 mai 1993.

Au terme d'une période expérimentale de l'ordre de trois ans, les pays membres du CEN auront à opter soit pour un ultime prolongement du statut de l'ENV pour une période d'au plus trois ans, soit pour le statut de norme européenne (EN).

Il est certain que cette décision sera assortie d'une révision de la norme européenne.

Dans cette perspective, les utilisateurs du présent document sont invités à faire connaître leurs observations avec, si possible, propositions d'amendements à l'appui, à l'AFNOR (Tour Europe — Cedex 7 — 92049 PARIS LA DÉFENSE) qui transmettra au BNTEC.

Évolution des adaptations nationales

Il n'est pas exclu que l'expérimentation de l'EC1-1 DAN mette en évidence certains problèmes relatifs à l'applicabilité du document, conduisant la Commission française de normalisation P 06 A «Bases de calcul» à formuler des amendements ou à apporter des compléments jugés indispensables aux adaptations nationales déjà produites. En cas de difficultés, il y aura lieu de se rapprocher de l'AFNOR ou du BNTEC.

Annexe informative à l'Avant-propos national relatif à la version française de l'ENV/EC1 1991-1 «Bases de calcul» — Bibliographie

La présente annexe se propose de mettre en relief quelques ouvrages de langue française dans lesquels il est développé un certain nombre des principes de référence adoptés par l'ENV/EC1 1991-1. Leur apport peut sur certains points éclairer utilement le lecteur quant aux attendus des positions retenues dans l'ENV/EC1 1991-1.

Manuel «Sécurité des structures»

Bulletins d'information n° 127 et 128 du Comité Euro-International du Béton 1979/1980.

Directives communes 1979 — D.C 79

Instruction technique sur les directives communes de 1979 relatives au calcul des constructions ; circulaire n° 79-25 du 13 mars 1979.

Norme Internationale ISO 2394 Principes généraux de la fiabilité des constructions

Deuxième édition 1986 Réf. n° ISO 2394:1986 (F).

Directive du Conseil Européen du 21 décembre 1988 (89/106 CEE) et son document interprétatif «Résistance mécanique et stabilité».

Principes relatifs à la sécurité des structures

Cahier 2717 du CSTB — mai 1994.

An Estimation of γ - Values — An application of a probabilistic method, par Lars Östlund (en anglais).

Bulletin d'information n° 202 du Comité Euro-International du Béton — 1991.

ICS : 91.040.00

Descripteurs : bâtiment, génie civil, structure, règles de construction, conception, sécurité, fiabilité, résistance des matériaux, vérification.

Version française

**Eurocode 1 : Bases de calcul et actions sur les structures —
Partie 1 : Bases de calcul**

Eurocode 1 : Grundlagen der Tragwerksplanung
und Einwirkungen auf Tragwerke —
Teil 1 : Grundlagen der Tragwerksplanung

Eurocode 1 : Basis of design
and actions on structures —
Part 1 : Basis of design

La présente prénorme européenne (ENV) a été adoptée par le CEN le 28 mai 1993 comme norme expérimentale pour application provisoire. La période de validité de cette ENV est limitée initialement à trois ans. Après deux ans, les membres du CEN seront invités à soumettre leurs commentaires, en particulier sur l'éventualité de la conversion de l'ENV en norme européenne (EN).

Les membres du CEN sont tenus d'annoncer l'existence de cette ENV de la même façon que pour une EN et de rendre cette ENV rapidement disponible au niveau national sous une forme appropriée. Il est admis de maintenir (en parallèle avec l'ENV) des normes nationales en contradiction avec l'ENV en application jusqu'à la décision finale de conversion possible de l'ENV en EN.

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

CEN

COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION

Europäisches Komitee für Normung
European Committee for Standardization

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

Sommaire

	Page
Avant-propos	4
Section 1 Généralités	8
1.1 Domaine d'application	8
1.2 Références normatives	8
1.3 Hypothèses de travail	10
1.4 Distinction entre Principes et Règles d'application	10
1.5 Définitions	11
1.5.1 Termes communs aux Eurocodes structuraux (ENV 1991 à 1999)	11
1.5.2 Termes spécifiques relatifs aux projets en général	12
1.5.3 Termes relatifs aux actions	15
1.5.4 Termes relatifs aux propriétés des matériaux	17
1.5.5 Termes relatifs aux données géométriques	18
1.6 Symboles	18
Section 2 Exigences	21
2.1 Exigences fondamentales	21
2.2 Différenciation de la fiabilité	22
2.3 Situations de projet	24
2.4 Durée d'utilisation de projet	25
2.5 Durabilité	26
2.6 Assurance de la qualité	26
Section 3 États-limites	28
3.1 Généralités	28
3.2 États-limites ultimes	28
3.3 États-limites de service	29
3.4 Calcul aux états-limites	29
Section 4 Actions et influences de l'environnement	30
4.1 Principales classifications	30
4.2 Valeurs caractéristiques des actions	31
4.3 Autres valeurs représentatives des actions variables et accidentelles	33
4.4 Influences de l'environnement	34
Section 5 Propriétés des matériaux	35
Section 6 Données géométriques	36
Section 7 Modélisation pour l'analyse et la résistance structurales	37
7.1 Généralités	37
7.2 Modélisation en cas d'actions statiques	37
7.3 Modélisation en cas d'actions dynamiques	37
7.4 Modélisation en cas d'actions d'incendie	38
Section 8 Dimensionnement assisté par l'expérimentation	39
8.1 Généralités	39
8.2 Types d'essais	39
8.3 Détermination des valeurs de calcul	40

Sommaire (fin)

	Page
Section 9 Vérification par la méthode des coefficients partiels	41
9.1 Généralités	41
9.2 Limitations et simplifications	42
9.3 Valeurs de calcul	42
9.3.1 Valeurs de calcul des actions	42
9.3.2 Valeurs de calcul des effets des actions	43
9.3.3 Valeurs de calcul des propriétés de matériaux	44
9.3.4 Valeurs de calcul des données géométriques	44
9.3.5 Résistance de calcul	45
9.4 États-limites ultimes	45
9.4.1 Vérification de l'équilibre statique et de la résistance	45
9.4.2 Combinaisons d'actions	46
9.4.3 Coefficients partiels	49
9.4.4 Coefficients Ψ	51
9.4.5 Vérification simplifiée des structures de bâtiments	52
9.4.6 Coefficients partiels de sécurité pour les matériaux	53
9.5 États-limites de service	53
9.5.1 Vérification de l'aptitude au service	53
9.5.2 Combinaison d'actions	54
9.5.3 Coefficients partiels	55
9.5.4 Coefficients Ψ	55
9.5.5 Vérification simplifiée des structures de bâtiments	55
9.5.6 Coefficients partiels pour les matériaux	55
Annexe A (informative) Méthode des coefficients partiels	56
Annexe B (informative) Fatigue	65
Annexe C (informative) État-limite de service : Vérification des structures sensibles aux vibrations	67
Annexe D (informative) Dimensionnement assisté par l'expérimentation	71

Avant-propos

Objectifs des Eurocodes

- 1) Les «Eurocodes structuraux» constituent un ensemble de normes concernant la conception structurale et géotechnique des bâtiments et des ouvrages de génie civil.

(1) C Les objectifs techniques des Eurocodes sont les suivants :

- a) spécifier les exigences pour la fiabilité des structures (états-limites et situations de projet) ;
- b) donner les modèles de défaillance et les règles correspondantes qui, pour des conditions données ou implicites de site, de projet, d'exécution et de maintenance, permettent de vérifier la conformité d'un projet aux exigences spécifiées pour la fiabilité ;
- c) détailler les conditions auxquelles les modèles et les critères de défaillance sont sensibles et dont le respect doit être maîtrisé (hypothèses) ;
- d) proposer des niveaux d'exigence pour la fiabilité (valeurs numériques des éléments du format de fiabilité).

- 2) Ils ne traitent de l'exécution et du contrôle que dans la mesure où il est nécessaire d'indiquer la qualité des produits de construction et le niveau de qualité de la mise en œuvre, nécessaires pour assurer la compatibilité avec les règles de conception.

- 3) Tant qu'un ensemble harmonisé de spécifications techniques des produits et de méthodes d'analyse des performances n'est pas disponible, un certain nombre d'Eurocodes structuraux traiteront de certains de ces aspects dans des annexes informatives.

Contexte du programme Eurocodes

- 4) La Commission des Communautés Européennes (CCE) a entrepris d'établir un ensemble de règles techniques harmonisées concernant la conception des bâtiments et des ouvrages de génie civil, afin de proposer une alternative aux différentes règles en vigueur dans les États membres et, finalement, de les remplacer. Ces règles techniques sont habituellement connues sous le nom de «Eurocodes structuraux».

- 5) En 1990, après consultation des différents États membres, la CCE a chargé le CEN d'assurer le développement, la publication et la mise à jour des Eurocodes et le secrétariat de l'AELE a accepté de soutenir le CEN dans son travail.

- 6) Le Comité technique CEN/TC 250 est responsable de l'ensemble des Eurocodes structuraux.

Programme des Eurocodes

- 7) Les travaux concernant les Eurocodes structuraux suivants sont en cours, chacun étant en général constitué d'un certain nombre de Parties :

EN 1991	Eurocode 1	: Bases de calcul et 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	: Conception et dimensionnement des structures mixtes acier-béton
EN 1995	Eurocode 5	: Calcul des ouvrages en bois
EN 1996	Eurocode 6	: Calcul des structures en maçonnerie
EN 1997	Eurocode 7	: Calcul géotechnique
EN 1998	Eurocode 8	: Calcul des structures résistant aux séismes
EN 1999	Eurocode 9	: Calcul des structures en alliage d'aluminium

- 8) Des sous-comités distincts, chargés des divers Eurocodes énumérés ci-dessus, ont été institués par le CEN/TC 250.
- 9) La présente Partie de l'ENV 1991 a pour objet de développer les règles déjà publiées dans les sections 1 et 2 de la Partie 1.1 des ENV 1992, 1993 et 1994, pour un domaine d'application plus vaste. Elle est publiée sous le titre de prénorme européenne ENV 1991-1.
- 10) La présente prénorme européenne est destinée à une application expérimentale et au recueil d'observations.
- 11) Dans deux ans environ, les membres du CEN seront invités à formaliser leurs observations en vue de les prendre en compte pour déterminer les actions futures à entreprendre.
- 12) Entre temps, il convient d'envoyer les réactions et les observations concernant cette prénorme européenne au secrétariat du CEN/TC 250 à l'adresse suivante :

BSI
British Standards House
389 Chiswick High Road
London W4
Royaume-Uni

ou à votre organisme national de normalisation.

Objectif de la présente Partie de l'Eurocode 1

Objectifs techniques

- 13) La présente partie de l'Eurocode 1 décrit les principes et les exigences en matière de sécurité, d'aptitude au service et de durabilité des structures. Elle est fondée sur le concept d'état-limite, utilisé conjointement avec une méthode de coefficients partiels. (Pour ce qui est des modifications susceptibles d'être apportées à la méthode proposée, voir le paragraphe 24 de l'avant-propos.)

(13) C Se reporter en AP 3.1 et en (1) C ci-dessus.

- 14) En ce qui concerne le calcul de structures à construire, la présente Partie est destinée à être appliquée directement, avec :

- les autres Parties de l'ENV 1991 ;
- les Eurocodes de projet (ENV 1992 à 1999).

NOTE : Les prénormes européennes mentionnées ci-dessus sont soit publiées, soit en préparation.

- 15) Cette Partie fournit également des indications relatives aux aspects de la fiabilité des structures liés à la sécurité, à l'aptitude au service et à la durabilité :

- pour des cas non traités par les ENV 1991 à 1999 (actions différentes, structures non traitées, autres matériaux) ;
- pour servir de document de référence pour d'autres TC du CEN concernés par des aspects structuraux.

- 16) Il est prévu que les articles de l'actuelle section 2 des Eurocodes de projet non liés aux matériaux soient remplacés par la présente Partie de l'ENV 1991 lors d'une étape ultérieure (celle de la norme européenne).

Utilisateurs prévus

17) La présente prénorme européenne est destinée à davantage de catégories d'utilisateurs que les autres Eurocodes. Les catégories d'utilisateurs potentiels comprennent :

- les comités chargés de la rédaction de projets de codes ;
- les clients (par exemple pour formuler des exigences spécifiques en matière de niveau de fiabilité et de durabilité) ;
- les concepteurs et les entrepreneurs, comme pour les autres Eurocodes ;
- les autorités publiques.

(17) C La présente prénorme européenne est destinée à deux groupes bien distincts :

- d'une part, les concepteurs et les entrepreneurs qui sont censés appliquer les Eurocodes ;
- d'autre part, les personnes physiques et morales censées s'y référer, telles :
 - les comités chargés de la rédaction des projets de codes, de normes ou d'agréments ;
 - les autorités publiques à raison de leurs responsabilités en matière de construction ;
 - les maîtres d'ouvrage et autres participants aux processus de construction qui ont adopté une politique de qualité.

Utilisations prévues

18) La présente prénorme européenne est destinée au calcul de structures couvertes par les Eurocodes.

(18) C Les différences de consistance entre ce document et les Directives Communes de 1979 (voir (13) C ci-dessus) ne permettent pas de le substituer simplement à celles-ci pour compléter les textes en vigueur d'origine nationale.

19) Les indications fournies par le présent document peuvent, le cas échéant, servir au calcul de structures non couvertes par les Eurocodes, pour :

- évaluer d'autres actions et la manière de les combiner ;
- modéliser le comportement des matériaux et des structures ;
- évaluer les valeurs numériques du format de fiabilité.

(19) C Pour le calcul de structures non couvertes par les Eurocodes, l'aide que peut apporter le présent document se situe essentiellement au niveau de l'approche générale en matière de fiabilité. En ce qui concerne les valeurs numériques, elle est inévitablement très limitée.

20) Des valeurs numériques concernant les coefficients de sécurité et d'autres éléments de la sécurité sont fournies à titre indicatif. Associées aux valeurs indicatives liées aux matériaux et fournies par les Eurocodes de projet, elles assurent un niveau de fiabilité acceptable, si l'on admet qu'un niveau suffisant de maîtrise et d'assurance de la qualité sera atteint. C'est pourquoi, si la présente Partie sert de document de référence à d'autres TC du CEN, il convient d'utiliser les mêmes valeurs indicatives.

Division entre texte principal et annexes

21) En raison des différentes natures d'utilisation exposées ci-dessus, la présente Partie a été divisée en un texte principal et une série d'annexes. Cette division prend également en compte les développements attendus au cours de la période ENV.

22) Le texte principal contient la plupart des règles principales et opérationnelles nécessaires à une application directe aux projets dans le domaine traité par l'ENV 1991 et les ENV 1992 à 1999. Les dispositions principales relatives aux ponts y figurent également.

23) Les annexes sont uniquement informatives. Il n'est pas exclu que soient publiées séparément dans un rapport du CEN d'autres études en vue de développements au cours de la période ENV.

Documents d'Application Nationale (DAN)

24) Il est prévu que, pendant la période ENV, la présente prénorme européenne soit utilisée pour des projets, conjointement aux Documents d'Application Nationale spécifiques valables dans le pays où les structures concernées seront situées.

Les Documents d'Application Nationale sont destinés à permettre une utilisation expérimentale des Eurocodes en tant que prénormes dans des projets de construction, pendant la période ENV, sous réserve des réglementations et des codes actuellement en vigueur dans les divers pays, et à faciliter cette utilisation. Les Documents d'Application Nationale sont également susceptibles d'introduire des modifications par rapport à la méthode des coefficients partiels contenue dans la présente prénorme européenne. Établir les Documents d'Application Nationale est du ressort des autorités nationales compétentes.

Chaque Document d'Application Nationale peut en particulier préciser s'il est possible d'utiliser les annexes, en partie ou en totalité, en liaison avec le texte principal, et quelles sont leurs modalités d'application concernant, par exemple, l'application des articles 3.4.3) et 8.3.1) avec l'annexe A.

25) Au niveau de la présente prénorme européenne, il convient de veiller tout particulièrement à :

- valider ou corriger les valeurs numériques présentées entre crochets ; il est recommandé de n'apporter des modifications que si elles sont jugées nécessaires ; toutefois, pour les pays où des règles de différenciation de la fiabilité ont déjà été codifiées, rien ne s'oppose à des modifications de valeurs numériques destinées à compléter le présent Eurocode par de telles règles déjà en vigueur ;
- prendre en compte la variété des utilisateurs potentiels et des utilisations possibles de la présente prénorme européenne (voir 17) ci-dessus), eu égard aux organisations professionnelles nationales existantes et aux responsabilités respectives de chaque catégorie d'utilisateurs.

Développements prévus pour la présente Partie

26) L'objectif de la présente Partie est d'assurer la cohérence des règles de projet pour un vaste éventail de constructions faisant appel à divers matériaux. Il convient de comprendre que ceci est un objectif à long terme qui sera atteint progressivement. Au présent stade, l'objectif se limite à :

- assurer la cohérence entre les Eurocodes déjà publiés ou en préparation, sans les contredire ;
- couvrir de manière moins développée les structures traitées dans les mêmes Eurocodes, mais pour lesquelles des Parties d'Eurocodes sont en préparation, par exemple pour les ponts, les silos, etc. C'est pourquoi il faut comprendre que la publication de la présente version de cette Partie n'est pas destinée à freiner la mise au point ni l'amélioration du format de fiabilité.

Parallèlement à la publication de nouvelles Parties des Eurocodes pendant la période ENV, il est envisagé d'apporter des améliorations à certains points, par exemple :

- définition plus précise de niveaux de fiabilité différenciés ;
- révision numérique, justification probabiliste des valeurs numériques des coefficients partiels et éventuellement complément à cette méthode par une approche probabiliste ;
- prise en compte plus précise des divers types d'équations d'états-limites, de l'interaction sol-structure, de l'analyse non linéaire, des actions dynamiques ainsi que de l'analyse et du format de la vérification de la fiabilité associés ;
- évaluation et recalcul de structures existantes.

Section 1 Généralités

1.1 Domaine d'application

- 1) La présente Partie 1 de l'ENV 1991 définit les principes et les exigences en matière de sécurité et d'aptitude au service des structures, décrit les bases pour le dimensionnement et la vérification et fournit des lignes directrices concernant les aspects de la fiabilité structurale qui s'y rattachent.
- 2) P La Partie 1 de l'ENV 1991 fournit les bases et les principes généraux en matière de conception structurale des bâtiments et ouvrages de génie civil, y compris les aspects géotechniques, et doit être utilisée conjointement avec les autres Parties de l'ENV 1991 et des ENV 1992 à 1999. La Partie 1 traite de toutes les circonstances dans lesquelles on exige d'une structure une performance appropriée, y compris en cas d'incendie et de tremblement de terre.
- 3) La Partie 1 de l'ENV 1991 peut également servir de base au calcul de structures non traitées par les ENV 1992 à 1999 et lorsqu'interviennent d'autres matériaux ou d'autres actions non couvertes par l'ENV 1991.
- 4) P La Partie 1 de l'ENV 1991 s'applique également à la conception structurale au niveau de l'exécution et à la conception structurale de structures temporaires, pourvu que les amendements appropriés non définis par l'ENV 1991 soient apportés.
- 5) La Partie 1 de l'ENV 1991 présente également des méthodes de vérifications simplifiées utilisables pour les bâtiments et d'autres constructions courantes.
- 6) Des méthodes de calcul et des données afférentes au calcul de ponts et d'autres constructions non intégralement traitées dans la présente Partie peuvent être trouvées dans d'autres Parties de l'Eurocode 1 et dans les autres Eurocodes appropriés.
- 7) La Partie 1 de l'ENV 1991 n'est pas directement destinée à l'évaluation structurale de constructions existantes, en vue de projeter des réparations et des modifications ou d'étudier des changements d'utilisation, mais elle peut servir à cela le cas échéant.
- 8) La Partie 1 de l'ENV 1991 ne couvre pas tous les aspects des projets de constructions particulières nécessitant des considérations sortant de l'ordinaire en matière de fiabilité, telles que les structures d'usines nucléaires, pour lesquelles il convient d'utiliser des règles de calcul spécifiques.
- 9) La Partie 1 de l'ENV 1991 ne traite pas complètement du calcul de structures pour lesquelles des déformations modifient les actions directes.

1.2 Références normatives

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

NOTE : Les prénormes européennes qui suivent, publiées ou en publication, sont citées aux endroits appropriés dans le texte et les publications énumérées ci-après.

ENV 1991-1	Eurocode 1 : Bases de calcul et actions sur les structures — Partie 1 : Bases de calcul.
ENV 1991-2.1	Eurocode 1 : Bases de calcul et actions sur les structures — Partie 2.1 : Actions sur les structures, densités, poids propres et charges d'exploitation.
ENV 1991-2.2	Eurocode 1 : Bases de calcul et actions sur les structures — Partie 2.2 : Actions sur les structures exposées au feu.
ENV 1991-2.3	Eurocode 1 : Bases de calcul et actions sur les structures — Partie 2.3 : Actions sur les structures — Actions de la neige.
ENV 1991-2.4	Eurocode 1 : Bases de calcul et actions sur les structures — Partie 2.4 : Actions sur les structures — Actions du vent.
ENV 1991-2.5	Eurocode 1 : Bases de calcul et actions sur les structures — Partie 2.5 : Actions sur les structures — Actions thermiques.
ENV 1991-2.6	Eurocode 1 : Bases de calcul et actions sur les structures — Partie 2.6 : Charges et déformations imposées en cours d'exécution.
ENV 1991-2.7	Eurocode 1 : Bases de calcul et actions sur les structures — Partie 2.7 : Actions sur les structures — Actions accidentelles.
ENV 1991-3	Eurocode 1 : Bases de calcul et actions sur les structures — Partie 3 : Actions sur les structures — Charges sur les ponts dues au trafic.
ENV 1991-4	Eurocode 1 : Bases de calcul et actions sur les structures — Partie 4 : Actions sur les structures — Actions dans les silos et réservoirs.
ENV 1991-5	Eurocode 1 : Bases de calcul et actions sur les structures — Partie 5 : Actions sur les structures — Actions induites par les grues, les ponts roulants et la machinerie.
ENV 1992	Eurocode 2 : Calcul des structures en béton.
ENV 1993	Eurocode 3 : Calcul des structures en acier.
ENV 1994	Eurocode 4 : Conception et dimensionnement des structures mixtes acier-béton.
ENV 1995	Eurocode 5 : Calcul des ouvrages en bois.
ENV 1996	Eurocode 6 : Calcul des structures en maçonnerie.
ENV 1997	Eurocode 7 : Calcul géotechnique.
ENV 1998	Eurocode 8 : Calcul des structures résistant aux séismes.
ENV 1999	Eurocode 9 : Calcul des structures en alliage d'aluminium.
ISO 2631	Estimation de l'exposition des individus à des vibrations globales du corps.
ISO 8930 1987	Principes généraux de la fiabilité des constructions — Liste des termes équivalents.
ISO 6707-1 1989	Bâtiment et génie civil — Vocabulaire — Partie 1 : Termes généraux.
ISO 3898 1987	Bases du calcul des constructions — Notations — Symboles généraux.

1.3 Hypothèses de travail

C Les domaines de validité des valeurs numériques et des règles elles-mêmes données dans les Eurocodes sont toujours limités. Les limites de validité résultant, d'une part de conditions explicites définies dans les divers Eurocodes, d'autre part de conditions implicites. Elles dépendent en outre des niveaux de fiabilité recherchés.

Les conditions explicites (généralement désignées dans les EC par le terme «Hypothèses») se rapportent à des stades de l'opération de construction qui peuvent précéder, accompagner ou suivre la vérification du dimensionnement par application des EC. On peut à titre d'exemple, mentionner :

- au stade précédant la vérification, l'article 3.2 de l'ENV 1997-1 sur les investigations géotechniques et l'article 2.2 de l'ENV 1998-1-1 sur la régularité de la forme structurale ;
- au stade de la vérification, la clause 1.4 (4) P ci-après sur l'usage éventuel de règles alternatives ;
- au stade suivant la vérification, des règles spécifiant dans les divers EC des conditions minimales à respecter pendant l'exécution des structures et pour la maîtrise de la qualité.

Les conditions explicites énumérées dans le présent article sont les plus générales et n'ont pas un caractère exhaustif.

Les conditions implicites concernent par exemple les conditions climatiques (supposées suffisamment connues), les influences de l'environnement (supposées non anormalement agressives) et les pratiques professionnelles usuelles.

Les hypothèses suivantes doivent être satisfaites :

- le choix du système structural et le projet de structure sont faits par un personnel suffisamment qualifié et expérimenté ;

I Ayant la compétence et l'expérience nécessaires.

- l'exécution est confiée à un personnel suffisamment compétent et expérimenté ;
- une surveillance et une maîtrise de la qualité adéquates sont assurées au cours du travail, à savoir dans les bureaux d'études, les usines, les entreprises et sur chantier ;
- les matériaux et produits utilisés pour la construction le sont comme spécifié dans le présent Eurocode, dans les ENV 1992 à 1999 ou dans les spécifications des matériaux ou produits utilisés ;
- la structure bénéficiera de la maintenance adéquate ;
- l'utilisation de la structure sera conforme à sa destination prévue.
- les règles de calcul ne sont valides que si les prescriptions relatives aux matériaux, à l'exécution et à la mise en œuvre contenues dans les ENV 1992 à 1996 et 1999 sont elles aussi respectées.

(1) **C** Cette clause n'implique aucune règle administrative relative aux personnels concernés. Les conditions dans lesquelles il peut être considéré que les personnels concernés possèdent des qualités nécessaires ne relèvent pas du présent document.

1.4 Distinction entre Principes et Règles d'application

1) **P** Selon la nature des différents articles, la présente Partie 1 de l'ENV 1991 distingue d'une part les Principes et d'autre part les Règles d'application.

2) **P** Les Principes comprennent :

- des formulations d'ordre général et des définitions ne comportant pas d'alternative ;
- des prescriptions et des modèles analytiques pour lesquels aucune alternative n'est autorisée, sauf indication contraire.

3) *Les Principes sont identifiés par le numéro du paragraphe suivi de la lettre P.*

4) **P** Les Règles d'application sont des règles généralement reconnues qui font suite aux Principes et sont conformes à leurs prescriptions. Il est admissible d'utiliser des règles différentes des Règles d'application formulées dans le présent Eurocode, pourvu qu'il soit démontré qu'elles sont conformes aux Principes concernés et présentent au moins le même niveau de fiabilité.

5) Dans la Partie 1 de l'ENV 1991, les Règles d'application ne comportent qu'un numéro d'article, comme, par exemple, dans celui-ci.

- (5) **A** Les conditions dans lesquelles des Règles d'application différentes de celles formulées dans les Eurocodes sont fixées :
- pour les dispositions des structures relevant normalement de la codification, par les DAN et/ou la réglementation ;
 - pour les dispositions des structures présentant des particularités, par les agréments ou par les responsables du contrôle des projets concernés.

1.5 Définitions

Pour les besoins de la présente prénorme européenne, les définitions suivantes s'appliquent.

NOTE : La plupart des définitions proviennent de l'ISO 8930:1987.

- C** Un certain nombre des définitions données dans cet article ne peuvent être utilisées de façon opérationnelle que par l'addition de règles numériques (par exemple valeurs représentatives) ou qualitatives, ou à défaut nécessitent un recours au jugement (par exemple danger potentiel).

1.5.1 Termes communs aux Eurocodes structuraux (ENV 1991 à 1999)

- C₁** Le mot anglais «design» largement utilisé dans la version originale de cet Eurocode peut signifier selon le cas projet, conception, dimensionnement ou calcul, ou encore une combinaison de ces différentes notions. À la traduction, on a précisé la signification dans chaque cas particulier ; lorsqu'il s'agissait d'une combinaison de plusieurs notions, on a utilisé le terme correspondant à la notion principale pour le passage considéré.

- C₂** On appelle «format de fiabilité» le système de règles et de valeurs numériques de diverses natures (valeurs représentatives, coefficients partiels...) qu'on superpose aux divers modèles (variables de base, comportement structural) pour déterminer ou vérifier le dimensionnement de la structure. Il inclut, lorsqu'il y a lieu, les marges implicites de sécurité introduites dans les modèles.
- On appelle «format d'une vérification» les seuls éléments du format de fiabilité utilisés pour la vérification considérée.

1.5.1.1 Construction

Tout ce qui concerne ou résulte des opérations de construction.

NOTE : Cette définition est conforme à l'ISO 6707 Partie 1. Ce terme recouvre les bâtiments et les ouvrages de génie civil. Il désigne les constructions entières, incluant leurs éléments structuraux, non structuraux et géotechniques.

1.5.1.2 Nature de construction

Nature de la «construction» indiquant son utilisation prévue, par exemple bâtiment d'habitation, mur de soutènement, bâtiment industriel ou pont-route.

1.5.1.3 Mode de construction

Indication du matériau principal de la structure, par exemple construction en béton armé, en acier, en bois, en maçonnerie, en construction mixte acier-béton.

1.5.1.4 Procédé d'exécution

Méthode utilisée pour l'exécution, par exemple coulé en place, préfabriqué, en encorbellement.

1.5.1.5 Matériau de construction

Matériau utilisé pour une construction, par exemple béton, acier, bois, maçonnerie.

1.5.1.6 Structure

Assemblage de pièces conçu pour assurer un certain degré de rigidité.

NOTE : La Partie 1 de l'ISO 6707 donne la même définition mais ajoute «ou une construction présentant une disposition de ce type». Cette précision n'est pas utilisée dans les Eurocodes structuraux afin de lever toute ambiguïté au niveau de la traduction.

1.5.1.7 Type de structure

Disposition d'éléments structuraux tels que poutres, colonnes, voûtes, pieux de fondation.

NOTE : Des types de structures sont, par exemple, les portiques, les ponts suspendus.

1.5.1.8 Système structural

Éléments porteurs d'une construction et mode de fonctionnement en commun.

1.5.1.9 Modèle structural

Schématisation du système structural utilisée pour l'analyse et le dimensionnement.

1.5.1.10 Exécution

Activité consistant à réaliser une construction.

NOTE : Ce terme inclut le travail sur chantier ; il peut aussi désigner la fabrication de composants à l'extérieur et leur assemblage ultérieur sur chantier.

1.5.2 Termes spécifiques relatifs aux projets en général

1.5.2.1 Critères de dimensionnement

Formules quantitatives décrivant les conditions à satisfaire vis-à-vis de chaque état-limite.

1.5.2.2 Situations de projet

Ensembles de conditions physiques représentant une certaine durée pour laquelle il sera démontré par le calcul que les états-limites concernés ne sont pas dépassés.

1.5.2.3 Situation de projet transitoire

Situation de projet à considérer pendant une durée beaucoup plus courte que la durée d'utilisation prévue pour la structure et qui est hautement probable.

NOTE : Elle fait référence à des conditions temporaires de la structure, de son utilisation ou de son exposition, par exemple en cours d'exécution ou de réparation.

1.5.2.4 Situation de projet durable

Situation de projet à considérer pendant une durée du même ordre que la durée d'utilisation de projet de la structure.

NOTE : Elle fait généralement référence à des conditions normales d'utilisation.

1.5.2.5 Situation de projet accidentelle

Situation de projet impliquant des conditions exceptionnelles au niveau de la structure ou de son exposition, par exemple un incendie, une explosion, un choc ou une défaillance localisée.

1.5.2.6 Durée d'utilisation de projet

Durée pendant laquelle une structure doit pouvoir être utilisée comme prévu, en faisant l'objet de la maintenance escomptée mais sans qu'il soit nécessaire d'effectuer des réparations majeures.

1.5.2.7 Danger potentiel

Événement exceptionnel et grave, par exemple une action anormale, une influence anormale de l'environnement, une résistance insuffisante ou un écart excessif par rapport aux dimensions prévues.

C	Les dangers potentiels dont il s'agit dans les Eurocodes sont seulement ceux qui sont pris en compte dans le format de fiabilité. Il ne doit pas être ignoré que d'autres dangers potentiels, notamment des risques d'erreur grave, existent et représentent souvent un risque plus grave que les dangers potentiels envisagés dans les Eurocodes (voir également paragraphe 2.1.4) P).
----------	---

1.5.2.8 Disposition de charge

Identification de l'emplacement, de la grandeur et de la direction d'une action libre.

C	En particulier, une disposition de charge rattache la grandeur et la direction de la charge en tout point de la structure à sa grandeur et sa direction en tout autre point.
----------	--

1.5.2.9 Cas de charge

Dispositions compatibles de charges, d'ensembles de déformations et d'imperfections à considérer simultanément avec les actions fixes permanentes et variables pour une vérification particulière.

1.5.2.10 États-limites

États au-delà desquels la structure ne satisfait plus aux exigences de performance prévues.

1.5.2.11 États-limites ultimes

États associés à un effondrement ou à d'autres formes similaires de défaillance structurale.

NOTE : Ils correspondent généralement à la capacité portante maximale d'une structure ou d'une partie de celle-ci.

1.5.2.12 États-limites de service

États correspondant à des conditions au-delà desquelles les exigences d'aptitude au service spécifiées pour une structure ou un élément structural ne sont plus satisfaites.

1.5.2.12.1 États-limites de service irréversibles : États-limites qui resteront dépassés en permanence lorsque les actions à l'origine du dépassement auront disparu.

C De façon plus précise dans un certain nombre de cas, un état-limite caractérisé par exemple par une ouverture de fissure maximale de 0,5 mm par exemple sera considéré comme irréversible non parce que l'ouverture restera supérieure à 0,5 mm, mais parce qu'il subsistera de façon définitive une ouverture de fissure plus grande qu'auparavant et que l'on souhaitait éviter. On peut aussi, parfois (voir paragraphe 3.3.3)) avoir à considérer certains états-limites comme imparfaitement réversibles.

1.5.2.12.2 États-limites de service réversibles : États-limites qui ne seront plus dépassés lorsque les actions à l'origine du dépassement auront disparu.

1.5.2.13 Résistance (solicitation résistante)

Propriété mécanique d'un composant, d'une section transversale ou d'un élément structural, par exemple la résistance à la flexion, la résistance au flambage.

1.5.2.14 Maintenance

Totalité des opérations effectuées pendant la durée d'utilisation de la structure pour préserver sa fonction.

C On désigne en français par «maintenance» l'ensemble des opérations de surveillance, entretien et réparation d'une construction.

1.5.2.15 Résistance (d'un matériau)

Propriété mécanique d'un matériau, habituellement exprimée en unités de contrainte.

1.5.2.16 Fiabilité

La fiabilité recouvre la sécurité, l'aptitude au service et la durabilité d'une structure.

C La fiabilité envisagée ici et, plus généralement, dans les Eurocodes, conformément à l'usage international en matière de construction, désigne la fiabilité structurale (voir A ci-après et paragraphe 2.1 (2) C), et non pas la fiabilité en général. Ceci n'exclut pas d'autres usages du mot «fiabilité», par exemple à propos d'un modèle ou de la grandeur attribuée à une valeur d'une donnée particulière. C'est ainsi que la théorie de la fiabilité (au sens général) sert de moyen pour vérifier la fiabilité d'une structure particulière. De même, le terme «sécurité» utilisé dans les Eurocodes désigne, conformément à l'usage international dans ce domaine (voir par exemple l'ISO 8930 ou ISO 2394), la sécurité structurale censée couvrir la sécurité des personnes à l'égard des risques d'origine structurale et être essentiellement attachée au non-dépassement des états-limites ultimes. Voir par ailleurs le commentaire 2.1 (2) C.

A Fiabilité structurale.
Aptitude d'une structure à satisfaire les exigences spécifiées en matière de défaillance structurale.
Durabilité structurale.
Aptitude d'une structure à rester fiable pendant une durée d'utilisation conventionnelle.

1.5.3 Termes relatifs aux actions

C On désigne par «trafic» un ensemble de circulations (voir l'ENV 1991-3 cité à l'article 1.2).
--

1.5.3.1 Action

- a) Force (charge) appliquée à la structure (action directe).
- b) Déformation imposée ou entravée, ou accélération imposée, résultant par exemple de changements de température, de variations du taux d'humidité, de tassements différentiels ou de tremblements de terre (action indirecte).

1.5.3.2 Effet d'actions

Effet d'actions, sur des éléments structuraux, par exemple force interne, moment, contrainte, déformation.

1.5.3.3 Action permanente (*G*)

Action qui a de fortes chances de durer pendant toute une situation de projet donnée et pour laquelle la grandeur de la variation dans le temps par rapport à la valeur moyenne est négligeable, ou pour laquelle la variation se fait toujours dans le même sens (monotone) jusqu'à ce que l'action atteigne une certaine valeur limite.

C Voir l'article 4.1.

1.5.3.4 Action variable (*Q*)

Action qui a peu de chances de durer pendant toute une situation de projet donnée, ou pour laquelle la grandeur de la variation dans le temps par rapport à la valeur moyenne n'est ni négligeable ni monotone.

C Voir l'article 4.1.

1.5.3.5 Action accidentelle (*A*)

Action, habituellement de courte durée, qui a peu de chances d'intervenir avec une grandeur significative pendant l'intervalle de temps considéré au cours de la durée d'utilisation de projet.

NOTE : Dans de nombreux cas, une action accidentelle est susceptible d'avoir de graves conséquences si des mesures appropriées ne sont pas prises.

C Voir l'article 4.1.

1.5.3.6 Action sismique (*A_E*)

Action due à des tremblements de terre.

C Voir l'article 4.1.

1.5.3.7 Action fixe

Action ayant une distribution spatiale sur la structure, telle que la grandeur et la direction de l'action sont déterminées sans ambiguïté pour l'ensemble de la structure, si elles le sont pour un point précis de ladite structure.

C Voir l'article 4.1.

1.5.3.8 Action libre

Action qui peut avoir une distribution spatiale quelconque sur la structure, à l'intérieur de certaines limites.

C Voir l'article 4.1.

1.5.3.9 Action individuelle

Action pouvant être jugée statistiquement indépendante dans le temps et dans l'espace de toute autre action ayant des effets sur la structure.

C Voir l'article 4.1.

1.5.3.10 Action statique

Action qui ne provoque pas d'accélération significative de la structure ou d'éléments structuraux.

C Voir l'article 4.1.

1.5.3.11 Action dynamique

Action qui provoque une accélération significative de la structure ou d'éléments structuraux.

C Voir l'article 4.1.

1.5.3.12 Action quasi-statique

Action dynamique pouvant être décrite par un modèle statique incluant les effets dynamiques.

C Voir l'article 4.1.

1.5.3.13 Valeur représentative d'une action

Valeur utilisée pour la vérification d'un état-limite.

1.5.3.14 Valeur caractéristique d'une action

La principale valeur représentative d'une action. Dans la mesure où elle peut reposer sur des bases statistiques, elle est choisie pour correspondre à une probabilité donnée de non-dépassement du côté défavorable, au cours d'une «durée de référence» tenant compte de la durée d'utilisation de projet de la structure et de la durée de la situation de projet.

1.5.3.15 Durée de référence

Voir le paragraphe 1.5.3.14.

1.5.3.16 Valeurs de combinaison d'une action variable

Valeurs associées à l'emploi de combinaisons d'actions (voir 1.5.3.20), destinées à prendre en compte la probabilité réduite que plusieurs actions indépendantes interviennent simultanément avec les valeurs les plus défavorables.

1.5.3.17 Valeur fréquente d'une action variable

Valeur déterminée de manière à ce que :

- la durée totale, pendant laquelle elle est dépassée, au cours d'un intervalle de temps donné ;
- ou la fréquence de son dépassement ;

soit limitée à une valeur donnée.

C Voir l'article 4.3.

1.5.3.18 Valeur quasi-permanente d'une action variable

Valeur déterminée de manière à ce qu'au cours d'un intervalle de temps donné, le temps total pendant lequel elle est dépassée représente une partie considérable de l'intervalle de temps donné.

C Voir l'article 4.3.

1.5.3.19 Valeur de calcul d'une action F_d

Valeur obtenue en multipliant la valeur représentative par le coefficient partiel de sécurité γ_F .

C Dans le cas où un coefficient partiel γ_{sd} est pris en compte séparément, on désigne par valeur de calcul de l'action le produit de la valeur représentative par le coefficient partiel γ_F (voir paragraphe 9.3.2).

1.5.3.20 Combinaison d'actions

Ensemble de valeurs de calcul permettant de vérifier la fiabilité structurale pour un état-limite sous l'effet simultané de différentes actions.

1.5.4 Termes relatifs aux propriétés des matériaux

1.5.4.1 Valeur caractéristique d'une propriété de matériau X_k

Valeur d'une propriété de matériau, ayant une probabilité donnée de ne pas être atteinte lors d'une hypothétique série d'essais illimitée. Cette valeur correspond généralement à un fractile spécifié de la distribution statistique supposée de la propriété concernée du matériau. Dans certains cas, une valeur nominale est utilisée comme valeur caractéristique.

1.5.4.2 Valeur de calcul d'une propriété de matériau X_d

Valeur obtenue en divisant la valeur caractéristique par un coefficient partiel γ_M ou, dans certains cas particuliers, par détermination directe.

1.5.5 Termes relatifs aux données géométriques

1.5.5.1 Valeur caractéristique d'une propriété géométrique a_k

Valeur correspondant habituellement aux dimensions spécifiées dans le projet. Le cas échéant, les valeurs des grandeurs géométriques peuvent correspondre à certains fractiles spécifiés de la distribution statistique.

C Les fractiles prescrits mentionnés dans ces paragraphes restent souvent implicites, et peuvent se référer à des distributions dans des populations statistiques conventionnelles.

1.5.5.2 Valeur de calcul d'une propriété géométrique a_d

Généralement, valeur nominale. Le cas échéant, les valeurs des grandeurs géométriques peuvent correspondre à certains fractiles spécifiés de la distribution statistique.

C Les fractiles prescrits mentionnés dans ces paragraphes restent souvent implicites, et peuvent se référer à des distributions dans des populations statistiques conventionnelles.

1.5.6 C Termes relatifs à la qualité

Sont rappelées ci-après les définitions principales relevant de ce domaine.

1.5.6.1 Qualité

Ensemble des caractéristiques d'une entité qui lui confèrent l'aptitude à satisfaire des besoins exprimés ou implicites (ISO 8402-2.1).

1.5.6.2 Politique de qualité

Orientation et objectifs généraux d'un organisme tels qu'ils sont exprimés formellement par la direction au plus haut niveau (ISO 8402-3.1).

1.5.6.3 Assurance de la qualité

Ensemble des activités préétablies et systématiques mises en œuvre dans le cadre du système qualité et démontrées en tant que de besoin pour donner la confiance appropriée en ce qu'une entité satisfera aux exigences pour la qualité (ISO 8402-3.5).

1.5.6.4 Exigences pour la qualité

Expression des besoins, ou traduction en un ensemble d'exigences exprimées en termes quantitatifs ou qualitatifs pour les caractéristiques d'une entité afin de permettre sa réalisation et son examen (ISO 8402-2.3).

1.5.6.5 Conformité

Satisfaction aux exigences spécifiées (ISO 8402-2.9).

1.6 Symboles

Pour les besoins de la présente prénorme européenne, les symboles suivants sont applicables.

NOTE : Ces notations sont basées sur l'ISO 3898:1987.

C₁ D'autres symboles sont utilisés dans les annexes.

C₂ **NOTE** : Clarifier la signification relative de A_{Ek} , A_{Ed} et ψ_l selon l'EC8 et le DAN correspondant.

C₃ Au sujet des symboles γ_F , γ_{fr} , γ_G , γ_g , γ_Q , γ_q , γ_M , γ_m , γ_{rd} , γ_R , γ_{Rd} , et γ_{Sd} , se reporter en 9.3 pour plus de précisions.

A En ce qui concerne la signification précise des symboles A_{Ed} , A_{Ek} , G , G_k , P et P_k , ainsi que le cas échéant G_m et P_m , se reporter aux Eurocodes particuliers.

Majuscules latines

A	Action accidentelle
A_d	Valeur de calcul d'une action accidentelle
A_{Ed}	Valeur de calcul d'une action sismique
A_{Ek}	Valeur caractéristique d'une action sismique
A_k	Valeur caractéristique d'une action accidentelle
C_d	Valeur nominale ou fonction des valeurs de calcul de certaines propriétés des matériaux
E	Effet d'une action
E_d	Valeur de calcul d'un effet des actions
$E_{d,dst}$	Valeur de calcul de l'effet des actions déstabilisantes
$E_{d,stab}$	Valeur de calcul de l'effet des actions stabilisantes
F	Action
F_d	Valeur de calcul d'une action
F_k	Valeur caractéristique d'une action
F_{rep}	Valeur représentative d'une action
G	Action permanente
G_d	Valeur de calcul d'une action permanente
$G_{d,inf}$	Valeur de calcul inférieure d'une action permanente
G_{kj}	Valeur caractéristique de l'action j permanente
$G_{d,sup}$	Valeur de calcul supérieure d'une action permanente
G_{ind}	Action permanente indirecte
G_k	Valeur caractéristique d'une action permanente
$G_{k,inf}$	Valeur caractéristique inférieure d'une action permanente
$G_{k,sup}$	Valeur caractéristique supérieure d'une action permanente
P	Action de précontrainte
P_d	Valeur de calcul d'une action de précontrainte
P_k	Valeur caractéristique d'une action de précontrainte
Q	Action variable
Q_d	Valeur de calcul d'une action variable
Q_{ind}	Action variable indirecte
Q_k	Valeur caractéristique d'une action variable individuelle
Q_{k1}	Valeur caractéristique de l'action variable dominante
Q_{ki}	Valeur caractéristique de l'action i variable non dominante
R	Résistance (solicitation résistante)
R_d	Résistance de calcul
R_k	Résistance caractéristique
X	Propriété de matériau
X_d	Valeur de calcul d'une propriété de matériau
X_k	Valeur caractéristique d'une propriété de matériau

Minuscules latines

a_d	Valeur de calcul de donnée géométrique
a_k	Dimension caractéristique
a_{nom}	Valeur nominale de donnée géométrique

Majuscules grecques

Δ_a	Modification apportée à des données géométriques nominales à des fins particulières de calcul, par exemple la détermination des effets d'imperfections
------------	--

Minuscules grecques

γ	Coefficient partiel (de sécurité ou d'aptitude au service)
γ_A	Coefficient partiel pour les actions accidentelles
γ_F	Coefficient partiel pour actions, tenant aussi compte d'incertitudes de modèle et de variations dimensionnelles
γ_G	Coefficient partiel pour actions permanentes
γ_{GA}	Comme γ_G mais pour situations de projet accidentelles
γ_{GAj}	Comme γ_{Gj} mais pour situations de projet accidentelles
$\gamma_{G,inf}$	Coefficient partiel pour actions permanentes lors de la détermination de valeurs de calcul inférieures
γ_{Gj}	Coefficient partiel pour une action j permanente
$\gamma_{G,sup}$	Coefficient partiel pour actions permanentes lors de la détermination de valeurs de calcul supérieures
γ_I	Coefficient d'importance
γ_m	Coefficient partiel pour une propriété de matériau ou de produit
γ_M	Coefficient partiel pour une propriété de matériau ou de produit, tenant aussi compte d'incertitudes de modèle et de variations dimensionnelles
γ_P	Coefficient partiel pour actions de précontrainte
γ_{PA}	Comme γ_P , mais pour situations de projet accidentelles
γ_Q	Coefficient partiel pour actions variables
γ_{Qi}	Coefficient partiel pour une action i variable
γ_{rd}	Coefficient partiel associé à l'incertitude du modèle de la résistance et de variations dimensionnelles
γ_R	Coefficient partiel pour la résistance, incluant des incertitudes sur les propriétés du matériau, des incertitudes de modèle et des variations dimensionnelles
γ_{Rd}	Coefficient partiel associé à l'incertitude du modèle de la résistance
γ_{Sd}	Coefficient partiel associé à l'incertitude de modèle des actions et/ou de leurs effets
η	Facteur de conversion
ξ	Coefficient de réduction
Ψ_0	Coefficient définissant la valeur de combinaison d'une action variable
Ψ_1	Coefficient définissant la valeur fréquente d'une action variable
Ψ_2	Coefficient définissant la valeur quasi-permanente d'une action variable

Section 2 Exigences

2.1 Exigences fondamentales

C Les «exigences fondamentales» ont le même objet que l'«exigence essentielle» n° 1 définie dans la Directive Européenne n° 89 106 et le Document Interprétatif n° 1 correspondant. Par rapport à l'exigence essentielle, elles ont un caractère :

- un peu plus général en ce sens qu'elles ne sont pas limitées par les capacités de réglementation des autorités publiques ;
- mais plus limitées en ce sens qu'elles ne concernent que les parties structurales des constructions.

Elles sont qualifiées de «fondamentales» en ce sens qu'elles sont la base des Principes et des Règles publiés dans les EC, et qu'elles traduisent les objectifs à atteindre pour les structures sortant du domaine couvert par les EC.

Elles ont le caractère d'exigences pour la qualité (voir 1.5.6 C) et sont la traduction, sous l'angle de la fiabilité structurale, d'une politique de gestion des risques.

En principe le choix d'un niveau de fiabilité structurale vis-à-vis d'un ou plusieurs dangers potentiels prend en compte les probabilités P_f de défaillances structurales et les probabilités $P_{C/f}$ qu'il en résulte des conséquences dommageables C (dommages aux personnes, aux biens et à l'environnement évalués par une appréciation socio-économique) ; le risque peut être défini comme $\sum P_f P_{C/f} C$. La gestion de l'ensemble des risques consiste alors à déterminer des niveaux de fiabilité qui représentent un optimum socio-économique entre les risques acceptés et le coût des mesures qui permettraient de les réduire, et à exprimer ces niveaux en termes de performances requises pour les structures.

En pratique, les niveaux de fiabilité ne peuvent être déterminés que de façon implicite et incomplète (voir en outre paragraphe 2.2 - 3) à 5) (1) ; les performances ne sont définies que par référence à des circonstances (situations de projet...) à examiner séparément et à des critères de comportement structural (états-limites) discrétisés et à considérer successivement.

La gestion des risques intéresse (voir 17) dans l'avant-propos) :

- les autorités publiques en charge de la sécurité des biens et des personnes ainsi que du bon fonctionnement d'un pays ou d'une zone administrative au plan économique et social ;
- les maîtres d'ouvrages qui expriment des besoins explicites et qui ont des attentes implicites ;
- les intervenants de la construction (concepteurs, bureaux de contrôle, fournisseurs, entrepreneurs) dans la mesure où leur responsabilité, la qualité de leur prestation, etc. sont en cause.

Les codes de la construction, et a fortiori les seuls codes structuraux, ne prétendent pas couvrir de façon exclusive l'ensemble des préoccupations de ces différents acteurs, et il est donc légitime que les performances requises codifiées soient renforcées et complétées lorsque cela apparaît justifié.

1) P Une structure doit être conçue et réalisée de sorte que, pendant sa durée de vie escomptée, avec des niveaux de fiabilité appropriés et de façon économique :

- elle reste adaptée à l'usage pour lequel elle a été conçue ;
- et elle résiste à toutes les actions et influences susceptibles d'intervenir pendant son exécution et son utilisation.

2) Un projet établi conformément au paragraphe 1)P implique que la sécurité structurale et l'aptitude au service sont dûment considérées, y compris la durabilité dans les deux cas.

(2) C La fiabilité structurale comporte différents aspects qui sont fonction des états-limites et des situations de projet auxquelles se rapportent les exigences pour la fiabilité :

- la sécurité structurale associée aux états-limites ultimes et à toutes situations de projet ;
- l'aptitude au service associée aux états-limites de service, aux situations durables et à certaines situations transitoires ;
- la tenue aux influences de l'environnement relative à l'intégrité physico-chimique et surtout associée aux situations durables ;
- la robustesse associée à des états-limites ultimes et à des situations accidentelles prévues ou non prévues.

Le projet établi conformément à l'article 1) P implique que l'ensemble de ces aspects de la fiabilité soient dûment considérés. Pour la prise en compte de la dimension temps, voir les articles 2.3, 2.4 et 2.5.

Aucun de ces aspects, ni a fortiori la fiabilité structurale elle-même, ne peut en l'état actuel des connaissances être quantifié globalement en termes de probabilités.

De plus, ces aspects ne peuvent être appréciés que pour des vérifications individuelles (états-limites individuels dans des situations de projets individuels). Comme pour chacun de ses aspects, la fiabilité structurale effective doit être distinguée de la fiabilité structurale de projet :

- la fiabilité structurale effective concerne les structures réalisées et fait intervenir la qualité réelle de l'exécution et de la maintenance ;
- la fiabilité structurale de projet, seule traitée dans les EC, a un caractère conditionnel (voir article 1.3). Elle diffère de la précédente du fait qu'elle ne prend notamment pas en compte les risques d'erreur humaine grave ni, en sens inverse, les marges implicites de sécurité négligées dans les calculs.

3) P Une structure doit aussi être conçue et exécutée de telle sorte qu'elle ne soit pas endommagée par des événements tels qu'un incendie, une explosion, un choc ou les conséquences d'erreurs humaines, de façon disproportionnée par rapport à la cause initiale.

(3 P) A Cette exigence doit a fortiori être également satisfaite en cas d'occurrence d'une cause mineure de dommage.

4) P Les dommages potentiels doivent être prévenus ou limités au moyen d'une ou plusieurs des mesures suivantes :

- en prévenant, éliminant ou réduisant les dangers potentiels auxquels la structure est soumise ;
- en choisissant un type de structure peu vulnérable aux dangers potentiels considérés ;
- en choisissant un type de structure et un dimensionnement permettant de résister de façon appropriée à la disparition accidentelle d'un élément ou d'une partie limitée de la structure, ou à un dommage localisé d'ampleur acceptable ;
- en évitant autant que possible les systèmes structuraux susceptibles de s'effondrer sans signe préalable avertisseur ;
- en solidarissant les différentes parties de la structure.

(4 P) C Ce paragraphe est essentiellement destiné à l'application du paragraphe 3) P précédent. Certaines dispositions constructives spécifiées dans les Eurocodes peuvent contribuer à cette application, mais dans de nombreux cas, un jugement reste nécessaire, en particulier pour les structures non courantes ou exposées à des dangers potentiels non courants. En conséquence, il est recommandé de préciser, dans les contrats, les règles d'application en tant que de besoin.

5) P Le choix de matériaux adéquats, une conception et des dispositions constructives appropriées et la spécification de procédures de contrôle de la conception, de la production, de l'exécution et de l'utilisation spécifiquement adaptées au projet doivent permettre de satisfaire les exigences ci-dessus.

(5 P) C Ce paragraphe est spécifié en tant qu'hypothèses et à ce titre relève de l'article 1.3 plutôt que du présent article 2.1.

2.2 Différenciation de la fiabilité

1) P La fiabilité requise pour la majorité des structures doit être obtenue par des calculs et une exécution conformes aux ENV 1991 à 1999 et par des mesures appropriées en matière d'assurance de la qualité.

(1 P) I Remplacer les mots «des calculs et une exécution conformes aux ENV 1991 à 1999» par «des mesures relatives au projet».

(1 P) C Se reporter, pour les deux catégories de mesures, au paragraphe 5) du présent article. En ce qui concerne la distinction faite entre les mesures relatives au projet et celles relatives à l'assurance de la qualité, il convient de comprendre qu'au niveau des contrats, les premières concernent le dimensionnement défini par les plans, à l'exclusion des pièces écrites accompagnant les plans, et que les secondes concernent essentiellement les pièces écrites.

2) Des niveaux de fiabilité différents peuvent en général être adoptés :

- pour la sécurité structurale ;
- pour l'aptitude au service.

3) Des niveaux de fiabilité différents peuvent dépendre :

- de la cause et du mode de la défaillance ;

(3) C En ce qui concerne le mode de défaillance, on distingue essentiellement les défaillances précédées d'un signe avertisseur (notamment ruptures suffisamment ductiles) de celles non précédées d'un tel signe (notamment ruptures fragiles).

- des conséquences possibles de la défaillance en termes de risques pour la vie humaine, de blessures, de pertes économiques potentielles et de l'importance des perturbations qui en résulteraient pour la société ;
- des dépenses et des moyens nécessaires pour réduire le risque de défaillance ;
- des différents niveaux de fiabilité exigés au plan national, régional ou local.

(3) I Supprimer l'alinéa «des différents niveaux de fiabilité exigés au plan national, régional ou local».

(3) C Les différents niveaux mentionnés dans cet alinéa ne sont que la conclusion des trois alinéas qui précèdent.

4) Il est possible de parvenir à la différenciation des niveaux de fiabilité exigés vis-à-vis de la sécurité structurale et de l'aptitude au service en effectuant une classification de structures entières ou d'éléments structuraux.

(4) I Remplacer «Il est possible» par «Dans certains cas, il est possible».

(4) C Une classification de structures ou d'éléments structuraux n'est un critère valable de différenciation que dans des cas limités (par exemple pour certaines constructions agricoles).

Pour traiter ces différents cas ce sont d'ailleurs des classifications différentes qui sont à utiliser. (Voir par exemple les critères utilisés dans les ENV 1997 et 1998.) Ce sont d'autres moyens qui pour la différenciation sont le plus souvent utilisés (voir plus loin).

5) Il est possible d'atteindre la fiabilité exigée en matière de sécurité structurale ou d'aptitude au service par des combinaisons appropriées des mesures suivantes :

a) Mesures relatives au projet :

- prescriptions relatives à l'aptitude au service ;
- valeurs représentatives des actions ;
- choix des coefficients partiels ou de grandeurs appropriées pour les calculs de dimensionnement ;
- prise en compte de la durabilité ;
- prise en compte du degré de robustesse (insensibilité structurale) ;
- étendue et qualité des investigations préliminaires concernant les sols et les éventuelles influences de l'environnement ;
- précision des modèles mécaniques utilisés ;
- rigueur des règles de disposition constructive.

(5 a) C Un autre moyen important, souvent laissé à l'initiative des concepteurs et des maîtres d'ouvrage, au niveau du projet, pour moduler la fiabilité, consiste en une identification et une prise en compte plus ou moins poussée des dangers potentiels, et notamment de ceux susceptibles d'engendrer des situations accidentelles, dans la mesure où ils ne sont pas fixés par la codification. Un autre moyen est de procéder à une analyse d'effets secondaires.

b) Mesures relatives à l'assurance de la qualité, ayant pour but de réduire les dangers potentiels en relation avec :

- des erreurs humaines graves ;
- le projet ;
- l'exécution.

(5) A Outre les mesures mentionnées en a) et b) ci-dessus, une différenciation de la fiabilité peut être obtenue par des mesures relatives à la prévention de certains dangers potentiels et à la protection structurale, tels par exemple qu'implantation de barrières de sécurité.

(2) à (5) A Ces paragraphes sont à considérer seulement comme des explications et n'autorisent pas à s'écarter, dans le sens d'une diminution du niveau de fiabilité, des dispositions codifiées en vigueur.

(2) à (5) C1 Pas plus qu'aucune codification générale, les EC à eux seuls ne peuvent représenter des niveaux de fiabilité déterminés de façon absolue. Une raison majeure en est que ces documents ne définissent de mesures précises qu'en matière de projet et qu'ils sont assortis de conditions implicites. À supposer que toutes choses soient égales par ailleurs, les niveaux de fiabilité ne sont pas, et ne doivent pas être, les mêmes vis-à-vis des différents dangers potentiels, en particulier selon qu'ils sont permanents, occasionnels ou accidentels. Aucune classification de structures ou d'éléments de structures ne peut donc s'identifier avec des classes de niveaux de fiabilité uniformes. Seules donc, en l'état actuel des connaissances, des variations relatives de niveau de fiabilité, sans caractère global, sont techniquement envisageables.

6) Pour des niveaux de fiabilité donnés, les moyens pour réduire les risques associés aux diverses causes potentielles de défaillance peuvent, dans certaines circonstances, être interchangeables dans une certaine limite. On peut considérer qu'un effort accru sur un type de mesure compense la réduction de l'effort sur un autre type.

(6) C L'interchangeabilité des moyens envisagés dans ce paragraphe consiste à procéder à des différenciations en sens inverses de deux de ces moyens en vue de maintenir le niveau de fiabilité et non de le modifier. En général elle ne peut concerner que certains de ces moyens et n'est possible que de façon limitée. En particulier, certains comportements structuraux indésirables vis-à-vis desquels il n'est pas prévu de vérification directe risquent de ne plus être couverts si certains moyens prévus se trouvent réduits (voir un exemple dans l'amendement 9.4.2.3A).

2.3 Situations de projet

1) P Les circonstances dans lesquelles la structure peut être appelée à remplir son office doivent être examinées, et les situations de projet correspondantes être sélectionnées. Lesdites situations de projet doivent être suffisamment sévères et variées pour couvrir toutes les situations que l'on peut raisonnablement s'attendre à rencontrer lors de l'exécution et de l'utilisation de la structure.

2) P Les situations de projet sont classées comme suit :

- situations durables, qui font référence aux conditions d'utilisation normale ;
- situations transitoires, qui font référence à des conditions temporaires applicables à la structure, par exemple lors de son exécution ou de réparations ;
- situations accidentelles, qui font référence à des conditions exceptionnelles applicables à la structure ou à son exposition, par exemple à un incendie, une explosion, un choc ;
- situations sismiques, qui font référence aux conditions exceptionnelles applicables à la structure lors de tremblements de terre.

(2 P) C Les situations sismiques sont en France un cas particulier des situations accidentelles, et c'est pourquoi elles ne donnent souvent pas lieu à vérification vis-à-vis d'états-limites de service. Elles font toutefois l'objet de certaines règles d'application spécifiques, par exemple au niveau des combinaisons d'actions.

Moyennant cette précision, la classification définie dans ce paragraphe n'innove pas par rapport aux règles actuellement en vigueur en France.

La durée des situations durables peut être assimilée aux durées d'utilisation de projet définies en 2.4. Celle des situations transitoires est toujours au plus égale à 1 an, et celle des situations accidentelles est presque toujours au plus égale à 1 jour.

3) Des informations relatives à des situations spécifiques correspondant à chaque classe figurent dans d'autres Parties de l'ENV 1991 et dans les ENV 1992 à 1999.

2.4 Durée d'utilisation de projet

1) P La durée d'utilisation de projet est la durée pendant laquelle une structure doit pouvoir être utilisée comme prévu, en faisant l'objet de la maintenance escomptée mais sans qu'il soit nécessaire d'effectuer des réparations majeures.

2) Le tableau 2.1 donne une indication de la durée d'utilisation de projet prescrite.

Tableau 2.1 : Classification des durées d'utilisation de projet

Classe	Durée d'utilisation de projet prescrite (années)	Exemple
1	[1-5]	Structures temporaires
2	[25]	Éléments structuraux remplaçables, par exemple : poutres de roulement, appareils d'appui
3	[50]	Structures de bâtiments et autres structures courantes
4	[100]	Structures monumentales, de ponts et d'autres ouvrages de génie civil

(2) A1 Les valeurs indiquées dans le tableau 2.1 sont à considérer comme des valeurs minimales. Il appartient aux maîtres d'ouvrages de spécifier des valeurs supérieures s'ils le jugent utile.

(2) A2 Les structures ou parties de structures démontables en vue d'être réutilisées telles quelles pendant une durée totale importante ne doivent pas être considérées comme temporaires.

(2) A3 Dans tous les cas, les durées totales d'utilisation prévues pour des structures temporaires autres que les échafaudages porteurs doivent apparaître explicitement dans les projets.

(2) C En l'état actuel des EC, les valeurs données aux durées d'utilisation de projet ne trouvent d'application directe, au niveau des règles de calcul aux états-limites, que dans les calculs relatifs à la fatigue.

Elles peuvent être prises en compte dans la détermination des mesures à prendre en vue de la durabilité (par exemple vis-à-vis de la corrosion ou de la diminution à long terme de la résistance de certains matériaux).

2.5 Durabilité

1) C'est une hypothèse du projet que la durabilité de tout ou partie d'une structure dans son environnement est telle qu'elle reste apte à son utilisation prévue pendant toute la durée d'utilisation de projet, moyennant une maintenance adéquate.

(1) C	Voir l'article 1.3. Les mesures à prendre pour satisfaire cette hypothèse sont définies dans ce qui suit.
--------------	---

2) Il convient que la structure soit conçue de sorte que sa détérioration ne nuise pas à sa durabilité et à ses performances, le niveau de maintenance prévu étant dûment pris en compte.

3) P Afin d'assurer une durabilité adéquate de la structure, il faut prendre en compte les facteurs inter-dépendants suivants :

- l'utilisation prévue et future éventuelle, de la structure ;
- les critères de performance requis ;
- les influences escomptées de l'environnement ;
- la composition, les propriétés et les performances des matériaux ;
- le choix du système structural ;
- la forme des éléments structuraux et les dispositions constructives ;
- la qualité de la mise en œuvre et le niveau de contrôle ;
- les mesures de protection spécifiques ;
- la maintenance pendant la durée de vie escomptée.

(3 P) A	Toute utilisation future éventuelle allant au-delà de l'utilisation escomptée doit être spécifiée par le (ou les) contrat(s) concerné(s).
----------------	---

4) Les ENV 1992 à 1999 spécifient les mesures adéquates.

(4) A	Ces Eurocodes définissent seulement des mesures à prendre au niveau des projets.
--------------	--

5) P L'environnement doit être pris en compte dès le stade du projet afin de déterminer son influence sur la durabilité et de pouvoir prendre les dispositions permettant d'assurer la protection des matériaux et des produits.

6) Le degré de détérioration peut être estimé sur la base de calculs, d'essais, de l'expérience provenant de constructions antérieures, ou d'une combinaison de ces trois moyens.

2.6 Assurance de la qualité

1) En matière d'assurance de la qualité, on suppose que des mesures appropriées sont prises pour obtenir une structure correspondant aux exigences et aux hypothèses admises lors du calcul. Ces mesures comprennent la définition des exigences en matière de fiabilité, des mesures d'organisation et des contrôles aux différents stades du projet, de l'exécution, de l'utilisation et de la maintenance.

C Pour les ouvrages de construction, une démarche qualité vise notamment à éviter des erreurs d'origine humaine et à détecter en temps utile d'éventuelles circonstances imprévues. D'autres objectifs possibles sont de satisfaire certains désirs du maître d'ouvrage, par exemple pour rechercher une amélioration de la durabilité à long terme, ou encore :

- soit d'améliorer la fiabilité, notamment par une réduction des tolérances géométriques ; ce moyen de différenciation est couramment utilisé pour les grands ouvrages ;
- soit de maintenir la fiabilité, notamment grâce à une réduction des tolérances géométriques, pour compenser certaines réductions de coefficients partiels ; ce moyen, qui implique des mesures précises d'assurance de la qualité, peut être utilisé en cas de recours à des procédés de construction industrialisés.

D'une façon générale, elle implique que :

- les facteurs intervenant dans l'obtention de la qualité de la construction à réaliser soient identifiés ;
- ces facteurs soient mis sous le contrôle du management de l'organisation en charge de réaliser la construction considérée ;
- éventuellement des assurances soient apportées en tant que de besoin sur la conformité de la construction considérée aux exigences spécifiées.

Quand cette démarche se conforme aux spécifications des EN de la série 29000, elle est qualifiée de Politique de la qualité, et la mise en œuvre de celle-ci implique :

- l'établissement d'un plan (d'assurance) de la qualité ;
- la gestion de ce P (A) Q par un Management de la qualité (ISO 8402-3.2) intégré dans l'organisation en charge de réaliser la construction ;
- s'il y a lieu, le respect de procédures et la production de documents d'Assurance de la qualité (voir EN 29004-17.2).

Lorsque l'aspect considéré de la qualité est la fiabilité structurale et que le projet a été établi sur la base de normes nationales transparentes des EC, les facteurs qui interviennent dans l'obtention de cet aspect de la qualité sont :

- les règles de vérification spécifiées dans les EC ;
- les hypothèses des EC.

Attester la conformité aux exigences pour la fiabilité d'une structure dont le projet a été établi sur la base des EC, c'est apporter des preuves sur la maîtrise de ces deux catégories de facteurs. Quand il sera fait appel à des logiciels d'application intégrée des EC, le PAQ devra apporter des assurances sur la validation des logiciels, sur leur validité dans le cas d'espèce, ainsi que sur la validité des données d'entrée qui y sont introduites. Dans tous les cas, il conviendra de démontrer que les hypothèses des EC relatives aux stades de l'opération qui précèdent, accompagnent ou suivent la vérification du projet, sont respectées.

Dans l'état actuel des textes en vigueur, on peut trouver des prescriptions ou indications opérationnelles :

- dans le fascicule 65 A du CCTG ;
- dans le document publié par le SETRA «Mise en œuvre des plans d'assurance de la qualité — Exécution des ouvrages en béton armé et en béton précontraint — Guide pour les entrepreneurs et les maîtres d'œuvre» (document référencé F 9175).

Section 3 États-limites

3.1 Généralités

- 1) P Les états-limites sont des états au-delà desquels la structure ne satisfait plus aux exigences de performance prévues.
- 2) Une distinction est généralement faite entre états-limites ultimes et états-limites de service.

NOTE : Il est possible de se dispenser de la vérification de l'un des deux états-limites si l'on dispose d'informations suffisantes prouvant que les exigences vis-à-vis d'un état-limite sont couvertes par celles relatives à l'autre.

(2) A Une autre distinction est à faire entre les états-limites liés à des effets cumulatifs et donc caractérisés par la durée de survie de la structure (fatigue, incendie...), et d'autre part ceux pour lesquels, sans prendre en compte aucun cumul d'effets, on désire seulement limiter, au cours d'une situation de projet, une probabilité, une fréquence ou une durée totale de dépassement éventuel.

- 3) Les états-limites peuvent se rapporter à des situations de projet durables, transitoires ou accidentelles.

3.2 États-limites ultimes

- 1) P Les états-limites ultimes sont ceux qui sont associés à un effondrement ou à d'autres formes similaires de défaillance structurale.
- 2) Les états précédant un effondrement structural et qui, pour des raisons de simplification, sont pris en compte à la place de l'effondrement lui-même, sont aussi traités comme des états-limites ultimes.

(2) C Sont ainsi traités comme états-limites ultimes, par exemple, des états-limites correspondant à un certain degré de plastification de l'ensemble de la structure ou en un point de celle-ci.

- 3) P Les états-limites ultimes concernent :
 - la sécurité de la structure et de son contenu ;
 - la sécurité des personnes.

(3) C Voir 1.5.2.16 C.

- 4) Les états-limites ultimes susceptibles de devoir être pris en compte comprennent :
 - la perte d'équilibre du tout ou d'une partie de la structure, considérée comme un corps rigide ;
 - une défaillance due à une déformation excessive, à la transformation de tout ou partie de la structure en un mécanisme, à une rupture, à une perte de stabilité de tout ou partie de la structure, y compris ses appuis et fondations ;
 - une défaillance provoquée par la fatigue ou d'autres effets liés à la durée.

(4) A Les défaillances dues à une déformation excessive sont celles qui conduiraient à la ruine par instabilité mécanique.

Sauf disposition particulière codifiée (ou spécifiée), toute défaillance provoquée par la fatigue doit être considérée comme se rattachant à un état-limite ultime.

3.3 États-limites de service

- 1) P Les états-limites de service correspondent à des conditions au-delà desquelles les exigences d'aptitude au service spécifiées pour une structure ou un élément structural ne sont plus satisfaites.
- 2) P Les exigences en matière d'aptitude au service concernent :
 - le fonctionnement de tout ou partie des constructions ;
 - le confort des personnes ;
 - l'aspect.
- 3) P Une distinction doit être faite, le cas échéant, entre les états-limites de service réversibles et irréversibles.

(3) C Au caractère irréversible ou réversible (ou, parfois, imparfaitement réversible — voir par ailleurs le commentaire 1.5.2.12.1 C) d'un état-limite se rattache le choix des combinaisons d'actions à considérer (voir paragraphe 9.5.2), à savoir combinaisons fréquentes pour des états-limites réversibles (et combinaisons (rares) en cas d'états-limites imparfaitement réversibles). Par ailleurs, on peut avoir à considérer des états-limites successifs, par exemple la formation puis l'ouverture de fissures.

- 4) Sauf indication contraire, il convient que les exigences en matière d'aptitude au service soient déterminées dans les contrats et/ou dans le projet.
- 5) Les états-limites de service susceptibles de devoir être pris en compte comprennent :
 - les déformations et déplacements qui affectent l'apparence ou l'utilisation effective de la structure (y compris le fonctionnement des machines ou des services) ou endommagent des finitions ou des éléments non structuraux ;
 - les vibrations qui nuisent au confort des personnes, endommagent la structure ou les matériels qu'elle supporte, ou qui limitent son efficacité ;
 - les dommages (y compris les fissures) susceptibles de nuire à l'aspect, à la durabilité ou à la fonction de la structure ;
 - les dommages visibles causés par la fatigue et autres effets liés à la durée.

(4 et 5) C Divers états-limites de service sont définis dans les Eurocodes particuliers aux divers modes de construction. Il s'agit en particulier d'états-limites faisant référence à des dommages structuraux.
Il appartient aux maîtres d'ouvrage de spécifier, selon leurs besoins, des états-limites en sus de ceux fixés par les Eurocodes, ainsi que les règles d'application correspondantes.

3.4 Calcul aux états-limites

- 1) P Le calcul aux états-limites doit se faire :
 - en établissant des modèles structuraux et de charge pour les états-limites ultimes et de service, à prendre en compte dans les diverses situations de projet et cas de charge ;
 - en vérifiant que les états-limites ne sont pas dépassés lorsque des valeurs de calcul sont introduites dans les modèles pour les actions, les propriétés des matériaux et les données géométriques.
- 2) Les valeurs de calcul sont généralement obtenues à l'aide des valeurs caractéristiques ou autres valeurs représentatives (telles qu'elles sont définies dans les sections 4 à 6 et spécifiées dans les ENV 1991 à 1999), combinées à des coefficients partiels et autres coefficients définis dans la section 9 et dans les ENV 1991 à 1999.

(2) C Dans les cas où des actions sont caractérisées par des niveaux d'eau, les valeurs caractéristiques et autres valeurs représentatives de ces niveaux sont à combiner à des quantités additives (voir en 4.2.9)).

- 3) Dans des cas exceptionnels, il peut être intéressant de déterminer directement des valeurs de calcul. Il convient de les choisir avec prudence et il est recommandé qu'elles conduisent au moins au même niveau de fiabilité pour les divers états-limites que celui qui est implicite dans les coefficients partiels du présent code (voir aussi la section 8).

NOTE 1 : Le calcul aux coefficients partiels fait l'objet d'une discussion dans l'annexe A.

NOTE 2 : Des Principes et des Règles d'application concernant la vérification sont donnés dans la section 9.

Section 4 Actions et influences de l'environnement

4.1 Principales classifications

C Les définitions correspondant à ces diverses classifications sont données en 1.5.3.

1) P Une action (F) est :

- une action directe, c'est-à-dire une force (charge) appliquée à la structure ;
- ou une action indirecte, c'est-à-dire une déformation imposée ou entravée, ou une accélération imposée, résultant, par exemple, de changements de température, de variations du taux d'humidité, de tassements différentiels ou de tremblements de terre.

2) P Les actions sont classées en distinguant :

a) selon leur variation temporelle :

- les actions permanentes (G), par exemple poids propre des structures, équipements fixes et revêtements de chaussée ;
- les actions variables (Q), par exemple les charges d'exploitation, les charges dues au vent ou à la neige ;
- les actions accidentelles (A), par exemple les explosions ou les chocs de véhicules ;

b) selon leur variation spatiale :

- les actions fixes, par exemple le poids propre ;
- les actions libres, par exemple les charges mobiles d'exploitation, les charges dues au vent et à la neige ;

(2 P b) C (Voir 1.5.3.7). Pour beaucoup d'actions libres, et en particulier pour celles qui sont données ici en exemple, la variation spatiale est limitée. Dans beaucoup de cas, la liberté des actions est couverte par la prise en compte alternative de plusieurs modèles ou dispositions où les actions sont considérées comme fixes.

c) selon leur nature et/ou la réponse structurale :

- les actions statiques, qui ne causent pas d'accélération significative de la structure ou d'un élément structural ;
- les actions dynamiques, qui provoquent une accélération significative de la structure ou d'un élément structural.

(1 P et 2 P) C Par exemple le retrait du béton est une action indirecte permanente. En revanche le fluage, qui n'est que l'effet d'un coefficient rhéologique, n'est pas par lui-même une action.

3) Dans de nombreux cas, les effets dynamiques des actions peuvent être pris en compte en tant qu'actions quasi-statiques par augmentation de la grandeur des actions statiques ou introduction d'une action statique équivalente (voir l'article 7.3).

4) Certaines actions, par exemple les actions sismiques et les charges dues à la neige, peuvent être considérées comme accidentelles et/ou variables, en fonction du lieu (voir les autres Parties de l'ENV 1991).

(4) C Le classement comme accidentelle d'une action ou éventuellement de certaines de ses valeurs extrêmes a comme conséquence l'identification et la valeur des coefficients partiels de sécurité à appliquer et de diverses règles de prise en compte (par exemple celles relatives au modèle d'analyse à utiliser) ou de non-prise en compte (notamment absence de prise en compte de l'action, ou de certaines de ses valeurs, pour les vérifications d'aptitude au service).

5) La précontrainte (P) est une action permanente. Des informations détaillées sont fournies dans les ENV 1992, 1993 et 1994.

6) Les actions indirectes sont soit permanentes, G_{ind} (par exemple un tassement d'appui), soit variables, Q_{ind} (par exemple les effets de la température) ; il convient de les traiter en conséquence.

7) Une action est décrite par un modèle, sa grandeur étant dans les cas les plus banals représentée par un unique scalaire qui peut revêtir plusieurs valeurs représentatives. Pour certaines actions (actions à composantes multiples) et certaines vérifications (par exemple de l'équilibre statique), la grandeur est représentée par plusieurs scalaires. Pour les vérifications relatives à la fatigue et l'analyse dynamique, une représentation plus complexe de la grandeur de certaines actions peut être nécessaire.

(7) C Pour les actions libres, la représentation par un ou plusieurs scalaires nécessite d'être complétée par les dispositions des charges à prendre en compte (voir paragraphes 1.5.2.8 ci-dessus et 9.1 6) et 7) ci-après).
Pour les actions dynamiques, on trouvera certaines indications en annexe C (Voir article C.2).

4.2 Valeurs caractéristiques des actions

1) P La valeur caractéristique d'une action est sa principale valeur représentative.

2) P Les valeurs caractéristiques des actions F_k doivent être spécifiées :

- dans les Parties concernées de l'ENV 1991, en tant que valeur moyenne, valeur supérieure ou inférieure ou valeur nominale (ne faisant pas référence à une distribution statistique connue) ;
- au niveau du projet, pourvu que les dispositions spécifiées dans l'ENV 1991 soient respectées.

NOTE : Les dispositions peuvent être spécifiées par l'autorité compétente.

3) P La valeur caractéristique d'une action permanente doit être déterminée de la façon suivante :

- si la variabilité de G est faible, une valeur unique de G_k peut être utilisée ;
- si la variabilité de G n'est pas faible, deux valeurs doivent être utilisées — une valeur supérieure $G_{k,sup}$ et une valeur inférieure $G_{k,inf}$.

4) Dans la plupart des cas, la variabilité de G peut être présumée faible si G ne varie pas de façon significative pendant la durée d'utilisation de projet de la structure et si son coefficient de variation n'est pas supérieur à $[0,1]$. Toutefois, dans les cas où la structure est très sensible aux variations de G (par exemple pour certaines sortes de structures en béton précontraint), deux valeurs doivent être utilisées, même si le coefficient de variation est faible.

5) Dans la plupart des cas, on peut supposer que :

- G_k est la valeur moyenne ;
- $G_{k,inf}$ est le fractile $[0,05]$ et $G_{k,sup}$ le fractile $[0,95]$ de la distribution statistique de G que l'on peut supposer être gaussienne.

(4 et 5) C Pour l'application pratique de ces paragraphes, y compris la signification exacte du symbole G_k , se reporter aux Eurocodes particuliers.

6) Le poids propre de la structure peut, dans la plupart des cas, être représenté par une valeur caractéristique unique et être calculé sur la base des dimensions nominales et des masses unitaires moyennes. Ces valeurs se trouvent dans l'ENV 1991-2.

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

- soit à une valeur supérieure ou inférieure correspondant à une probabilité recherchée de ne pas être dépassée vers le haut ou vers le bas pendant une certaine durée de référence ;
- soit à une valeur nominale qui peut être spécifiée dans les cas où il n'existe pas de distribution statistique connue.

Des valeurs sont données dans les ENV 1991-2 et 1991-3.

8) Dans la plupart des cas de valeurs caractéristiques d'actions variables, on peut admettre à propos de la partie variable au cours du temps, que :

- la probabilité recherchée est de [0,98] ;
- la durée de référence est d'[une] année.

Toutefois, dans certains cas, la nature de l'action fait qu'une durée de référence différente est plus appropriée. De plus, des valeurs de calcul peuvent devoir être choisies pour d'autres variables du modèle d'action, ce qui est susceptible d'influer sur la probabilité d'un dépassement pour l'action totale résultante.

(8) C1 Les indications numériques données ici correspondent à une période moyenne de retour de 50 ans pour la partie variable du modèle (exemple vitesse de référence du vent ou hauteur de neige) ayant fait l'objet de mesures. Ceci correspond, dans le cas des actions naturelles, à peu près à la limite actuellement susceptible d'être déterminée par une approche statistique. Encore reste-t-il à choisir un niveau de confiance et à distinguer, lorsqu'il y a lieu, diverses populations statistiques.

Mais les marges implicites incluses dans les modèles ou résultant des cartes climatiques font que les périodes moyennes de retour des actions elles-mêmes (exemple pression du vent ou poids de la neige), telles qu'elles résultent des Codes en vigueur ou en préparation, sont généralement très supérieures et, quoiqu'elles soient inégales, en moyenne de l'ordre de plusieurs siècles.

C'est également à des périodes moyennes de retour de plusieurs siècles (jusqu'à 1 000 ans) que correspondent les valeurs caractéristiques des actions d'origine humaine (par exemple, charges de circulation) dont les valeurs sont fixées globalement à partir des valeurs estimées de leurs effets, incertitudes diverses comprises. Ces valeurs sont ainsi homogènes avec celles qui sont fixées de façon nominale, et qui sont en pratique généralement estimées comme ayant une faible probabilité d'être dépassées pendant la durée d'utilisation prévue.

Il doit par ailleurs être bien compris que les «périodes moyennes de retour» dont il s'agit ne sont que des invariants mathématiques traduisant par exemple l'équivalence de probabilités de dépassement de 0,01 en un an, et de 0,1 en dix ans. L'absence de stationnarité de beaucoup de phénomènes sur de longues durées, notamment pour les actions liées à des activités humaines, et les incertitudes d'évaluation, ne permettent pas de considérer de longues «périodes moyennes de retour» comme des mesures des récurrences.

(8) A Il ne convient donc, en aucun cas de considérer une période moyenne de retour de 50 ans comme une valeur-cible pour la détermination des valeurs caractéristiques des actions variables elles-mêmes.

(8) C2 Au cours des situations transitoires, les valeurs caractéristiques des actions sont susceptibles de réduction en fonction d'une part de la durée des situations considérées et subsidiairement des informations supplémentaires qu'on peut obtenir en fonction de cette durée (par exemple prévisions météorologiques), et d'autre part du risque encouru en cas de dépassement des valeurs caractéristiques retenues.

- 9) Il convient normalement que les actions dues à l'eau soient basées sur des niveaux d'eau et incluent un paramètre géométrique permettant de prendre en compte la fluctuation du niveau de l'eau. Il convient, le cas échéant, de tenir compte des marées, des courants et des vagues.
- 10) La valeur représentative des actions accidentelles est généralement une valeur caractéristique A_k correspondant à une valeur spécifiée.
- 11) Des valeurs d' A_k pour les explosions et certains chocs sont données dans l'ENV 1991-2-7.
- 12) Des informations relatives aux actions accidentelles résultant d'un incendie sont données dans l'ENV 1991-2-2.
- 13) Des valeurs d' A_{Ek} pour les actions sismiques sont données dans l'ENV 1998-1.
- 14) Des valeurs caractéristiques à utiliser comme valeurs de calcul pour des actions accidentelles sur les ponts, ayant pour origine la circulation, sont données dans l'ENV 1991-3.

(10 à 14) C En règle générale, et comme indiqué dans la section 9, les valeurs de calcul A_d des actions accidentelles sont déterminées directement sans passer par l'intermédiaire de valeurs caractéristiques A_k .

- 15) Pour les actions à composantes multiples (voir 4.1 7)), l'action caractéristique est représentée par des groupes de valeurs qui doivent être pris en compte alternativement dans les calculs.

(15) C Les actions à composantes multiples sont nombreuses. On peut citer, à titre d'exemples significatifs, les charges de circulation (composantes gravitaire, centrifuge, de freinage) et les séismes (composantes en x, y, z et de rotation).

4.3 Autres valeurs représentatives des actions variables et accidentelles

- 1) P Le plus souvent, les autres valeurs représentatives d'une action variable sont :
 - la valeur de combinaison, généralement représentée par un produit $\Psi_0 Q_k$
 - la valeur fréquente, généralement représentée par un produit $\Psi_1 Q_k$
 - la valeur quasi-permanente, généralement représentée par un produit $\Psi_2 Q_k$

(1 P) C La notion même de «coefficient Ψ » n'a pas de valeur conceptuelle générale, les modèles des actions correspondant à diverses valeurs représentatives pouvant être eux-mêmes différents.

- 2) P Les valeurs de combinaison sont associées à l'emploi de combinaisons d'actions, afin de prendre en compte la probabilité réduite d'une occurrence simultanée des valeurs les plus défavorables de plusieurs actions indépendantes.

NOTE : Pour les méthodes servant à déterminer Ψ_0 , voir annexe A.

(2 P) C D'autres considérations que probabilistes, par exemple juridiques, peuvent intervenir pour le choix de Ψ_0 .

- 3) P La valeur fréquente est déterminée de façon à limiter à une valeur donnée :
 - la durée totale pendant laquelle elle est dépassée, au cours d'un intervalle de temps donné ;
 - ou la fréquence de son dépassement.
- 4) Il convient que la partie de l'intervalle de temps choisi ou la fréquence mentionnés en 4.3 3) soit sélectionnée en prenant bien en compte la nature de construction concernée et l'objet des calculs. À moins que des valeurs différentes ne soient spécifiées, la partie choisie peut être de 0,05 ou la fréquence de 300 par an pour des bâtiments ordinaires.
- 5) P La valeur quasi-permanente est déterminée de manière à ce qu'au cours d'un intervalle de temps donné, le temps total pendant lequel elle est dépassée, représente une partie considérable de l'intervalle de temps donné.

6) La partie de l'intervalle de temps donné mentionnée en 4.3 5)P peut être prise égale à [0,5]. La valeur quasi-permanente peut aussi être déterminée en tant que valeur moyenne au cours de l'intervalle de temps choisi.

(4 et 6) C Ces paragraphes sont à considérer comme de simples commentaires ne pouvant permettre de réduire les valeurs données par ailleurs lorsqu'elles sont défavorables. Se reporter au paragraphe 9.4.4. En ce qui concerne la valeur quasi-permanente, quoiqu'elle soit en principe unique et déterminée, l'incertitude qui règne sur sa valeur exacte peut conduire à la doubler en une valeur estimée supérieure et une valeur estimée inférieure, que l'on prendra respectivement en compte selon le caractère défavorable ou favorable de l'action concernée, dans les cas où la valeur retenue aurait un effet non négligeable sur l'effet étudié.

7) P Ces valeurs représentatives et la valeur caractéristique servent à définir les valeurs de calcul des actions et les combinaisons d'actions, comme expliqué dans la section 9. Les valeurs de combinaison servent à la vérification des états-limites ultimes et des états-limites irréversibles de service. Les valeurs fréquentes et quasi-permanentes sont utilisées pour la vérification des états-limites ultimes mettant en jeu des actions accidentelles et pour la vérification des états-limites réversibles de service. Les valeurs quasi-permanentes servent également au calcul des effets à long terme des états-limites de service. Des règles plus détaillées concernant l'emploi des valeurs représentatives sont données, par exemple, dans les ENV 1992 à 1999.

(7 P) C En réalité les valeurs quasi-permanentes servent également pour la vérification d'états-limites sensibles au fluage (par exemple EC 2 pour les vérifications relatives au flambement), et éventuellement d'autres états ultimes vis-à-vis desquels des tassements d'appui seraient à prendre en compte.

8) Pour certaines structures ou certaines actions, d'autres valeurs représentatives ou d'autres types de description des actions peuvent se révéler nécessaires, par exemple la charge de fatigue et le nombre de cycles si la fatigue est prise en compte.

NOTE : Des informations supplémentaires concernant la spécification et la combinaison des actions figurent à l'annexe A et dans d'autres Parties de l'ENV 1991.

(8) I Rayer, dans la Note, la référence à l'annexe A.

(8) C Un exemple type peut être trouvé dans l'EC 1-3 (valeur rare $\psi_1 Q_k$).

4.4 Influences de l'environnement

1) P Les influences de l'environnement, susceptibles d'affecter la durabilité de la structure, doivent être prises en compte dans le choix des matériaux structuraux, de leur spécification et de la conception structurale d'ensemble et de détail. Les ENV 1992 à 1999 spécifient les mesures appropriées.

C Cet article vise les influences de l'environnement sur la durabilité des ouvrages, par agressivité chimique favorisant par exemple la corrosion des aciers, ou biologique favorisant par exemple la pourriture du bois par variation de sa teneur en eau.

La prise en compte des influences de l'environnement dans les projets est limitée à ce qu'on peut en connaître au stade du projet. Elle peut, selon les cas, être faite de trois manières :

- soit, par des mesures de protection ou d'assurance de la qualité, sans conséquence sur le dimensionnement structural ;
- soit, lorsque spécifié dans les EC-DAN, par les dispositions constructives qui y sont définies ;
- ou, dans les autres cas, en spécifiant des états-limites (par exemple des états-limites de fissuration) ou situations de projet et les données supplémentaires correspondantes (par exemple une épaisseur de matériau perdue par corrosion).

Les influences de l'environnement ne peuvent pas être prises en compte de la même manière que les actions (par les mêmes valeurs représentatives ni dans les mêmes combinaisons) du fait que leur effet n'est pas instantané, mais progressif et cumulatif.

Les mesures spécifiées dans les ENV 1992 à 1999 se limitent à celles qui sont à prendre dans les projets de structures.

Section 5 Propriétés des matériaux

1) P Les propriétés des matériaux (y compris le sol et la roche) ou des produits sont représentées par des valeurs caractéristiques correspondant à la valeur de la propriété ayant une probabilité donnée de ne pas être atteinte lors d'une hypothétique série d'essais illimitée. Elles correspondent généralement, pour une propriété particulière, à un fractile spécifié de la distribution statistique supposée des propriétés du matériau dans la structure.

2) Sauf indication contraire dans les ENV 1992 à 1999, il convient que les valeurs caractéristiques soient définies comme le fractile 5 % pour les paramètres de résistance et comme la valeur moyenne pour les paramètres de rigidité.

NOTE : Pour les règles opérationnelles, voir l'annexe D. Pour la fatigue, des informations sont fournies à l'annexe B.

(2) C Les paramètres de rigidité de nature structurale sont essentiellement les modules d'élasticité, les coefficients de fluage, les coefficients de dilatation thermique et les coefficients de retrait, ainsi que les valeurs des résistances à partir desquelles certains de ces paramètres sont évalués.

Le motif pour lequel les paramètres de rigidité sont le plus souvent représentés par une valeur moyenne est que, selon les cas, ils peuvent être favorables ou défavorables. Lorsqu'ils peuvent être défavorables à un degré significatif, des marges de sécurité doivent couvrir les conséquences de leur variabilité. En particulier, quand leur caractère défavorable est reconnu (par exemple pour l'évaluation d'effets du 2^e ordre), il convient de leur attribuer une valeur choisie du côté de la sécurité.

3) P Les valeurs des propriétés des matériaux doivent normalement être déterminées à partir d'essais normalisés réalisés dans des conditions spécifiées. Un facteur de conversion doit être appliqué lorsqu'il est nécessaire de convertir les résultats d'essais en valeurs supposées représenter le comportement du matériau dans la structure ou le sol (voir aussi les ENV 1992 à 1999).

4) La résistance d'un matériau peut comporter deux valeurs caractéristiques, l'une supérieure et l'autre inférieure. Dans la plupart des cas, il suffira de prendre en compte la valeur inférieure. Des valeurs différentes peuvent parfois être adoptées en fonction du type de problème considéré. Lorsqu'une estimation de la valeur supérieure de la résistance est nécessaire (par exemple pour la résistance à la traction du béton, afin de calculer les effets des actions indirectes), il convient généralement de prendre en compte une valeur nominale supérieure de la résistance.

(4) C À défaut de valeur caractéristique supérieure connue, il est couramment fait référence, éventuellement sous réserve de certaines conditions, à la valeur caractéristique inférieure ou moyenne, avec un coefficient de sécurité spécifique.

Dans le cas où une valeur caractéristique supérieure serait connue, il serait possible d'en déduire la valeur de calcul en multipliant, au lieu de la diviser, cette valeur caractéristique par le γ_M habituel.

Les valeurs de calcul supérieures servent essentiellement à l'application pratique des règles de «dimensionnement en capacité» prédétermination des zones susceptibles de plastification). Ces règles consistent à faire en sorte que la résistance de calcul supérieure de ces zones ne puisse excéder la résistance de calcul inférieure de zones voisines, considérées comme fragiles et dont on veut, en conséquence, exclure la plastification sous actions extrêmes, de manière à assurer un caractère suffisamment ductile aux défaillances structurales éventuelles.

Elles sont d'application particulièrement fréquente en génie parasismique et en présence de certaines actions accidentelles. Les valeurs de calcul supérieures peuvent aussi servir à apprécier les limites possibles de certains autres comportements structuraux, par exemple les effets de la résistance du béton à la traction.

5) Si l'on manque d'informations relatives à la distribution statistique de la propriété, une valeur nominale peut être utilisée ; lorsque l'équation de l'état-limite n'est pas sensible à sa variabilité de façon significative, une valeur moyenne peut être choisie comme valeur caractéristique.

6) Des valeurs des propriétés des matériaux sont données dans les ENV 1992 à 1999.

Section 6 Données géométriques

- 1) P Les données géométriques sont représentées par leurs valeurs caractéristiques ou, dans le cas d'imperfections, directement par leurs valeurs de calcul.
- 2) Les valeurs caractéristiques correspondent habituellement aux dimensions spécifiées dans le projet.
- 3) Le cas échéant, les valeurs de grandeurs géométriques peuvent correspondre à un fractile prescrit de la distribution statistique.

(3) C L'application de cette clause suppose l'identification d'une population statistique suffisamment homogène. Le cas peut se présenter pour certaines préfabriques industrielles et concerne par exemple la position d'armatures, dont les écarts sont habituellement couverts par les coefficients γ_M .

- 4) P Les tolérances pour les pièces à assembler faites de différents matériaux doivent être compatibles entre elles. Des imperfections à prendre en compte pour le dimensionnement des éléments structuraux sont données dans les ENV 1992 à 1999.

Section 7 Modélisation pour l'analyse et la résistance structurales

7.1 Généralités

- 1) P Les calculs doivent être effectués à l'aide de modèles appropriés incluant les variables utiles. Les modèles doivent permettre de prédire le comportement structural et les états-limites concernés.
- 2) Il convient en règle générale que les modèles utilisés reposent sur une théorie et une pratique établies, vérifiées expérimentalement si besoin est.

NOTE : Des informations supplémentaires sont fournies dans les annexes C et D.

7.2 Modélisation en cas d'actions statiques

- 1) La modélisation en cas d'actions statiques doit normalement reposer sur un choix approprié des relations force-déformation dans les éléments et leurs assemblages.
- 2) Il convient de prendre en compte les effets des déplacements et des déformations dans le cadre de la vérification des états-limites ultimes (y compris de l'équilibre statique), s'ils se traduisent par une augmentation de l'effet des actions supérieure à 10 %.
- 3) Les modèles d'analyse structurale pour les états-limites de service et de fatigue peuvent en général être linéaires.

7.3 Modélisation en cas d'actions dynamiques

- 1) Lorsqu'il est possible de considérer des actions dynamiques comme quasi-statiques, leurs parties dynamiques sont prises en compte de deux manières : soit elles sont incluses dans les valeurs statiques, soit des coefficients de majoration dynamique équivalents sont appliqués aux actions statiques. Pour certains coefficients de majoration dynamique équivalents, les fréquences naturelles doivent être déterminées.
- 2) Dans certains cas (par exemple pour les vibrations causées par des vents latéraux ou pour les actions sismiques), les actions peuvent être définies au moyen d'une analyse modale basée sur un comportement du matériau et un comportement géométrique linéaires. Pour les structures régulières, pour lesquelles seul le mode fondamental est pertinent, une analyse modale explicite peut être remplacée par une analyse prenant en compte des actions statiques équivalentes fonctions de la forme du mode, de la fréquence naturelle et de l'amortissement.

(2) C Les comportements linéaires, géométriques notamment, ne sont pas toujours postulables pour les basses fréquences d'excitation auxquelles sont associées de grandes amplitudes de déplacements. C'est notamment le cas dans la détermination des sollicitations sismiques affectant les structures (voir article 4.2.2 de l'ENV 1998-1-2).

- 3) Dans certains cas, les actions dynamiques peuvent être introduites sous forme de fonctions du temps ou des fréquences, auxquels cas la réponse structurale peut être déterminée par des méthodes appropriées.

NOTE : Lorsque des actions dynamiques peuvent provoquer des vibrations susceptibles d'excéder des états-limites de service, des indications sur la manière de vérifier vis-à-vis de ces états-limites peuvent être trouvées dans l'annexe C, ainsi que les modèles de certaines actions.

7.4 Modélisation en cas d'actions d'incendie

1) P L'analyse structurale pour les calculs liés aux incendies doit être effectuée à l'aide de modèles adaptés à la situation d'incendie, incluant les actions thermiques et mécaniques, et représentant le comportement structural à températures élevées. L'analyse peut être assistée par des essais.

2) Pour les situations de projet d'incendie, se reporter à l'ENV 1991-2 qui traite des actions thermiques en termes :

- d'expositions à un incendie nominal (normalisé) ;
- et d'exposition à un incendie paramétrique ;

et de règles spécifiques s'appliquant aux actions mécaniques.

(2) C Voir le DAN de l'ENV 1991-2.2 quant aux diverses façons de traiter des actions thermiques. Il introduit en particulier la notion d'incendie calculé, plus générale que celle d'incendie paramétré.

3) Il convient de déterminer le comportement structural à températures élevées conformément aux ENV 1992 à 1996 et à l'ENV 1999, qui donnent des modèles thermiques et structuraux pour l'analyse.

En fonction du matériau et de la méthode d'évaluation :

- les modèles thermiques peuvent être basés sur l'hypothèse d'une température uniforme dans les sections transversales, ou peuvent engendrer des gradients thermiques dans les sections transversales et le long des éléments ;
- les modèles structuraux peuvent être limités à l'analyse des éléments ou prendre en compte l'interaction entre les éléments lors d'une exposition au feu. Le comportement des matériaux ou des sections à températures élevées peut être modélisé comme étant linéaire-élastique, rigide-plastique ou non-linéaire.

4) Les données présentées sous forme de tableaux dans les ENV 1992 à 1996 et l'ENV 1999 ont été obtenues principalement à partir de résultats d'essais ou de simulations numériques basées uniquement sur l'action telle que décrite dans l'exposition à l'incendie normalisé.

Section 8 Dimensionnement assisté par l'expérimentation

8.1 Généralités

1) P Lorsque les règles de calcul ou les propriétés de matériaux données dans les ENV 1991 à 1999 sont insuffisantes ou lorsque des essais sur des prototypes permettent de réaliser des économies, le dimensionnement peut être effectué en partie sur la base d'essais.

NOTE : Certains des articles de la présente section peuvent également se révéler utiles dans les cas où il est nécessaire d'étudier la performance d'une structure existante.

(1 P Note) C Cette note vise essentiellement les cas où il est possible de faire des essais destructifs et statistiques sur des prélèvements effectués sur des parties répétitives de structures existantes.

2) P Les essais doivent être mis au point et soumis à évaluation de manière à ce que la structure présente le même niveau de fiabilité, pour tous les états-limites et situations de projet possibles, que celui obtenu à partir des règles de calcul spécifiées dans les ENV 1991 à 1999, y compris la présente Partie de l'ENV 1991.

3) Il convient que les échantillons à tester et les conditions des essais soient représentatifs.

4) Lorsque les ENV 1991 à 1999 comportent des marges implicites de sécurité pour des situations comparables, ces marges doivent être prises en compte pour l'évaluation des résultats d'essai et peuvent donner lieu à des corrections. L'effet de la résistance à la traction sur la résistance à la flexion de poutres en béton, habituellement négligé dans les calculs, en est un exemple.

(4) A Ajouter à la 3^e ligne, après «corrections», «de ces résultats».

8.2 Types d'essais

1) On distingue les types d'essais suivants :

- a) les essais destinés à déterminer directement la résistance ultime ou les propriétés d'aptitude au service d'éléments structuraux, par exemple les essais d'incendie ;
- b) les essais permettant de déterminer des propriétés spécifiques de matériaux, par exemple les essais de sols, in situ ou en laboratoire, les essais de matériaux nouveaux ;
- c) les essais destinés à réduire les incertitudes sur les paramètres des modèles de charge ou de résistance, par exemple les essais en soufflerie, les essais sur des prototypes de taille réelle ou sur des maquettes ;
- d) les essais permettant de contrôler la qualité des produits livrés ou l'homogénéité des caractéristiques de production, par exemple les essais sur éprouvettes de béton ;
- e) les essais effectués en cours d'exécution en vue de prendre en compte des conditions réelles, par exemple la précontrainte par post-tension ou l'état du terrain ;
- f) les essais de contrôle destinés à vérifier le comportement de la structure ou d'éléments structuraux après leur achèvement, par exemple les essais de chargement pour les états-limites ultimes ou les états-limites de service.

(1) f) A La réalisation d'essais de chargement pour contrôle vis-à-vis d'états-limites ultimes n'est possible que dans des cas exceptionnels et moyennant des précautions strictes. L'annexe D ne saurait autoriser à déroger aux réglementations en vigueur en France concernant de tels essais.

2) Les résultats des essais de type a), b) ou c) peuvent être disponibles au stade de la conception ; dans ces cas, les valeurs de calcul peuvent être obtenues à partir des essais. Pour les essais de type d), e) ou f), il se peut que les résultats ne soient pas disponibles au stade de la conception ; les valeurs de calcul correspondent alors à la partie de la production dont on attend qu'elle satisfasse, à un stade ultérieur, aux critères d'acceptation.

8.3 Détermination des valeurs de calcul

1) P La détermination par essais des valeurs de calcul pour une propriété de matériau, un paramètre de modèle ou une valeur de résistance peut se faire de l'une des façons suivantes :

- a) en déterminant une valeur caractéristique, qu'on divise par un coefficient partiel et éventuellement qu'on multiplie par un coefficient de conversion explicite ;
- b) par la détermination directe de la valeur de calcul, en prenant en compte implicitement ou explicitement les aspects de conversion et la fiabilité totale requise.

2) La méthode a) est celle qu'il convient généralement d'utiliser. Pour ce qui est de la détermination d'une valeur caractéristique à partir d'essais, il convient de prendre en compte :

- 1. la dispersion des données d'essais ;
- 2. l'incertitude statistique résultant d'un nombre limité d'essais ;
- 3. les facteurs de conversion implicites ou explicites résultant d'influences insuffisamment couvertes par les essais, comme :
 - i — les effets de la date et de la durée d'application des charges ;
 - ii — les effets d'échelle, de volumes et de longueur ;
 - iii — les distorsions dues aux conditions d'environnement, de chargement et de conditions aux limites ;
 - iv — la façon dont les coefficients de sécurité sont appliqués sous forme de coefficients partiels ou d'éléments additionnels pour déterminer les valeurs de calcul (voir 9.3).

Il convient de choisir le coefficient partiel utilisé dans la méthode a) de telle sorte qu'il y ait suffisamment de similitude entre les essais considérés et le champ d'application habituel du coefficient partiel utilisé pour les vérifications numériques (voir aussi 3.4).

3) Lorsque dans des cas spéciaux la méthode b) est utilisée, il convient de prendre en compte, pour la détermination des valeurs de calcul, les éléments suivants :

- les états-limites concernés ;
- le niveau de fiabilité requis ;
- les incertitudes statistiques et de modélisation ;
- la compatibilité avec les hypothèses pour le côté actions ;
- la classification de la durée d'utilisation de projet pour la structure concernée, conformément à la section 2 ;
- la connaissance préalable de cas ou de calculs similaires.

4) On peut trouver des informations complémentaires dans les ENV 1992 à 1999.

NOTE : Voir aussi les annexes A et D.

(4 Note) C Il suffit de se reporter directement à l'annexe D.
--

Section 9 Vérification par la méthode des coefficients partiels

9.1 Généralités

1) P Dans les ENV 1992 à 1999, on obtient la fiabilité rattachée au concept d'état-limite en appliquant la méthode des coefficients partiels. Par cette méthode, on vérifie que, dans toutes les situations de projet concernées, les états-limites ne sont pas dépassés lorsque les valeurs de calcul des actions, des propriétés de matériaux et des données géométriques sont introduites dans les modèles de calcul.

2) P Il faut, en particulier vérifier que :

- a) les effets des actions de calcul ne dépassent pas la résistance de calcul de la structure à l'état-limite ultime ;
- b) et que les effets des actions de calcul ne dépassent pas les critères de performance correspondant à l'état-limite de service.

D'autres vérifications peuvent également se révéler nécessaires pour des structures particulières, par exemple en ce qui concerne la fatigue. Des indications détaillées sont fournies dans les Parties concernées de l'ENV 1991 et des ENV 1992 à 1999.

NOTE : Voir aussi les annexes A et B.

3) P Les situations de projet retenues doivent être prises en compte et les cas de charge critiques identifiés. Pour chaque cas de charge critique, il faut déterminer les valeurs de calcul des effets des actions combinées.

4) Un cas de charge identifie les dispositions compatibles de charges, d'ensembles de déformations et d'imperfections à prendre en compte simultanément pour une vérification particulière.

5) Des règles concernant la combinaison d'actions indépendantes dans des situations de projet sont données dans la présente section. Il convient de ne pas prendre en compte dans une même combinaison les actions qui ne peuvent pas se produire simultanément, par exemple, pour des raisons physiques.

(4 et 5) C Lorsque des actions libres sont à considérer, les modalités de leur prise en compte simultanée sont définies pour les ensembles des combinaisons et des cas de charges associés. Voir par ailleurs 1.5.2.8 ci-dessus.

6) Une disposition de charge identifie l'emplacement, la grandeur et la direction d'une action libre. Les règles concernant les différentes dispositions pour une action individuelle sont données dans les ENV 1991-2, 1991-3 et 1991-4.

7) Il convient de considérer la possibilité d'écarts par rapport aux directions ou aux emplacements prévus pour les actions.

(6 et 7) C Pour les actions libres décrites dans les autres Parties de l'EC 1, les dispositions de charge qui y sont définies donnent le moyen d'appliquer la section 7. Lorsqu'il y a lieu, des dispositions de charge inégalement probables sont associées à différentes valeurs représentatives.

8) Les valeurs de calcul utilisées pour différents états-limites peuvent être différentes ; elles sont spécifiées dans la présente section.

9.2 Limitations et simplifications

1) Les Règles d'application de l'ENV 1991-1 sont limitées aux états-limites ultimes et aux états-limites de service des structures soumises à des charges statiques. Ceci couvre les cas où les effets dynamiques sont déterminés à l'aide de charges quasi-statiques équivalentes et de coefficients de majoration dynamique, par exemple pour le vent. Des modifications concernant l'analyse non-linéaire et la fatigue sont exposées dans d'autres Parties de l'ENV 1991 et dans les ENV 1992 à 1999.

2) Il est possible de recourir à une vérification simplifiée fondée sur le concept d'état-limite :

- en ne prenant en compte que les états-limites et les combinaisons de charges dont on sait, par expérience ou à partir de critères particuliers, qu'ils peuvent être critiques pour le dimensionnement ;
- en effectuant une vérification simplifiée pour les états-limites ultimes et/ou les états-limites de service, telle que spécifié pour les bâtiments en 9.4.5 et 9.5.5 ;
- en spécifiant des règles de dispositions constructives et/ou des dispositions permettant de satisfaire, sans passer par des calculs, les exigences en matière de sécurité et d'aptitude au service.

NOTE : Pour les cas où les ENV 1991 à 1999 ne fournissent pas de règles adéquates en matière de vérification, notamment pour les nouveaux matériaux, les structures particulières, les états-limites inhabituels, l'annexe A donne des indications. Dans les cas où les Eurocodes donnent des règles adéquates, on peut considérer que l'annexe A fournit des informations d'arrière-plan.

9.3 Valeurs de calcul

9.3.1 Valeurs de calcul des actions

1) La valeur de calcul F_d d'une action s'exprime sous forme générale par :

$$F_d = \gamma_F F_{rep} \quad (9.1)$$

où :

γ_F est le coefficient partiel de l'action considérée, qui tient compte :

- de la possibilité d'écarts défavorables au niveau des actions ;
- de la possibilité d'une modélisation imprécise des actions ;
- des incertitudes relatives à l'évaluation des effets des actions ;

F_{rep} est la valeur représentative de l'action.

(1 P) I Cette clause est à considérer comme Règle d'application et non comme Principe.

(1 P) C Elle fait en effet l'objet d'exceptions (par exemple actions dues à la pression de l'eau et certaines actions dynamiques).

2) Selon le type de vérification et les procédures de combinaison, les valeurs de calcul des actions particulières s'expriment comme suit :

$$\begin{aligned} G_d &= \gamma_G G_k \text{ ou } G_k \\ Q_d &= \gamma_Q Q_k, \gamma_Q \psi_0 Q_k, \psi_1 Q_k, \psi_2 Q_k \text{ ou } Q_k \\ A_d &= \gamma_A A_k \text{ ou } A_k \\ P_d &= \gamma_p P_k \text{ ou } P_k \\ A_{Ed} &= A_{Ed} \end{aligned} \quad (9.2)$$

2) C En ce qui concerne la signification et l'usage de A_{Ek} et A_{Ed} se reporter en 1.5 à l'EC 1-1 définitif et à l'EC 8 DAN.

3) P Lorsqu'il est nécessaire de distinguer les effets favorables d'actions permanentes de leurs effets défavorables, deux coefficients partiels différents doivent être utilisés.

3)P A Cependant, lorsqu'en application de 4.2 3) à 6) deux valeurs caractéristiques $G_{b,sup}$ et $G_{k,inf}$ sont distinguées, une partie ou même parfois la totalité de la marge nécessaire de sécurité est incluse dans ces valeurs.

4) Pour les actions sismiques, la valeur de calcul peut dépendre des caractéristiques du comportement structural (voir l'ENV 1998).

9.3.2 Valeurs de calcul des effets des actions

1) P Les effets des actions (E) sont les réponses de la structure aux actions (par exemple les forces internes et les moments, les contraintes, les déformations unitaires et les déplacements). Pour un cas de charge spécifique, la valeur de calcul de l'effet des actions (E_d) se détermine à partir des valeurs de calcul des actions, des données géométriques et, le cas échéant, des propriétés des matériaux :

$$E_d = E(F_{d1}, F_{d2}, \dots, a_{d1}, a_{d2}, \dots, X_{d1}, X_{d2}, \dots) \quad (9.3)$$

où :

$F_{d1}, \dots, a_{d1}, \dots$ et $X_{d1}, \dots$ sont choisis conformément à 9.3.1, 9.3.2 et 9.3.4, respectivement.

1 P) I Ce paragraphe est à considérer comme Règle d'application et non comme Principe.

1P) C En effet le paragraphe 9.3.2 2) déroge à ce paragraphe.

2) Dans certains cas, en particulier pour l'analyse non-linéaire, il convient de prendre en compte de façon explicite les effets des incertitudes relatives aux modèles utilisés pour les calculs. Ceci peut conduire à l'application d'un coefficient d'incertitude de modélisation, γ_{sd} , appliqué soit aux actions, soit à leurs effets, en adoptant le moyen qui procure le plus de sécurité. Le coefficient γ_{sd} peut représenter des incertitudes du modèle d'action, et/ou du modèle de l'effet.

2) A En cas d'introduction d'un coefficient séparé γ_{sd} , on désigne par γ_f en général (γ_g ou γ_q) les coefficients partiels appliqués aux actions, et on appelle valeurs de calcul des actions les produits des valeurs représentatives par γ_f (non par γ_F).

3) Pour une analyse non-linéaire, c'est-à-dire lorsque l'effet n'est pas proportionnel à l'action, il est possible, dans le cas où une action unique est prédominante, d'appliquer les règles simplifiées ci-dessous :

- a) lorsque l'effet augmente davantage que l'action, le coefficient partiel s'applique à la valeur représentative de l'action ;
- b) lorsque l'effet augmente moins que l'action, le coefficient partiel s'applique à l'effet de la valeur représentative de l'action.

Dans d'autres cas, il est nécessaire d'utiliser des méthodes plus élaborées qui sont définies dans les Eurocodes concernés (par exemple pour les structures précontraintes).

9.3.3 Valeurs de calcul des propriétés de matériaux

- 1) P La valeur de calcul X_d d'une propriété de matériau ou de produit se définit généralement par :

$$X_d = \eta X_k / \gamma_M \text{ ou } X_d = X_k / \gamma_M \quad (9.4)$$

où :

γ_M est le coefficient partiel pour la propriété du matériau ou du produit, donné dans les ENV 1992 à 1999 et qui recouvre :

- les écarts défavorables par rapport aux valeurs caractéristiques ;
- les imprécisions des coefficients de conversion ;
- les incertitudes concernant les propriétés géométriques et les modèles de résistance ;

η est le coefficient de conversion qui tient compte de l'effet de la durée de la charge, des effets de volume et d'échelle, des effets de l'humidité, de la température, etc.

Dans certains cas, la conversion est prise en compte implicitement par la valeur caractéristique elle-même ou par γ_M .

C À titre d'exemples, des coefficients de conversion sont utilisés, explicitement ou implicitement :

- pour transformer la résistance du béton mesurée sur des cubes en résistance mesurée sur cylindres ;
- implicitement, par inclusion dans le coefficient γ_c , pour transformer la résistance du béton mesurée sur éprouvettes dans des conditions normalisées, en résistance du béton dans la structure ;
- explicitement, sous forme du coefficient de réduction 0,85, pour transformer la résistance instantanée du béton en résistance sous charge soutenue.

Se référer à ce sujet aux divers EC-DAN et aux documents explicatifs correspondants.

9.3.4 Valeurs de calcul des données géométriques

- 1) P Les valeurs de calcul des données géométriques sont généralement représentées par les valeurs nominales :

$$a_d = a_{nom} \quad (9.5)$$

Les ENV 1992 à 1999 présentent des spécifications supplémentaires quand il y a lieu.

- 2) P Dans certains cas où les écarts sur des données géométriques ont un effet significatif sur la fiabilité d'une structure, les valeurs de calcul géométriques sont définies par :

$$a_d = a_{nom} + \Delta_a \quad (9.6)$$

où :

Δ_a tient compte de l'éventualité d'écarts défavorables par rapport aux valeurs caractéristiques.

Δ_a n'est introduit que lorsque l'influence des écarts est critique, par exemple pour des imperfections dans l'analyse du flambage. Des valeurs de Δ_a figurent dans les ENV 1992 à 1999.

9.3.5 Résistance de calcul

1) P Les valeurs de calcul pour les propriétés des matériaux, les données géométriques et les effets des actions, le cas échéant, doivent être utilisées pour déterminer la résistance de calcul R_d à partir de :

$$R_d = R(a_{d1}, a_{d2} \dots, X_{d1}, X_{d2} \dots) \quad (9.7)$$

où :

les valeurs des a_d sont définies en 9.3.4 et celles des X_d en 9.3.3.

2) Les formules opérationnelles de vérification, basées sur le principe de l'expression (9.7), peuvent prendre l'une des formes suivantes :

$$R_d = R \left\{ \frac{X_k}{\gamma_M}, a_{nom} \right\} \quad (9.7a)$$

$$R_d = R \left\{ X_k, a_{nom} \right\} / \gamma_R \quad (9.7b)$$

$$R_d = R \left\{ \frac{X_k}{\gamma_M}, a_{nom} \right\} / \gamma_{rd} \quad (9.7c)$$

où :

γ_R est un coefficient partiel de résistance ;

γ_m est un coefficient de matériau ; et

γ_{rd} couvre les incertitudes du modèle de résistance et des propriétés géométriques.

NOTE : Voir l'annexe A pour information complémentaire.

2) C Pour l'application de ces diverses formules aux Eurocodes, se référer dans l'annexe A au paragraphe A.4 -4b), et aux Eurocodes qui y sont cités.

3) La résistance de calcul peut aussi être obtenue directement à partir de la valeur caractéristique de la résistance d'un produit, sans détermination explicite des valeurs de calcul des variables de base individuelles, à partir de :

$$R_d = R_k / \gamma_R \quad (9.7d)$$

Ceci s'applique aux éléments métalliques, aux pieux, etc., et est souvent utilisé simultanément avec un recours à l'expérimentation pour le dimensionnement.

9.4 États-limites ultimes

9.4.1 Vérification de l'équilibre statique et de la résistance

C Dans de nombreux cas d'autres types d'équations d'états-limites sont à prendre en compte. Tel est le cas par exemple pour les états-limites d'instabilité de forme et pour les règles de vérification en capacité (on vérifie qu'une résistance est supérieure à une autre. Voir exemples dans l'EC 8).

1) P Lorsque l'on considère un état-limite d'équilibre statique ou de déplacement global de la structure en tant que corps rigide, il faut vérifier que :

$$E_{d,dst} \leq E_{d,stb} \quad (9.8)$$

où :

$E_{d,dst}$ est la valeur de calcul de l'effet des actions déstabilisatrices ;

$E_{d,stb}$ est la valeur de calcul de l'effet des actions stabilisatrices.

Dans certains cas, il peut être nécessaire de remplacer l'expression (9.8) par une formule d'interaction.

2) P Lorsque l'on considère un état-limite de rupture ou de déformation excessive d'une section, d'un élément ou d'un assemblage, il faut vérifier que :

$$E_d \leq R_d \quad (9.9)$$

où :

E_d est la valeur de calcul de l'effet des actions tel qu'une force interne, un moment ou une combinaison d'une ou plusieurs forces et/ou moments ;

R_d est la résistance de calcul correspondante, donnant à toutes les propriétés structurales leurs valeurs de calcul respectives

Dans certains cas, il peut être nécessaire de remplacer l'expression (9.9) par une formule d'interaction. Les cas de charge à considérer sont identifiés comme décrit en 9.1.

2P) C Il y a lieu de comprendre par «formule d'interaction» qu'un vecteur sollicitant, par exemple moment et effort normal, ou une combinaison des contraintes correspondantes, doit se trouver à l'intérieur d'un domaine de sécurité, ou qu'une formule est donnée garantissant qu'il en est bien ainsi (voir par exemple dans l'EC 3 le critère de von Mises).

9.4.2 Combinaisons d'actions

A Dans de nombreux cas, les règles de combinaison sont applicables non pas au niveau des actions, mais au niveau de leurs effets. Voir à ce sujet les règles particulières contenues dans les autres Eurocodes.

NOTE : Des erreurs matérielles dans la version anglaise finale du paragraphe 9.4.2.

C Des précisions sur les actions à considérer comme simultanées sont données dans d'autres Parties de cet Eurocode et dans d'autres Eurocodes et les DAN correspondants.

1) P Pour chaque cas de charge critique, il convient de déterminer les valeurs de calcul des effets des actions (E_d) en combinant, de la façon suivante, les valeurs des actions qui se produisent simultanément :

a) situations durables et transitoires : Valeurs de calcul des actions permanentes et de l'action variable dominante, et valeurs de combinaison de calcul des autres actions ;

b) situations accidentelles : Valeurs de calcul des actions permanentes avec valeur fréquente de l'action variable dominante, valeurs quasi-permanentes des autres actions variables et s'il y a lieu valeur de calcul d'une action accidentelle ;

(1P b) C Pour l'explication de «s'il y a lieu» dans le cas des situations accidentelles, se reporter en 9.4.2 4).

c) situation sismique : Valeurs caractéristiques des actions permanentes avec valeurs quasi-permanentes des autres actions variables et valeur de calcul des actions sismiques.

(1P c) I Remplacer «autres actions variables» par «actions variables» (voir 4.1.4)).

- 2) Lorsque l'action dominante n'est pas évidente, il convient de considérer que chaque action variable est, à son tour, l'action dominante.
- 3) La procédure de combinaison ci-dessus est représentée au tableau 9.1.

Tableau 9.1 : Valeurs de calcul des actions, à utiliser pour les combinaisons d'actions

Situation de projet	Actions permanentes G_d	Actions variables indépendantes Q_d		Actions accidentelles et sismiques Actions A_d
		Dominantes	Autres	
Durable et transitoire	$\gamma_G G_k (\gamma_P P_k)$	$\gamma_{Q1} Q_{k1}$	$\gamma_{Qi} \Psi_{0i} Q_{ki}$	$\gamma_A A_k$ ou A_d $\gamma_I A_{Ed}$
Accidentelle	$\gamma_{GA} G_k (\gamma_{PA} P_k)$	$\Psi_{11} Q_{k1}$	$\Psi_{2i} Q_{ki}$	
Sismique	G_k		$\Psi_{2i} Q_{ki}$	

Les combinaisons peuvent être représentées symboliquement de la façon suivante :

- a) situations de projet durables et transitoires pour vérification des états-limites ultimes autres que ceux liés à la fatigue :

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_P P_k + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} \Psi_{0i} Q_{ki} \quad (9.10)$$

NOTE : Cette règle de combinaison est un amalgame de deux combinaisons de charges distinctes.

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_P P_k + \gamma_{Q1} \Psi_{01} Q_{k1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} \Psi_{0i} Q_{ki} \quad (9.10a)$$

$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_P P_k + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} \Psi_{0i} Q_{ki} \quad (9.10b)$$

$[\xi]$ est un coefficient de réduction de γ_{Gj} compris entre 0,85 et 1. Il est possible d'appliquer la plus défavorable des expressions (9.10a) et (9.10b), au lieu d'appliquer l'expression (9.10), sous réserve des conditions définies par les documents nationaux d'application.

A L'usage des formules 9.10 a) et b) en remplacement de la formule 9.10 ne permettrait pas toujours de considérer qu'un certain nombre d'états-limites de service sont couverts indirectement par les vérifications relatives aux états-limites ultimes, comme ils le sont actuellement. En conséquence, cet usage ne peut être admis sans que soient explicitement et contractuellement spécifiées les précautions supplémentaires qui seraient prises en matière de vérifications vis-à-vis d'états-limites de service.

C Au stade actuel des valeurs différentes ont été choisies dans les divers ENV-DAN pour le facteur γ_{Qi} . Bien qu'il apparaisse que dans de nombreux cas des valeurs assez proches de 1 soient suffisantes, il n'existe aucune base de choix d'une valeur unique. Il semble d'autre part que la valeur numérique de ce facteur ait en général très peu d'influence sur les dimensionnements des structures. La simplification consistant à prendre dans toute combinaison $\gamma_{Qi} = \gamma_{Q1}$ paraît en général acceptable. Voir à ce sujet les prochains ENV-DAN.

- b) Combinaisons pour les situations de projet accidentelles :

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{GAj} G_{kj} + \gamma_{PA} P_k + A_d + \Psi_{11} Q_{k1} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2i} Q_{ki} \quad (9.11)$$

c) Combinaison pour la situation de projet sismique :

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} \text{ "+" } P_k \text{ "+" } \gamma_l A_{Ed} \text{ "+" } \sum_{i \geq 1} \Psi_{2i} Q_{ki} \quad (9.12)$$

où :

"+" signifie «doit être combiné à» ;

Σ signifie «l'effet combiné de» ;

G_{kj} valeurs caractéristiques des actions permanentes ;

P_k valeur caractéristique d'une action de précontrainte ;

Q_{k1} valeur caractéristique de l'action variable dominante 1 ;

Q_{ki} valeur caractéristique des autres actions variables ;

A_d valeur de calcul de l'action accidentelle ;

A_{Ed} valeur de calcul d'une action sismique ;

γ_{Gj} coefficient partiel pour l'action permanente j ;

γ_{GAj} comme γ_{Gj} , mais pour les situations de projet accidentelles ;

γ_P coefficient partiel pour les actions de précontrainte ;

γ_{PA} comme γ_P , mais pour les actions accidentelles ;

γ_{Qi} coefficient partiel pour l'action variable i ;

γ_l coefficient d'importance (voir l'ENV 1998) ;

Ψ coefficients définis en 4.3.

c) A Dans la combinaison (9.12) l'expression $\gamma_l A_{Ed}$ est à remplacer par la valeur de calcul de l'action sismique telle que définie dans l'EC 8 DAN. Pour la définition de la valeur représentative de la précontrainte à introduire dans cette combinaison, se reporter aussi à l'EC 8 DAN.

c) C En règle générale, et comme indiqué en 9.3.1 et 9.3.2, les valeurs de calcul des effets des actions sont à calculer à partir des valeurs de calcul des actions, dans lesquelles les coefficients γ correspondant aux actions sont déjà inclus (il n'y a pas lieu d'appeler valeurs de calcul des valeurs restant à multiplier par certains coefficients γ).

4) Pour les situations de calcul accidentelles, les combinaisons incluent une action accidentelle explicite A (par exemple un incendie ou un choc) ou font référence à une situation faisant suite à un événement accidentel ($A = 0$). Pour les situations d'incendie, si l'on excepte l'effet de la température sur les propriétés des matériaux, A_d fait référence à la valeur de calcul de l'action thermique indirecte.

5) Les expressions (9.10) à (9.11) peuvent être appliquées aussi bien aux actions qu'à leurs effets ; se reporter en 9.3.2 3) pour l'analyse non-linéaire.

6) Lorsque les composantes d'une force vectorielle sont partiellement corrélées, les coefficients de toute composante favorable peuvent être réduits de [20 %].

6) C Ceci peut s'appliquer en particulier à l'effort normal de compression, lorsqu'il est favorable, dans un poteau en béton armé. Voir à ce sujet l'ENV 1992-1.1 DAN. Il est toujours dans le sens de la sécurité de procéder à cette réduction.

- 7) Il convient de prendre en compte les déformations imposées, lorsqu'il y a lieu.
- 8) Dans certains cas, les expressions (9.10) à (9.12) doivent être modifiées ; des règles détaillées à ce sujet sont données dans les Parties concernées des ENV 1991 à 1999.

9.4.3 Coefficients partiels

- 1) P Dans les cas de charge concernés, les actions permanentes qui accroissent l'effet des actions variables (c'est-à-dire celles qui ont des effets défavorables) doivent être représentées par leurs valeurs de calcul supérieures et celles qui réduisent l'effet des actions variables (c'est-à-dire celles qui ont des effets favorables) par leurs valeurs de calcul inférieures.
- 2) P Dans les cas où les résultats d'une vérification sont susceptibles d'être très sensibles aux variations de grandeur d'une action permanente en divers points de la structure, les parties défavorable et favorable de cette action doivent être considérées comme des actions distinctes. Ceci est tout particulièrement vrai pour la vérification de l'équilibre statique.
- 3) Pour les structures de bâtiments, les coefficients partiels pour les états-limites ultimes dans les situations de projet durables, transitoires et accidentelles sont donnés au tableau 9.2. Ces valeurs reposent sur des considérations théoriques, l'expérience et des calculs a posteriori sur des projets existants.

NOTE : Ces valeurs peuvent être employées pour le calcul des silos traités dans l'ENV 1991-4.

3) C Les valeurs données dans le tableau 9.2 ne sont données que pour les structures de bâtiments, et ne sont applicables qu'en l'absence d'invalidation ou d'affinement dans les autres Eurocodes et les DAN correspondants. Elles ne constituent en effet qu'un canevas général qui ne peut couvrir tous les cas, même pour les seuls bâtiments.

En ce qui concerne les silos, mentionnés dans la Note, il est en fait possible d'envisager une nette différenciation de la sécurité par le moyen des coefficients partiels γ_F , par rapport aux valeurs indiquées au tableau 9.2. Les facteurs suivants sont à considérer :

- les conséquences d'une défaillance. Souvent la sécurité des personnes n'est pas en jeu sous l'effet des charges dues aux matières ensilées et, en général il n'y a pas de commune mesure entre un petit silo agricole et un grand silo intégré dans un processus industriel ;
- les responsabilités acceptées par le maître d'ouvrage en matière de contrôle des produits ensilés ;
- les justifications expérimentales directes ;
- des considérations propres au type de silo.

Tableau 9.2 : Coefficients partiels — États-limites ultimes pour les bâtiments

Cas ¹⁾	Action	Symbole	Situations	
			P/T	A
Cas A Perte d'équilibre statique ; résistance du matériau structural ou du sol non significative (voir 9.4.1)	Actions permanentes : poids propre des éléments structuraux et non structuraux, actions permanentes causées par le sol, l'eau souterraine et la nappe libre			
	— défavorables	$\gamma_{Gsup}^{4)}$	[1,10] ²⁾	[1,00]
	— favorables	$\gamma_{Ginf}^{4)}$	[0,90] ²⁾	[1,00]
	Actions variables			
	— défavorables	γ_Q	[1,50]	[1,00]
	Actions accidentelles	γ_A		[1,00]
Cas B ⁵⁾ Défaillance de la structure ou d'éléments structuraux, y compris ceux des semelles, pieux, murs de soubassement, etc., due à un manque de résistance du matériau structural (voir 9.4.1)	Actions permanentes ⁶⁾ (voir ci-dessus)			
	— défavorables	$\gamma_{Gsup}^{4)}$	[1,35] ³⁾	[1,00]
	— favorables	$\gamma_{Ginf}^{4)}$	[1,00] ³⁾	[1,00]
	Actions variables			
	— défavorables	γ_Q	[1,50]	[1,00]
	Actions accidentelles	γ_A		[1,00]
Cas C ⁵⁾ Défaillance du sol	Actions permanentes (voir ci-dessus)			
	— défavorables	$\gamma_{Gsup}^{4)}$	[1,00]	[1,00]
	— favorables	$\gamma_{Ginf}^{4)}$	[1,00]	[1,00]
	Actions variables			
	— défavorables	γ_Q	[1,30]	[1,00]
	Actions accidentelles	γ_A		[1,00]
P — Situation durable		T — Situation transitoire	A — Situation accidentelle	
1) Il convient de vérifier séparément le dimensionnement pour chacun des cas A, B et C à considérer. 2) Lors de cette vérification, la valeur caractéristique de la partie défavorable de l'action permanente est multipliée par le coefficient [1,1] et la partie favorable par le coefficient [0,9]. Des règles plus élaborées se trouvent dans les ENV 1993 et 1994. 3) Dans cette vérification, les valeurs caractéristiques de toutes les actions permanentes d'une même origine sont multipliées par [1,35] si l'effet total résultant est défavorable et par [1,0] s'il est favorable. 4) Dans les cas où l'état-limite est très sensible aux variations des actions permanentes, il convient de prendre les valeurs caractéristiques inférieure et supérieure de ces actions, conformément à 4.2 3). 5) Dans les cas B et C, les valeurs de calcul des propriétés du sol peuvent être différentes. Voir l'ENV 1997-1-1. 6) Au lieu d'utiliser γ_G (1,35) et γ_Q (1,50) pour les actions de pression latérale du sol, les valeurs de calcul des propriétés du sol peuvent être introduites conformément à l'ENV 1997, un coefficient de modèle γ_{Sd} étant appliqué.				

A1 Sauf en cas de règle particulière contraire (voir l'EC 7 et le DAN correspondant) il y a lieu de considérer que la défaillance de l'interface entre fondation et sol (par exemple à la périphérie de pieux) entre dans le cas C.

C1 Les indications 1) et 5) données à la suite du tableau ont un caractère provisoire. Elles s'expliquent en partie par le fait que les problèmes d'interaction sol-structure ne sont pas traités dans les EC actuels. Dans l'immédiat, pour l'application du cas C, voir l'EC 7 et le DAN correspondant, et s'il y a lieu les EC de projet.

A2 Lorsqu'une action variable favorable a une valeur minimale non nulle (le cas ne peut se présenter que pour une action non intermittente telle que celles de la température ou de certaines pressions d'eau, dans certains cas), les méthodes suivantes peuvent être utilisées dans les cas où une grande précision n'est pas nécessaire :

- ou bien cette valeur minimale est bornée, et elle peut alors être introduite directement comme valeur de calcul avec $\gamma_Q = 1$;
- ou, dans le cas contraire, la valeur quasi-permanente de l'action est introduite comme action permanente favorable avec le coefficient γ_{Ginf} , et la différence entre cette valeur et la valeur caractéristique minimale est introduite comme action variable défavorable (normalement avec $\gamma_Q = 1,50$).

C2 En de tels cas, l'effet global étant une différence de forte sensibilité aux variations des actions individuelles, des études plus affinées des coefficients partiels à utiliser peuvent être nécessaires.

A3 En ce qui concerne les valeurs à donner au coefficient partiel γ_p et les valeurs représentatives de la précontrainte auxquelles les appliquer, se reporter aux EC appropriés.

[D'autres commentaires du tableau 9.2 sont-ils à développer dans le DAN, par exemple à propos de l'équilibre statique ?]

9.4.4 Coefficients Ψ

A Les valeurs des coefficients ψ données dans ce paragraphe ne sont applicables qu'en l'absence d'autres valeurs données dans les autres parties de l'EC1, dans les autres EC et dans les DAN correspondants.

C En effet :

- des valeurs différentes des coefficients ψ_0 peuvent devoir être fixées selon l'action de base de la combinaison et par voie de conséquence pour des constructions de natures différentes ; le fait de considérer deux actions comme non simultanées équivaut à considérer qu'en ce cas $\psi_0 = 0$;
- pour les actions climatiques les valeurs de ψ_1 et parfois de ψ_2 peuvent dépendre du climat local ; en revanche, en l'absence d'autres valeurs données dans les parties d'Eurocodes applicables à d'autres ouvrages que les bâtiments, les valeurs des coefficients ψ_1 et ψ_2 données ici sont applicables pour ces ouvrages.

1) Les coefficients Ψ pour les bâtiments sont donnés au tableau 9.3. Pour les autres applications, se reporter aux Parties correspondantes de l'ENV 1991.

Tableau 9.3 : Coefficients Ψ pour les bâtiments

Action	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Charges d'exploitation des bâtiments ¹⁾			
— Catégorie A — d'habitation, résidentiels	[0,7]	[0,5]	[0,3]
— Catégorie B — bureaux	[0,7]	[0,5]	[0,3]
— Catégorie C — lieux de réunion	[0,7]	[0,7]	[0,6]
— Catégorie D — commerces	[0,7]	[0,7]	[0,6]
— Catégorie E — stockage	[1,0]	[0,9]	[0,8]
Charges dues à la circulation dans les bâtiments			
— Catégorie F — véhicules de poids ≤ 30 kN	[0,7]	[0,7]	[0,6]
— Catégorie G — véhicules de poids compris entre 30 kN et 160 kN	[0,7]	[0,5]	[0,3]
— Catégorie H — Toits	[0]	[0]	[0]
Charges dues à la neige sur les bâtiments	[0,6] ²⁾	[0,2] ²⁾	[0] ²⁾
Charges dues au vent sur les bâtiments	[0,6] ²⁾	[0,5] ²⁾	[0] ²⁾
Température (hors incendie) dans les bâtiments ³⁾	[0,6] ²⁾	[0,5] ²⁾	[0] ²⁾
1) Pour les combinaisons de charges d'exploitation dans les bâtiments à plusieurs étages, voir l'ENV 1991-2-1. 2) Des modifications peuvent être nécessaires en fonction des régions géographiques. 3) Voir l'ENV 1991-2-5.			

(1) I La valeur encadrée de ψ_1 pour les charges dues au vent sur les bâtiments est ramenée à 0,2 (au lieu de 0,5 indiqué dans le tableau).

(1) C Les valeurs indiquées de ψ_2 pour les charges dans les bâtiments peuvent devoir être réduites dans certains cas, en particulier pour ne pas sous-estimer les flèches vers le haut des planchers précontraints. Voir à ce sujet 4.3.6) C et 4.3.7).

9.4.5 Vérification simplifiée des structures de bâtiments

A Les règles données dans ce paragraphe ne sont applicables que si le marché le prévoit, ou pour démontrer que les vérifications correspondantes ne déterminent pas le dimensionnement.

C Un dimensionnement basé sur ces règles est généralement plus onéreux que celui obtenu par les règles générales données dans les articles précédents. Inversement, dans le cas des charges de stockage, il peut être du côté de l'insécurité. Enfin ces règles sont mal adaptées au cas C du tableau 9.2 et n'envisagent pas le cas d'actions et situations accidentelles.

1) Pour les situations durables et transitoires, la procédure décrite en 9.4.2 peut être simplifiée par la prise en compte de la plus défavorable des combinaisons suivantes :

a) situations de projet avec une seule action variable $Q_{k,1}$:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + [1,5] Q_{k,1} \quad (9.13)$$

b) situations de projet avec deux actions variables $Q_{k,i}$ ou davantage :

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + [1,35] \sum_{i \geq 1} Q_{k,i} \quad (9.14)$$

Dans ce cas, il convient de vérifier aussi l'effet des actions pour l'action variable dominante en utilisant l'expression (9.13).

2) Les valeurs de γ_G sont celles données dans le tableau 9.2

9.4.6 Coefficients partiels de sécurité pour les matériaux

1) Les coefficients partiels de sécurité relatifs aux propriétés des matériaux et des produits sont donnés dans les ENV 1992 à 1999.

9.5 États-limites de service

9.5.1 Vérification de l'aptitude au service

1) Il faut vérifier que :

$$E_d \leq C_d \quad (9.15)$$

où :

C_d valeur nominale ou fonction de certaines valeurs de calcul des propriétés des matériaux liées aux effets de calcul des actions considérées ;

E_d valeur de calcul de l'effet des actions (par exemple déplacement ou accélération) déterminée sur la base de l'une des combinaisons définies en 9.5.2.

NOTE : Pour C_d , des indications peuvent être trouvées dans les ENV 1992 à 1999.

1) C1 L'exigence relative aux vibrations peut concerner, selon le cas, soit l'amplitude des déformations, soit l'accélération induite. Elle peut aussi concerner la fréquence d'excitation et fait en ce cas l'objet d'une vérification indirecte sans référence à une équation de type (9-15).

1) C2 Pour les bâtiments, des valeurs de C_d sont données dans le BAEL.

9.5.2 Combinaison d'actions

1) La combinaison d'actions à prendre en compte pour les états-limites de service dépend de la nature de l'effet des actions qui fait l'objet de la vérification, par exemple selon qu'il est irréversible, réversible ou à long terme. Trois combinaisons désignées par la valeur représentative de l'action dominante sont définies au tableau 9.4.

Tableau 9.4 : Valeurs de calcul des actions, à utiliser dans la combinaison d'actions

Combinaison	Actions permanentes G_d	Actions variables Q_d	
		Dominantes	Autres
Caractéristique (rare)	$G_k (P_k)$	Q_{k1}	$\Psi_{0i} Q_{ki}$
Fréquente	$G_k (P_k)$	$\Psi_{11} Q_{k1}$	$\Psi_{2i} Q_{ki}$
Quasi-permanente	$G_k (P_k)$	$\Psi_{21} Q_{k1}$	$\Psi_{2i} Q_{ki}$
NOTE : Sauf spécification contraire, pour les états-limites de service, les coefficients partiels (d'aptitude au service) γ_G et γ_Q ont pour valeur 1,0.			

2) Trois combinaisons d'actions pour états-limites de service sont définies symboliquement par les expressions suivantes :

2) C Pour l'usage des diverses sortes de combinaisons, se reporter en 3.3. 3) à 3.3.5) C.
Par ailleurs l'attention est appelée sur le fait que pour des situations transitoires les valeurs représentatives à porter dans les combinaisons peuvent être numériquement différentes de ce qu'elles sont pour les situations durables.

a) combinaison caractéristique (rare) :

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + Q_{k1} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{0i} Q_{ki} \quad (9.16)$$

(2a) C L'appellation «combinaison caractéristique» est désormais seule à utiliser, le terme «rare» étant maintenant réservé à d'autres usages (voir 3.3.3) C et 4.3.8) C).

b) combinaison fréquente :

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + \Psi_{1,1} Q_{k1} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2i} Q_{ki} \quad (9.17)$$

c) combinaison quasi-permanente :

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2i} Q_{ki} \quad (9.18)$$

dont la notation est définie en 1.6 et 9.4.2.

3) Il convient de prendre en compte les déformations imposées lorsqu'il y a lieu.

4) Dans certains cas, les expressions (9.16) à (9.18) peuvent devoir être modifiées ; des règles détaillées à ce sujet sont données dans les Parties concernées des ENV 1991 à 1999.

9.5.3 Coefficients partiels

Les coefficients partiels pour les états-limites de service sont égaux à [1,0], sauf spécification contraire, par exemple dans les ENV 1992 à 1999.

9.5.4 Coefficients Ψ

Les valeurs des coefficients Ψ sont données au tableau 9.3.

9.5.5 Vérification simplifiée des structures de bâtiments

1) Pour les structures de bâtiments, la combinaison caractéristique (rare) peut être simplifiée jusqu'à donner les expressions suivantes, qui peuvent également se substituer à la combinaison fréquente :

a) situations de projet avec une seule action variable Q_{k1} :

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} \text{ ''+'' } Q_{k1} \quad (9.19)$$

1) A et C Pour l'application éventuelle de cette clause, se reporter en 9.4.5 A et C.

b) situations de projet avec deux actions variables Q_{k1} ou davantage :

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} \text{ ''+'' } [0,9] \sum_{i \geq 1} Q_{ki} \quad (9.20)$$

Dans ce cas, il convient de vérifier aussi l'effet des actions pour l'action variable dominante en utilisant l'expression (9.19).

2) Lorsque des règles simplifiées sont fournies pour les états-limites de service, il n'est pas nécessaire d'effectuer des calculs détaillés faisant intervenir des combinaisons d'actions.

9.5.6 Coefficients partiels pour les matériaux

Les coefficients partiels relatifs aux propriétés des matériaux et des produits sont donnés dans les ENV 1992 à 1999.

Annexe A

(informative)

Méthode des coefficients partiels

A.1 Généralités

1) La présente annexe fournit des informations et le contexte théorique de la Méthode des coefficients partiels, telle qu'elle est présentée en section 9. Elle constitue également une introduction à l'annexe D : Dimensionnement assisté par l'expérimentation. On peut recourir aux informations contenues dans ces annexes si l'on considère que les règles de vérification des ENV 1991 à 1999 ne conviennent pas au cas étudié.

1) A Dans les seuls cas où les règles en vigueur en France, basées ou non sur les Eurocodes, ne couvrent pas bien un problème particulier, il peut, dans la mesure strictement indispensable, être fait usage de cette annexe, sous réserve des additions et modifications définies dans le présent DAN. En cas de problème répétitif, la procédure de l'Agrément Technique sera normalement suivie.

2) La méthode des coefficients partiels sert à vérifier que les états-limites concernés ne sont pas dépassés, connaissant les valeurs de calcul des actions, des résistances et des données géométriques. Les valeurs de calcul sont les produits ou les quotients des valeurs caractéristiques, des coefficients partiels appropriés et des valeurs Ψ , comme indiqué de 9.3 à 9.5. En général, les coefficients partiels sont supposés tenir compte :

- des écarts défavorables par rapport aux valeurs représentatives ;
- des imprécisions dans les modèles d'actions et les modèles structuraux ;
- des imprécisions dans les coefficients de conversion.

3) En principe, la valeur des coefficients partiels devrait dépendre des degrés d'incertitude des actions, des résistances, des grandeurs géométriques et des modèles ainsi que de la nature de la construction et de la classe d'état-limite.

4) Il existe en principe deux façons de déterminer les valeurs numériques des coefficients partiels :

- a) la première consiste à calibrer les coefficients par rapport aux règles depuis longtemps éprouvées de la construction traditionnelle. C'est le principe qui sous-tend la plupart des coefficients proposés dans les Eurocodes actuellement disponibles ;
- b) la deuxième est fondée sur l'évaluation statistique de données expérimentales et d'observations réalisées sur le terrain. Il convient alors d'opérer dans le cadre d'une théorie de la fiabilité basée sur les probabilités.

5) En pratique, les deux méthodes décrites en A.1 4) peuvent se combiner. En particulier, une simple approche statistique (probabiliste) échoue généralement par manque de données suffisantes. Il convient toujours de se référer d'une façon ou d'une autre aux méthodes de calcul traditionnelles. Là où existe une tradition depuis longtemps éprouvée dans le domaine du bâtiment, il est très avantageux d'arriver à une explication rationnelle de son succès. Cela peut permettre de justifier la réduction de certains coefficients dans des conditions données, ce qui peut signifier une économie. De ce point de vue, il convient de considérer les méthodes statistiques comme une valeur ajoutée à une approche plus traditionnelle.

A.2 Survol des méthodes de fiabilité

C Comme l'indique le titre de cet article, de nombreux aspects des méthodes probabilistes ne sont pas traités et même ne sont pas mentionnés dans cet article.

Au niveau des applications de ces méthodes, l'identification des données statistiques et notamment des types des distributions à utiliser est souvent une cause d'incertitude importante dans les résultats ; en particulier les distributions statistiques sont couramment multimodales, notamment lorsqu'on les utilise jusque dans le domaine des valeurs extrêmes (comme indiqué par exemple dans l'annexe D paragraphe D.3.3.2).

1) La figure A.1 présente un survol des diverses méthodes de vérification de la fiabilité ainsi que des interactions entre lesdites méthodes. Les méthodes probabilistes de vérification peuvent être divisées en deux grandes classes : les méthodes exactes et les méthodes de fiabilité du premier ordre (FORM, First Order Reliability Method), parfois dénommées respectivement méthodes de niveau III et II. Dans ces deux méthodes, les quantifications de la fiabilité correspondent à des probabilités de défaillance P_f pour les modes de défaillance considérés et pour une durée de référence appropriée. Ces valeurs sont calculées et comparées à une valeur cible prédéfinie P_0 . Si la probabilité d'une défaillance est supérieure à la valeur cible, on considère que la structure n'est pas fiable.

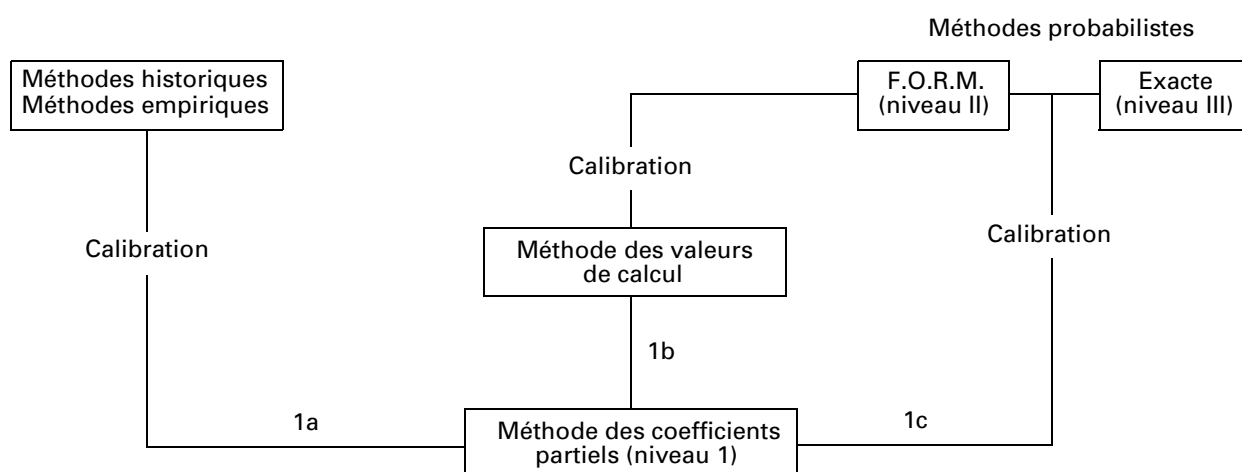


Figure A.1 : Survol des méthodes de fiabilité

2) Dans les méthodes de niveau II, on utilise généralement une autre mesure de sécurité portant le nom d'indice de fiabilité β , qui est liée à P_f par :

$$P_f = \Phi(-\beta) \quad (\text{A.1})$$

où Φ est la fonction de répartition de la distribution normale.

Bien qu'il soit totalement équivalent à la probabilité de défaillance proprement dite, l'emploi de l'indice de fiabilité souligne la nature formelle et conventionnelle de l'analyse de fiabilité. La relation entre β et P_f est présentée au tableau A.1.

Tableau A.1 : Relation entre β et P_f

P_f	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}
β	1,3	2,3	3,1	3,7	4,2	4,7	5,2

3) Comme l'illustre la figure A.1, les éléments de sécurité de la méthode des coefficients partiels (de niveau I) peuvent être obtenus de trois façons différentes :

- a) par calibration par rapport aux méthodes de calcul traditionnelles et empiriques ;
- b) par calibration par rapport aux méthodes probabilistes ;
- c) par une simplification de la méthode FORM reposant sur la méthode (calibrée) des valeurs de calcul décrite en A.3.

3) C La calibration, c'est-à-dire l'ajustement relatif des niveaux de fiabilité, est une opération essentielle qui doit être faite en se référant le plus étroitement possible aux règles en vigueur. Aucun format de fiabilité ne peut en effet être déduit d'une valeur de probabilité (ou d'indice) choisie a priori, sans référence directe à la pratique, parce qu'une probabilité n'a de sens qu'en fonction d'un ensemble d'informations et d'hypothèses. La calibration porte dans le cas b) sur le choix des valeurs de probabilités admises, et dans le cas c) sur celui des valeurs d'index β . Elle doit, dans ce dernier cas, être faite séparément pour des domaines d'application très limités parce que les bases d'évaluation d'un index β sont très souvent différentes pour des problèmes différents.

La génération actuelle des Eurocodes a été à l'origine basée principalement sur la méthode a), avec des ajustements dérivés de la méthode c) ou de méthodes équivalentes, principalement dans le domaine du dimensionnement assisté par l'expérimentation.

4) Des valeurs cibles indicatives de β pour diverses situations de projet sont données au tableau A.2. Les valeurs sont données pour la durée d'utilisation de projet (voir le tableau 2.1 de l'ENV 1999-1) et pour une durée d'un an. Les valeurs correspondant à un an peuvent s'appliquer à des situations de projet transitoires et à des structures temporaires où la sécurité des personnes est très importante.

5) Les valeurs cibles indicatives du tableau A.2 sont estimées «valables dans la plupart des cas». Pour des raisons liées aux types de défaillances, à leurs conséquences et aux coûts des constructions, il peut être approprié d'employer des valeurs plus fortes ou plus faibles (voir 2.2). Une différence de classe du niveau de fiabilité est généralement associée à des différences de l'ordre de 0,5 à 1,0 pour les valeurs β . Une différence de niveau de fiabilité peut être recherchée pour l'ensemble d'un bâtiment, certains de ses éléments ou certains dangers potentiels spécifiques.

NOTE 1 : Un niveau de fiabilité donné peut donner lieu à des coefficients partiels différents pour diverses charges et propriétés de matériaux, en fonction de leur variabilité et de leur influence (voir A.3 et A.4) ; il convient de ne pas confondre cela avec une variation du niveau de fiabilité.

NOTE 2 : Le choix d'un indice cible de fiabilité différent n'est pas la seule mesure permettant de modifier le niveau de fiabilité ; d'autres sont liées à la précision du calcul, au niveau d'assurance de la qualité et à la rigueur des règles de dispositions constructives.

6) Il convient de considérer les valeurs du tableau A.2 comme des exigences minimales raisonnables, calibrées par rapport aux codes de calcul de divers pays. Pour ces calibrations, les distributions lognormales ou de Weibull ont été habituellement utilisées pour les paramètres de résistance et d'incertitudes de modèle. Des distributions normales ont été habituellement choisies pour le poids propre, et des distributions de valeurs extrêmes pour les charges variables. Il convient toutefois de noter que ces calibrations ont révélé une dispersion importante en fonction du code utilisé, du type d'élément structural et de la quantification des diverses incertitudes.

7) La valeur de 3,8 pour l'état-limite ultime est en particulier acceptée pour de nombreuses applications concernant principalement la résistance. Cela ne signifie pas toutefois qu'un calcul type selon les Eurocodes aboutisse automatiquement à des valeurs β égales ou voisines de cette cible. En fait, jusqu'à présent, la génération actuelle des Eurocodes n'a pas été complètement évaluée de cette manière. Une telle évaluation n'est pas très simple, étant donné que l'aptitude au service, la durabilité, les effets d'arrondissement ou les effets de distributions multimodales peuvent souvent la troubler. De plus, les règles de calcul des codes peuvent également comporter des différenciations implicites du niveau de sécurité, en fonction du type de défaillance, en particulier d'un comportement fragile ou ductile.

8) En définitive, il convient de souligner qu'une valeur β et la probabilité correspondante d'une défaillance sont des nombres formels ou conventionnels destinés essentiellement à servir d'outils permettant de mettre au point des règles de calcul cohérentes, plutôt qu'à décrire la fréquence des défaillances structurales.

4) à 8) A La valeur cible 3,8 donnée dans le tableau A.2 est sensiblement inférieure à celle qu'on obtiendrait, par application des codes actuels, en prenant en compte toutes les marges implicites de sécurité incluses dans les diverses modélisations (y compris celles relatives aux actions) et en tenant compte du caractère multimodal de la plupart des distributions statistiques.

4) à 8) C Voir par exemple l'étude à ce sujet publiée dans le Bulletin 202 du CEB (auteur Pr L. Östlund), laquelle sans prendre en compte la totalité des causes de majoration mentionnées ci-dessus parvient déjà à des valeurs nettement supérieures.

Il semble en fait que les usages pratiques de la valeur 3,8 :

- ou bien se soient limités à la détermination de valeurs de calcul des résistances, en association avec la valeur 0,8 donnée à α_R en A.3. En ce cas, seul le produit $\alpha_R \beta$ # 3 joue un rôle dans la conclusion, et il serait tout aussi bien obtenu pour $\beta = 5$ et $\alpha_R = 0,6$, qui correspondrait mieux à la réalité ;
- ou bien aient correspondu à des calculs très conventionnels, des marges implicites de fiabilité subsistant et venant s'ajouter à celles incluses dans l'indice β .

4) à 8) A Pour d'autres études que celles de résistances, il convient en règle générale :

- d'admettre au moins $\beta = 5$ et $\alpha_S = 0,8$ (marges implicites prises en compte dans l'étude probabiliste et non pas en sus) ;
- et, autant que possible, d'évaluer directement les valeurs caractéristiques des actions en tenant compte des précisions apportées dans la section 4.

Tableau A.2 : Valeurs indicatives de l'indice cible de fiabilité β

État-limite	Indice cible de fiabilité (durée d'utilisation de projet)	Indice cible de fiabilité (un an)
Ultime	3,8	4,7
Fatigue	1,5 à 3,8 ¹⁾	—
Aptitude au service (irréversible)	1,5	3,0
1) Dépend du niveau d'inspectabilité, de réparabilité et de tolérance aux dommages.		

A.3 Vérification de la fiabilité à l'aide des valeurs de calcul

A La méthode indiquée n'est utilisable que pour les équations d'états-limites de forme $E_d < R_d$. De plus elle postule l'indépendance mutuelle de E et R.

1) Dans la méthode des valeurs de calcul (méthode Ib, figure A.1), les valeurs de calcul sont définies pour toutes les variables qu'il convient de considérer comme incertaines (variables de base). On considère que le dimensionnement est suffisant si les états-limites ne sont pas atteints lorsque les valeurs de calcul sont introduites dans les modèles. En notation symbolique (voir section 9) :

$$E_d < R_d$$

$$E_d = E \left\{ F_{d1}, F_{d2}, \dots, a_{d1}, a_{d2}, \dots, \theta_{d1}, \theta_{d2}, \dots \right\} \quad (A.2)$$

$$R_d = R \left\{ f_{d1}, f_{d2}, \dots, a_{d1}, a_{d2}, \dots, \theta_{d1}, \theta_{d2}, \dots \right\}$$

où :

E est l'effet de l'action ;

R est la résistance ;

F est l'action ;

f est la propriété du matériau ;

a est la propriété géométrique ;

θ est l'incertitude du modèle.

Noter que l'expression (A.2) est partiellement symbolique et qu'une formulation plus générale est parfois nécessaire.

2) L'ensemble des valeurs de calcul pour le point de calcul correspond au point de la surface limite de défaillance où la probabilité qu'une défaillance intervienne est la plus forte (voir figure A.2). La méthode des valeurs de calcul est en cela liée à la méthode probabiliste de niveau II (voir A.2.1).

3) La valeur de calcul des effets des actions, E_d , et les résistances R_d , sont définies de sorte que la probabilité d'obtenir une valeur plus défavorable soit égale à :

$$P \left\{ E > E_d \right\} = \Phi \left(+ \alpha_E \beta \right) = \Phi \left(- 0,7 \beta \right) \quad (A.3a)$$

$$P \left\{ R < R_d \right\} = \Phi \left(- \alpha_R \beta \right) = \Phi \left(- 0,8 \beta \right) \quad (A.3b)$$

où :

α est le coefficient de pondération FORM ($-1 \leq \alpha \leq +1$) ;

β est la valeur cible de l'indice de fiabilité (voir tableau A.2).

Pour une charge α est négatif, et pour un paramètre de résistance α est positif.

4) La base de la méthode consiste à prendre, comme valeurs de α_E et α_R , $-0,7$ et $+0,8$. Dans le cas où $\beta = 3,8$ (en acceptant un écart maximal de 0,5), la plage de validité de ces valeurs est limitée aux rapports suivants :

$$0,16 < \sigma_E / \sigma_R < 7,6$$

En dehors de cette plage, il est recommandé d'utiliser $\alpha = \pm 1,0$ pour la variable qui présente la plus forte valeur de σ .

5) Lorsque le modèle de charge ou de résistance contient plusieurs variables de base (autres charges, facteurs de conversion, davantage de matériaux), les expressions (A.3a) et (A.3b) ne sont valables que pour les variables dominantes. Pour les variables non dominantes :

$$P\{E > E_d\} = \Phi(-0,4 \times 0,7 \times \beta) = \Phi(-0,28 \beta) \quad (\text{A.4a})$$

$$P\{R > R_d\} = \Phi(-0,4 \times 0,8 \times \beta) = \Phi(-0,32 \beta) \quad (\text{A.4b})$$

Pour $\beta = 3,8$, ces valeurs correspondent respectivement aux fractiles 0,90 et 0,10.

6) Le tableau A.3 donne des expressions qui permettent de calculer les valeurs de calcul pour des valeurs données de α et β .

Tableau A.3 : Valeurs de calcul pour diverses fonctions de distribution

Distribution	Valeurs de calcul	Remarques
Normale	$\mu - \alpha\beta\sigma$	μ = moyenne, σ = écart-type
Lognormale	$\mu \exp(-\alpha\beta V)$	pour $V = \sigma/\mu < 0,2$
De Gumbel	$u + a^{-1} \ln\{-\ln \Phi(-\alpha\beta)\}$	$u = \mu - 0,577/a$, $a = \pi/(\sigma\sqrt{6})$

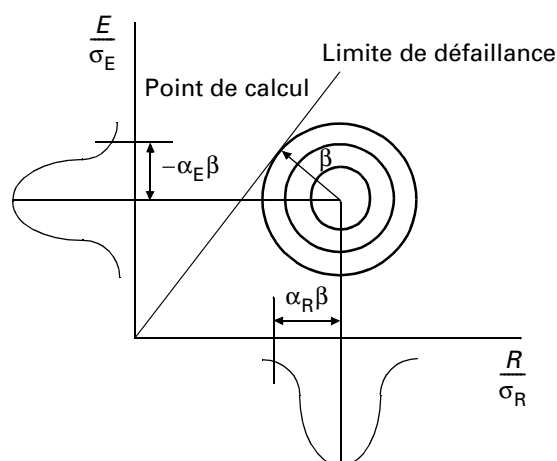


Figure A.2 : Définition du point de calcul selon les méthodes de fiabilité du premier ordre (FORM)

A.4 Formats de vérification de la fiabilité dans les Eurocodes

1) Dans les ENV 1991 à 1999, les valeurs de calcul X_d et F_d ne sont pas introduites directement. Les variables de base sont d'abord introduites par leurs valeurs représentatives X_k et F_k , qui peuvent être définies comme :

- des valeurs pour lesquelles une probabilité de dépassement a été prescrite ou recherchée, par exemple des charges et des propriétés des matériaux ;
- des valeurs nominales, par exemple des propriétés géométriques ;
- des valeurs étalonnées de façon à atteindre la fiabilité recherchée, par exemple des coefficients et des coefficients de modèles.

Il existe, en outre, un ensemble de coefficients partiels de sécurité et de coefficients de combinaison de charges.

2) Les valeurs de calcul des actions F , des propriétés de matériaux X et des propriétés géométriques sont déterminées par :

$$F_d = \gamma_f F_k \text{ ou } F_d = \gamma_f \Psi F_k (\Psi \text{ pouvant être } \Psi_0, \Psi_1 \text{ ou } \Psi_2) \quad (\text{A.5})$$

$$X_d = X_k / \gamma_m \quad (\text{A.6})$$

$$a_d = a_{nom} \pm \Delta_a \quad (\text{A.7})$$

L'indice k indique les valeurs caractéristiques.

3) Les valeurs de calcul des incertitudes de modèle figurent normalement dans les équations sous forme de coefficients partiels γ_{sd} et γ_{Rd} appliqués au modèle global. Il s'ensuit que :

$$E_d = \gamma_{sd} E \left\{ \gamma_f F_k, \gamma_f \Psi F_k, a_{nom} \pm \Delta_a \dots \right\} \quad (\text{A.8})$$

$$R_d = R \left\{ \frac{X_k}{\gamma_m}, a_{nom} \pm \Delta_a \dots \right\} / \gamma_{Rd} \quad (\text{A.9})$$

Dans ce modèle :

γ_f tient compte de :

- l'éventualité d'écarts défavorables des valeurs de l'action par rapport aux valeurs représentatives ;

γ_m tient compte :

- de l'éventualité d'écarts défavorables des propriétés des matériaux par rapport aux valeurs représentatives ;
- de la partie systématique du facteur de conversion (le cas échéant, voir aussi 8.3(1)) ;
- des incertitudes du facteur de conversion.

Δ_a tient compte de :

- l'éventualité d'écarts défavorables des données géométriques par rapport aux valeurs caractéristiques (spécifiées) régies par les spécifications de tolérance ;
- l'importance des écarts ;
- l'effet cumulatif de la présence simultanée de plusieurs écarts géométriques.

γ_{Rd} tient compte :

- des incertitudes du modèle de résistance, si elles ne sont pas prises en compte dans le modèle lui-même.

γ_{sd} tient compte des incertitudes :

- du modèle d'actions ;
- du modèle d'effet des actions.

Ψ tient compte des réductions des valeurs de calcul des charges, en particulier :

- la valeur de combinaison $\Psi_0 \gamma_f F_k$ est déterminée de sorte que la probabilité de dépassement des valeurs de l'effet des actions combinées soit approximativement la même que lorsqu'il n'existe qu'une seule action variable. Dans le contexte d'une approche par valeurs de calcul (A.3), des formules opérationnelles correspondant au cas de deux charges fluctuantes sont présentées au tableau A.4 ;
- la valeur fréquente d'une action variable $\Psi_1 F_k$ correspond à la valeur qui est dépassée pendant 5 % du temps ou 300 fois par an ; il convient de choisir la valeur la plus grande ;
- la valeur quasi-permanente $\Psi_2 F_k$ correspond à la moyenne dans le temps ou à la valeur pour laquelle la probabilité d'un dépassement est de 50 %.

Tableau A.4 : Expression de Ψ_0

Distribution	$\Psi_0 = F_{\text{non dom}}/F_{\text{dom}}$
Générale	$\frac{F_s^{-1}\{\exp[-N\Phi(-0,4\beta')]\}}{F_s^{-1}\{\Phi(0,7\beta)\}}$ avec $\beta' = \Phi^{-1}(\Phi(-0,7\beta/N))$
Normale approximation	$\frac{1 + (0,28\beta - 0,7\ln N)V}{1 + 0,7\beta V}$
De Gumbel	$\frac{1 - 0,78 V[0,58 + \ln(-\ln \Phi(0,28\beta) + \ln N)]}{1 - 0,78 V[0,58 + \ln(-\ln \Phi(0,7\beta))]}$
$F_s()$ = fonction de distribution de probabilité de la valeur extrême de la charge non dominante dans la durée de référence T ; $\Phi()$ = fonction de répartition normale normalisée ; N = T/T₁ ; T = durée de référence ; T₁ = durée de variation indépendante de la charge à variation la plus lente ; β = indice de fiabilité ; V = coefficient de variation de la charge non dominante.	

NOTE : Si la charge est intermittente, T₁ est égal à la durée de la charge et F_s() représente la fonction inconditionnelle de répartition de la grandeur de la charge ; ainsi F_s() **n'est pas** la fonction conditionnelle basée sur la présence de la charge.

(Tableau A.4) C Les formules données dans ce tableau nécessitent d'être expérimentées pendant la période ENV avant qu'on puisse les considérer comme définitivement établies. Il importe en particulier de se préoccuper de la sensibilité des résultats aux valeurs des données. Par l'intermédiaire de la donnée T₁, la valeur de Ψ_0 applicable à une action peut dépendre de l'action de base de la combinaison.

4) La procédure décrite par les expressions (A.8) et (A.9) est parfaite d'un point de vue théorique mais est lourde à mettre en œuvre. C'est pourquoi on y apporte les simplifications suivantes :

a) côté charges (pour une charge unique) :

$$E_d = E\left\{\gamma_f F_k, a_{\text{nom}}\right\} \quad (\text{A.10})$$

À condition que E soit proportionnel à F, à a, et à une incertitude de modèle θ , c'est-à-dire que :

$$E \propto \theta a F$$

la valeur de γ_f peut être déterminée à partir de (voir les expressions (A.8) et (A.10)) :

$$\begin{aligned} \gamma_f F_k a_{\text{nom}} &= \gamma_f F_k (a_{\text{nom}} + \Delta_a) \gamma_{\text{Sd}} \\ \gamma_f &= \gamma_f \gamma_{\text{Sd}} (1 + \Delta_a / a_{\text{nom}}) \end{aligned} \quad (\text{A.11})$$

De plus, γ_f est fortement normalisé. Par exemple, $\gamma_f = 1,5$ pour toutes les charges variables. C'est pourquoi il est recommandé, en cas de besoin, d'ajuster la valeur caractéristique.

4a) C La normalisation de γ_f dont il est question ne saurait être étendue de façon automatique à d'autres charges variables que celles qui sont explicitement visées par la codification, même pour les bâtiments. Dans le cas d'une pression d'eau par exemple, le principe même d'introduire une marge de sécurité au moyen d'un coefficient γ_f doit être reconsidéré. C'est en fait la valeur 1 pour le γ_f applicable aux états de service qui est véritablement normalisée.

b) côté résistance (selon l'Eurocode concerné) :

$$R_d = R \left\{ \frac{X_k}{\gamma_M}, a_{nom} \right\} \quad (\text{ENV 1992 et 1995}) \quad (\text{A.12})$$

$$R_d = R \{ X_k, a_{nom} \} / \gamma_R \quad (\text{ENV 1993}) \quad (\text{A.13})$$

$$R_d = R \left\{ \frac{X_k}{\gamma_m}, a_{nom} \right\} / \gamma_{rd} \quad (\text{ENV 1994}) \quad (\text{A.14})$$

Tant que R est proportionnel à la résistance X, à l'incertitude du modèle θ et à la propriété géométrique a, c'est-à-dire $R \propto \theta a X$ les simples relations suivantes s'appliquent :

$$\gamma_M = \gamma_m \gamma_{Rd} / \{ 1 + \Delta_a / a_{nom} \} \quad (\text{ENV 1992 et 1995}) \quad (\text{A.15})$$

$$\gamma_R = \gamma_m \gamma_{Rd} / \{ 1 + \Delta_a / a_{nom} \} \quad (\text{ENV 1993}) \quad (\text{A.16})$$

$$\gamma_{rd} = \gamma_{Rd} / \{ 1 + \Delta_a / a_{nom} \} \quad (\text{ENV 1993}) \quad (\text{A.17})$$

Pour les modèles non-linéaires ou dans le cas de modèles de charge ou de résistance comportant plusieurs variables, comme on en rencontre fréquemment dans les Eurocodes, ces relations deviennent plus complexes.

A.5 Conclusion

Les paragraphes A.1 à A.4 mettent en évidence le fait que le même degré de fiabilité formelle peut être atteint de différentes façons. Il est possible de donner la valeur 1,0 à certains coefficients partiels et d'inclure dans un autre coefficient la marge de sécurité requise. On peut prendre des valeurs caractéristiques élevées et de faibles coefficients de sécurité ou vice versa.

Les divers éléments de sécurité forment une série de «vases communicants». Pour chaque situation individuelle de projet, il existe toutefois la possibilité de calibrer les coefficients spécifiques afin d'atteindre le niveau de fiabilité requis.

Dans les Eurocodes actuellement disponibles, les valeurs caractéristiques des paramètres de charges et de résistance et des propriétés géométriques correspondent généralement aux paragraphes A.2 à A.4. L'ENV 1991-1 donne des valeurs de coefficients partiels de charge et les codes de calcul liés au matériau fournissent des valeurs des coefficients partiels de résistance.

Ceci est fait pour l'essentiel d'une manière globale, fondée pour partie sur des considérations probabilistes et pour partie sur des motivations historiques ou empiriques. De plus, le choix des valeurs représentatives et des valeurs correspondantes des coefficients partiels a été effectué en prenant en compte les besoins et modalités d'une application aisée et économique de la méthode de vérification dans les calculs réels. Cela a conduit à rechercher ce qui suit :

- pour les structures courantes, il convient que les valeurs de calcul des actions ou des sollicitations soient indépendantes des valeurs de calcul de la résistance ;
- il convient qu'il n'y ait qu'un petit nombre de valeurs γ_F ;
- il convient de ne donner qu'une valeur constante γ_M pour chaque propriété de matériau ;
- il convient de pouvoir apporter des simplifications supplémentaires en matière de vérification de la sécurité et de l'aptitude au service ainsi que de l'analyse structurale ; c'est-à-dire, en évitant d'avoir à prendre en compte un trop grand nombre de dispositions de charges, de cas de charges et de combinaisons dans les situations de projet concernées.

C Le principe de «vases communicants» est nécessairement fortement limité du fait que les valeurs représentatives sont directement utilisées dans les vérifications d'états-limites de service.

Annexe B

(informative)

Fatigue

B.1 Phénomène de fatigue

1) La fatigue est une détérioration locale du matériau provoquée par des variations répétées de contraintes ou de déformations unitaires.

2) On peut distinguer la fatigue oligocyclique de la fatigue à grand nombre de cycles.

La fatigue oligocyclique est associée à un comportement non-linéaire du matériau et de la géométrie, faisant par exemple alterner des déformations plastiques dans des zones plastiques. Des critères permettant d'éliminer la fatigue oligocyclique sont présentés dans les ENV 1992 à 1999.

La fatigue à grand nombre de cycles est principalement fonction du comportement élastique. Le modèle d'analyse peut en conséquence être élastique.

C Les critères permettant d'éliminer la fatigue oligocyclique sont essentiellement présentés sous forme de vérifications d'états-limites de service correspondant à des dommages limités susceptibles de nuire à la durabilité de la structure (voir 3.3.5)).

En ce qui concerne la fatigue à grands nombres de cycles, des indications plus détaillées que dans la présente annexe sont données dans la section 9 de l'EC 3.1.1.

3) Des critères permettant de déterminer s'il est nécessaire de procéder à une évaluation de la fatigue sont présentés dans les ENV 1992 à 1999.

B.2 Résistance à la fatigue

1) Exception faite des cas où la résistance à la fatigue des éléments est déterminée par des essais spécifiques où les variations de charge au cours du temps sont proches de celles auxquelles ils sont soumis, le comportement des éléments structuraux vis-à-vis de la fatigue est généralement étudié à des fins de codification au moyen d'essais simplifiés. Pendant ces essais, les éléments sont soumis à des variations d'amplitude de charge constantes jusqu'à ce que se produisent des déformations excessives ou des ruptures dues à des fissures.

2) La résistance à la fatigue d'un détail donné est donc définie par une relation $\Delta\sigma_R - N_R$, qui représente de manière approximative le fractile de survie de 95 % ; $\Delta\sigma_R$ est l'étendue de la variation de contrainte et N_R le nombre de cycles jusqu'à la défaillance.

Cette relation peut être modélisée par une courbe normalisée linéaire, bilinéaire ou trinéaire sur une échelle logarithmique double.

3) Pour une série de détails, une classification peut être effectuée à partir d'un ensemble de courbes équidistantes $\Delta\sigma_R - N_R$ telles que ci-dessus.

B.3 Détermination des sollicitations de fatigue compatibles avec la résistance à la fatigue

- 1) Des actions de fatigue sont spécifiées dans les autres Parties de l'ENV 1991.
- 2) Lorsque des historiques des contraintes représentatifs de l'action de fatigue sur un détail donné sont disponibles, chacun de ces historiques peut être analysé à l'aide des méthodes de comptage dites «du réservoir» ou de la «goutte d'eau». Ces méthodes permettent de déterminer les étendues de variation de contrainte et le nombre de cycles ainsi, le cas échéant, que les contraintes moyennes associées.
- 3) Les étendues de variation de contrainte et le nombre de cycles peuvent être classés sous forme de distributions de la fréquence de la variation de contrainte ou de spectres de variations de contrainte.
- 4) Les distributions de la fréquence de la variation de contrainte ou les spectres de variation de contrainte peuvent être transformés à l'aide de la règle de Miner en spectres de variations de contrainte d'amplitude constante équivalents en ce qui concerne les dommages de fatigue.

B.4 Vérification vis-à-vis de la fatigue

- 1) La vérification de sécurité vis-à-vis de la fatigue peut se faire par :
 - un calcul des détériorations, celles provoquées par les actions de fatigue étant comparées à une détérioration ultime représentant l'état-limite ;
 - une vérification de la durée de vie à la fatigue, dans laquelle, pour une certaine variation représentative de contrainte, un nombre de cycles de contrainte équivalent, en ce qui concerne la détérioration, à l'action de fatigue est comparé à un nombre ultime de cycles représentant l'état-limite ;
 - une vérification de l'étendue de variation de contrainte, dans laquelle pour un nombre représentatif du nombre de cycles de contrainte, l'étendue de la variation de contrainte équivalente, en ce qui concerne la détérioration, à l'action de fatigue est comparée à une variation ultime de contrainte représentant l'état-limite.
- 2) Des informations supplémentaires sont données dans les ENV 1992 à 1999.

B.5 Traitement de la sécurité

- 1) En général, il convient qu'une structure soumise à la fatigue soit conçue pour résister aux détériorations. Pour résister aux détériorations, il convient que la structure soit en mesure de supporter toutes les charges avec une fiabilité suffisante avant que des fissures ne puissent être détectées par des contrôles réguliers, et que des mesures correctives appropriées puissent être prises avant qu'une défaillance structurale ne se produise.
- 2) Pour les structures dont on peut vérifier qu'elles résistent aux détériorations, on peut donner au coefficient de sécurité γ_M pour la résistance à la fatigue la valeur 1,00.
- 3) Pour les structures dont la résistance aux détériorations ne peut être vérifiée, les coefficients de sécurité choisis doivent tenir compte des incertitudes de la détermination des actions de fatigue, des sollicitations de fatigue et de la résistance à la fatigue, ainsi que de l'éventuelle diminution de la résistance due à la corrosion ou à d'autres phénomènes dépendants de la durée, les conséquences d'une défaillance sans signe avant-coureur étant dûment prises en compte.
- 4) Des informations supplémentaires pour le dimensionnement vis-à-vis de la fatigue figurent dans les ENV 1992 à 1999.

Annexe C

(informative)

État-limite de service : Vérification des structures sensibles aux vibrations

C Cette annexe n'envisage que des actions dynamiques lentes et non les chocs. Elle se limite à un survol des problèmes au niveau des principes et ne doit pas être considérée comme fournissant un ensemble opérationnel de règles.

C.1 Généralités

C.1.1 Objectif

- 1) La présente annexe fournit des indications relatives à la vérification de l'état-limite de service pour les structures sensibles aux vibrations.
- 2) Elle traite du traitement des actions et sollicitations, de la détermination de la réponse structurale et des limites à prendre en compte au niveau de la réponse structurale afin de s'assurer que les vibrations ne sont pas gênantes ou nuisibles.
- 3) Les effets dynamiques concernant les états-limites ultimes ou la fatigue étant traités dans les autres Parties de l'ENV 1991, ils ne le sont pas dans la présente annexe.

C.1.2 Sources de vibrations

- 1) Les vibrations peuvent être provoquées par :
 - a) des personnes, sur :
 - des passerelles ;
 - des planchers où circulent des personnes ;
 - des planchers destinés au sport ou à la danse ;
 - des planchers supportant des sièges fixes et des gradins.
 - b) des machines, comme pour :
 - des assises et des supports de machines ;
 - des clochers ;
 - un sol qui transmet des vibrations.
 - c) le vent, comme pour :
 - des bâtiments ;
 - des tours ;
 - des cheminées et des mâts ;
 - des mâts haubanés ;
 - des pylônes ;
 - des ponts ;
 - des toits avec porte-à-faux.
 - d) la circulation sur :
 - des ponts-rails ou des ponts-routes ;
 - des bâtiments, comme dans des halls d'exposition ou des parkings.
 - e) des tremblements de terre.

C Ce n'est que dans des cas très particuliers que les tremblements de terre donnent matière à des vérifications vis-à-vis d'états-limites de service. Voir à ce sujet l'EC 8 DAN.

C.1.3 Modélisation des actions et des structures

- 1) Pour les états-limites de service, la modélisation des actions concernées et de la structure dépend de la formulation des limites d'aptitude au service.
- 2) Ces limites peuvent faire référence aux éléments suivants :
 - confort des personnes ;
 - limites de fonctionnement correct de machines ou d'autres installations ;
 - limites maximales de flèches afin d'éviter des détériorations ou des ébranlements.
- 3) Pour vérifier que ces limites ne sont pas dépassées, il est possible de modéliser les actions en termes de variation des forces au cours du temps, les réponses structurales pouvant alors être déterminées à l'aide des méthodes d'intégration appropriées, sous forme de variation au cours du temps des flèches ou des accélérations.
- 4) Lorsque les réponses structurales sont susceptibles d'influer de façon significative sur les variations de force à appliquer (par exemple lorsque des véhicules sont amenés à vibrer par les vibrations de la structure ou quand il se produit une synchronisation entre les effets de masses mobiles), ces interactions doivent être prises en compte, soit en modélisant un système vibratoire combiné charge-structure, soit en apportant les modifications appropriées aux descriptions des variations des forces au cours du temps.

C.2 Historiques des forces au cours du temps

C.2.1 Généralités

- 1) Il convient que les historiques des forces (descriptions des forces au cours du temps) utilisés pour l'analyse dynamique soient suffisamment représentatifs des situations de charge significatives pour lesquelles les limites d'aptitude au service devront être vérifiées.
- 2) Les historiques des forces au cours du temps peuvent modéliser :
 - des vibrations causées par l'homme, par exemple le déplacement ou la course d'une ou plusieurs personnes, des danses ou des mouvements dans des stades ou des salles de concert ;
 - des vibrations causées par des machines, par exemple des forces de direction variable dues à des excentricités de masse et à des fréquences, éventuellement variables au cours du temps ;
 - des vibrations causées par le vent ;
 - des charges de circulation, par exemple de chariots élévateurs, de voitures ou de véhicules lourds ;
 - des mouvements de grues ;
 - d'autres actions dynamiques, comme les forces dues aux vagues ou les tremblements de terre.

C Ce n'est que dans des cas très particuliers que les tremblements de terre donnent matière à des vérifications vis-à-vis d'états-limites de service. Voir à ce sujet l'EC 8 DAN.
--

C.3 Modélisation des structures

C.3.1 Généralités

- 1) Le modèle d'analyse dynamique à utiliser pour déterminer les sollicitations à partir des historiques des forces doit être établi de telle sorte que tous les éléments structuraux pertinents, leur masse, leur rigidité et leur taux d'amortissement soient pris en compte de façon réaliste.
- 2) Lorsque les actions dynamiques sont provoquées par des déplacements de masses (par exemple par des personnes, des machines, etc.), il convient d'intégrer ces masses dans l'analyse (par exemple lors de la détermination des fréquences propres).
- 3) Pour les autres actions variables à combiner avec le poids propre de la structure, on doit utiliser des valeurs quasi-statiques, à moins que d'autres spécifications ne soient données dans l'identification des états-limites de service.
- 4) Lorsqu'il existe une interaction sol-structure significative, la contribution du sol peut être modélisée par des ressorts et amortisseurs équivalents appropriés.
- 5) Le comportement de la structure doit en général être considéré comme linéaire, à moins que d'autres spécifications ne soient données lors de la définition des états-limites.
- 6) Il convient d'évaluer les taux d'amortissement au moyen de procédures expérimentales adéquates, de théories agréées et de valeurs tirées de recueils de mesures fiables concernant des classes structurales homogènes.

C.4 Évaluation des réponses structurales

C.4.1 Généralités

- 1) L'évaluation des réponses structurales dépend des limites spécifiées qui leur ont été fixées.
- 2) Ces limites peuvent être exprimées en termes de :
 - a) Valeurs moyennes quadratiques déterminées pour une certaine durée d'exposition :

$$a_{\text{eff}} = \sqrt{\frac{1}{T} \sum_i a_i(t)^2 \cdot \Delta t_i} \quad (\text{C.1})$$

où :

a_{eff} est la valeur effective ou moyenne quadratique de la réponse, par exemple, l'accélération effective ;

T est la durée d'exposition ;

a_i est la valeur de la réponse (par exemple l'accélération) pour chaque incrément de temps Δt_i ;

t est le temps ;

Δt_i est l'incrément de temps.

- b) Valeurs extrêmes pendant une certaine durée d'exposition T , seulement pour les réponses stochastiques à bande étroite :

$$a_{\text{max}} = a_{\text{eff}} \sqrt{2 \ln(Tn)} \quad (\text{C.2})$$

où :

n est la fréquence propre de la structure ;

a_{max} est la valeur maximale escomptée de la réponse, par exemple l'accélération maximale.

- 3) Les réponses structurales a_{eff} ou a_{max} doivent être comparées aux limites spécifiées.

C.4.2 Valeurs limites des vibrations

C.4.2.1 Confort des personnes

- 1) Lorsque des conditions relatives au confort des personnes sont spécifiées, il convient de les exprimer en termes de critères d'acceptation conformes à l'ISO 2631.
- 2) Il convient que les critères d'acceptation comprennent la courbe appropriée accélération a_{eff} – fréquence f_s pour la durée d'exposition et la direction de vibration sélectionnées.

C.4.2.2 Fonctionnement des machines

- 1) Il convient de spécifier les limites des mouvements des machines en termes de flèche et de fréquence maximales (courbes de flèche-fréquence maximales).

C.4.2.3 Autres limites

- 1) Les limites non traitées par des courbes d'accélération-fréquence ou de flexion-fréquence peuvent correspondre à :
 - une contrainte maximale (par exemple pour éviter des déformations permanentes) ;
 - une variation maximale de contrainte (par exemple pour éviter une durée de vie limitée par la fatigue ou des flèches cumulatives) ;
 - une déformation maximale (par exemple pour éviter des chocs et pour des fonctionnements continus).

Il convient que ces limites soient indiquées dans les spécifications de projet.

Annexe D

(informative)

Dimensionnement assisté par l'expérimentation

[À première vue il n'existe pas d'incompatibilité avec l'annexe Z à l'EC 3, et il ne devrait pas y en avoir avec le DAN correspondant. Coordination escomptée par les soins de MME CLAVEAU, sans doute sous forme de certains renvois].

D.1 Domaine d'application et objectifs

1) La présente annexe est destinée à fournir des indications relatives à la planification et à l'évaluation des expériences à effectuer en liaison avec le calcul structural, comme indiqué dans la section 8, lorsque le nombre d'essais est suffisant pour permettre une interprétation statistique de leurs résultats.

1) A	Toute évaluation statistique nécessite une définition de la population statistique représentée et, s'il y a lieu, en cas d'hétérogénéité marquée d'une population statistique globale, l'identification de sous-populations suffisamment homogènes.
-------------	---

1) C1	Pour les traitements statistiques, la norme NF X 67-032 est applicable. Par ailleurs, il existe une norme ISO, dont ont été extraits les tableaux de la présente annexe, en s'abstenant volontairement de reprendre certaines valeurs qui ne sont pas à utiliser.
--------------	---

1) C2	Dans les cas où le nombre d'essais dont on dispose est trop faible pour que les méthodes définies dans cette annexe puissent être utilement employées, on pourra : — soit recourir à des informations a priori permettant l'emploi de techniques bayésiennes ; — soit admettre que les résistances caractéristiques sont égales à une fraction (par exemple les 9/10) des résistances moyennes mesurées. Dans tous ces cas il sera nécessaire de pouvoir s'appuyer sur une réelle expérience pratique de problèmes semblables.
--------------	--

2) Les essais peuvent être effectués dans les circonstances suivantes :

- si les propriétés des matériaux ou les paramètres de charge sont insuffisamment connus ;
- si des modèles de calcul adéquats ne sont pas disponibles ;
- si un grand nombre de composants similaires va être utilisé ;
- si le comportement réel présente un intérêt particulier ;
- pour définir les vérifications de contrôle prévues dans les calculs.

3) On distingue les types d'essais suivants :

- a) les essais destinés à déterminer directement la résistance ultime ou les propriétés d'aptitude au service des éléments structuraux, par exemple les essais d'incendie ;
 - b) les essais permettant de déterminer des propriétés spécifiques de matériaux, par exemple les essais de sols, in situ ou en laboratoire, ou les essais de nouveaux matériaux ;
 - c) les essais destinés à réduire les incertitudes des modèles de charge ou de résistance, par exemple des essais en soufflerie, les essais sur des prototypes de taille réelle ou sur des maquettes ;
 - d) les essais permettant de contrôler la qualité des produits livrés ou l'homogénéité des caractéristiques de la production, par exemple les essais sur éprouvettes de béton ;
 - e) les essais effectués en cours d'exécution en vue de prendre en compte des conditions réelles, par exemple la précontrainte par post-tension ou l'état du terrain ;
 - f) les essais de contrôle destinés à vérifier le comportement de la structure ou d'éléments structuraux après leur achèvement, par exemple les essais de chargement pour les états-limites ultimes ou les états-limites de service.
- 4) Les résultats peuvent être utilisés pour une structure particulière ou peuvent servir de base à la conception d'une large gamme de structures, y compris la mise au point de règles dans les codes structuraux.
- 5) Des informations supplémentaires relatives au dimensionnement assisté par l'expérimentation peuvent être obtenues dans les ENV 1992 à 1999.

D.2 Planification

Avant d'effectuer les essais, il convient d'arrêter un programme des essais avec l'organisme qui en est chargé, programme contenant l'objectif de l'essai et toutes les spécifications nécessaires à la sélection ou à la production des éprouvettes, à la réalisation des essais et à leur évaluation. Il convient, en particulier, que les points suivants figurent dans le programme d'essai :

a) Objet des essais

Il convient de formuler clairement les informations que l'on attend des essais, par exemple les propriétés requises, l'influence de certains paramètres de calcul auxquels on donne diverses valeurs lors des essais, et la plage de validité. Il convient de spécifier les limitations de l'essai et les conversions requises.

a) C	Les «limitations de l'essai» dont il est question ici concernent ses limites de représentativité.
-------------	---

b) Comportement attendu

Il est essentiel de présenter une description de toutes les propriétés et circonstances susceptibles d'influer sur le comportement à l'état-limite considéré, par exemple les paramètres géométriques et leurs tolérances, les propriétés des matériaux, les paramètres dépendant des procédures de fabrication et de mise en œuvre, les effets d'échelle et les conditions environnementales. Il convient de décrire les modes de défaillance et/ou les modèles de calcul avec les variables correspondantes. Lorsque l'on a de sérieux doutes sur les modes de défaillance critiques que l'on s'attend à rencontrer pendant les essais, il convient de mettre au point le programme des essais sur la base d'essais pilotes d'accompagnement.

c) Spécification de l'échantillon pour essai

Il convient de spécifier les propriétés de l'échantillon pour essai, en particulier les dimensions, le matériau et le procédé de fabrication des prototypes, le nombre d'échantillons, les procédures d'échantillonnage, les conditions aux limites imposées. Il convient en règle générale de rechercher un échantillon représentatif au sens statistique du terme.

c) C	Un exemple de «conditions aux limites imposées» est l'effet de l'influence des plateaux de chargement d'une éprouvette sur la résistance de celle-ci.
-------------	---

d) Spécifications de charge

Il convient de spécifier, à partir des conditions de charge et des conditions environnementales des essais mentionnées en b), les points de chargement, les trajets de chargement dans le temps et dans l'espace, les températures, la maîtrise de la déformation ou de la force lors du chargement, etc. Il convient de sélectionner les trajets de chargement de telle sorte qu'ils soient représentatifs du domaine d'application prévu pour l'élément structural. Il est recommandé de tenir compte d'éventuels trajets de chargement défavorables et/ou des trajets considérés dans les calculs pour des cas comparables. Il convient, le cas échéant, de prendre en compte les interactions avec la réponse structurale.

Lorsque des propriétés structurales sont conditionnées par un ou plusieurs effets d'actions qu'on ne fait pas varier de façon systématique, il convient de spécifier au moins les valeurs de calcul de ces effets. Dans les cas où elles sont indépendantes des autres paramètres du trajet de chargement, il est possible de prendre des valeurs de calcul correspondant aux valeurs estimées de combinaison de charges.

d) C	On appelle dans la présente annexe «historique de chargement» (ou «trajet de chargement») le processus d'application des charges lors d'un essai.
-------------	---

e) Dispositifs d'essai

Il convient d'accorder aux mesures une attention toute particulière afin de garantir aux bâtis de chargement et de soutien une résistance et une rigidité suffisantes, une capacité suffisante vis-à-vis des déformations des éprouvettes, etc.

f) Mesurages

Avant de procéder aux essais, il convient de dresser la liste de toutes les propriétés significatives à déterminer pour chaque éprouvette. De même, il convient de dresser la liste des points et des méthodes d'observation et d'enregistrement, par exemple les historiques des déplacements, vitesses, accélérations, déformations unitaires, forces et pressions, la fréquence et la précision requises des mesurages et des appareils de mesure. Selon le type d'essai, il peut être recommandé que certains résultats de mesure soient disponibles au cours même de l'essai.

g) Évaluation et rapport d'essai

Pour des indications plus précises, voir les ENV 1992 à 1999.

D.3 Évaluation des résultats d'essai

D.3.1 Généralités

- 1) Il est recommandé de procéder à l'évaluation des résultats d'essai avec une vision critique. Il convient de comparer le comportement général et les modes de défaillance avec ceux qui étaient prévus. Lorsque les écarts sont importants par rapport aux prévisions, il convient d'en chercher l'explication en procédant, si nécessaire, à des essais supplémentaires.
- 2) Il convient, quand il y a matière, d'évaluer les résultats d'essai au moyen de méthodes statistiques. Il convient en principe que les essais débouchent sur une distribution statistique des variables inconnues présélectionnées, incertitudes statistiques comprises. De cette distribution, il est possible de déduire les valeurs de calcul, les valeurs caractéristiques et les coefficients partiels de sécurité à utiliser dans la méthode des coefficients partiels. Il est éventuellement possible de ne déterminer que la valeur caractéristique, le coefficient partiel étant obtenu par la règle de calcul normale.
- 3) Si la réponse (ou la résistance) du matériau dépend de la durée de la charge ou de son évolution, du volume ou de l'échelle, des conditions environnementales ou d'autres effets non structuraux, il convient que le modèle de calcul prenne en compte ces éléments par l'intermédiaire de facteurs (de conversion) appropriés et de règles de mise à l'échelle. Des indications supplémentaires figurent dans les ENV 1991 à 1999. En particulier, lorsque les codes comportent des marges de sécurité implicites pour des situations comparables, il convient d'appliquer également ces marges en cas d'essais, et elles peuvent donner lieu, au niveau des formules, à des éléments de sécurité supplémentaires. L'effet de la résistance à la traction mesurée sur éprouvettes de béton, souvent négligé dans les calculs, en est un exemple.
- 4) Le résultat de l'évaluation d'un essai est valable pour les spécifications et les caractéristiques de chargement considérées. Une extrapolation pour d'autres paramètres de calcul et d'autres charges nécessite des informations supplémentaires, à obtenir par exemple au moyen d'essais antérieurs ou de considérations théoriques.

D.3.2 Évaluation statistique des essais de résistance et des essais de matériaux

D.3.2.1 Généralités

- 1) Le présent article est destiné à fournir les formules opérationnelles permettant de déterminer les valeurs de calcul à partir des essais de type a) et b) sur la résistance et les matériaux (voir D.1.3)) ; la valeur caractéristique γ est déterminée à partir d'une distribution normalisée ou établie des propriétés des matériaux. On utilisera les procédures bayésiennes avec des distributions a priori vagues (contenant peu d'information).

NOTE : On obtient ainsi presque le même résultat que par des statistiques classiques avec des niveaux de confiance de 0,75.

- 2) En 8.3 deux méthodes différentes sont distinguées. Dans la méthode a), on commence par déterminer une valeur caractéristique que l'on divise ensuite par le coefficient partiel approprié. La méthode b) est fondée sur la détermination directe de la valeur de calcul. Ces méthodes sont discutées respectivement en D.3.2.2 et en D.3.2.3.

3) Les tableaux et les formules de D.3.2.2 et D 3.2.3 sont basés sur :

- la distribution normale ;
- une moyenne a priori totalement inconnue ;
- un coefficient de variation a priori totalement inconnu pour le cas « V_x inconnu» ou, au contraire, parfaitement connu dans le cas « V_x connu».

En pratique, il se peut que l'on sache au départ que le type de distribution est de nature plus favorable (par exemple la distribution lognormale) et que l'on ait quelques connaissances sur la moyenne et l'écart-type. Cette connaissance préalable peut reposer sur l'expérience de cas similaires et permettra en général d'aboutir à des valeurs de calcul plus favorables. Il ne relève pas de la présente annexe de donner des indications supplémentaires.

3) C

Les deux cas distingués ici à propos de la connaissance ou non du coefficient de variation sont des cas extrêmes : en général, la valeur du coefficient de variation (ou de l'écart-type) est connue de façon imprécise, et des méthodes plus élaborées sont à utiliser.

À défaut, si on peut considérer avec une quasi-certitude cette valeur comme contenue à l'intérieur d'une fourchette connue, il convient d'adopter comme valeur l'extrémité la plus défavorable de cette fourchette, et de la considérer alors comme connue.

D.3.2.2 Méthode a) : Évaluation par la valeur caractéristique

En supposant que l'on dispose d'un échantillon de n résultats d'essais numériques, la valeur de calcul d'une variable X s'obtient à partir de :

$$X_d = \eta_d \frac{X_{k(n)}}{\gamma_M} = \frac{\eta_d}{\gamma_M} m_x \left\{ 1 - k_n V_x \right\} \quad (D.1)$$

où :

γ_M est le coefficient partiel pour le dimensionnement ;

η_d est la valeur de calcul du facteur de conversion ;

$X_{k(n)}$ est la valeur caractéristique, incertitude statistique incluse ;

m_x est la moyenne des résultats de l'échantillon $\left(m_x = \frac{1}{n} \sum X_i \right)$;

V_x est le coefficient de variation de X ;

k_n est le coefficient issu du tableau D.1.

La détermination du facteur de conversion dépend en grande partie du type d'essai et du type du matériau. Aucune indication supplémentaire ne figure ici.

Il convient de sélectionner le coefficient partiel à partir du champ d'application considéré pour l'essai.

La valeur de k_n est issue du tableau D.1, fondé sur la valeur caractéristique à 5 % et sur la distribution normale. Deux cas sont considérés comme suit :

i) le coefficient de variation V_x est a priori déjà connu ; cette connaissance peut être basée sur l'évaluation d'essais précédents réalisés dans des situations comparables. C'est le jugement qui permet de déterminer ce qui est comparable. Il convient, dans ce cas, d'utiliser la ligne « V_x connu».

ii) le coefficient de variation V_x n'est pas connu a priori, mais doit être estimé à partir de l'échantillon :

$$s_x^2 = \frac{1}{n-1} \sum (x_i - m_x)^2 \quad (D.2)$$

$$V_x = s_x / m_x \quad (D.3)$$

Dans ce cas, il convient d'utiliser la ligne « V_x inconnu».

Tableau D.1 : Valeurs de k_n pour la valeur caractéristique 5 %

n	1	2	3	4	5	6	8	10	20	30	∞
V_x connu	2,31	2,01	1,89	1,83	1,80	1,77	1,74	1,72	1,68	1,67	1,64
V_x inconnu	—	—	3,37	2,63	2,33	2,18	2,00	1,92	1,76	1,73	1,64

D.3.2.3 Méthode b) : Détermination directe de la valeur de calcul

Dans la méthode b), la valeur de calcul de X est déterminée à l'aide de :

$$X_d = \eta_d X_{od} = \eta_d m_x \left\{ 1 - k_n V_x \right\} \quad (D.4)$$

La signification de toutes les variables est la même qu'en D.3.2.2 ; cependant η_d a maintenant à couvrir toutes les incertitudes non couvertes par les essais. Il convient de déterminer ensuite la valeur de k_n à partir des tableaux D.2 ou D.3.

Si X est la variable dominante du modèle d'action ou de résistance, k_n peut être déterminé à partir du tableau D.2. Ce tableau est basé sur l'hypothèse que la valeur de calcul correspond à $\beta = 3,8$ et $\alpha = 0,8$ (voir annexe A) et que X suit une loi normale de distribution. Cela donne une valeur pour laquelle la probabilité d'observer une valeur inférieure est d'environ 0,1 %.

Si à la fois une valeur de calcul et une valeur caractéristique sont déterminées, un coefficient partiel peut être déduit à l'aide de $\gamma_M = X_k/X_d$.

Si X est une variable non dominante, ($\alpha = 0,4 \times 0,8$) (voir annexe A), il convient d'utiliser le tableau D.3. La probabilité d'observer une valeur inférieure est d'environ 10 %.

**Tableau D.2 : Valeurs de k_n pour la valeur de calcul ultime, si X est dominant
($P\{X < X_d\} = 0,1 \%$)**

n	1	2	3	4	5	6	8	10	20	30	∞
V_x connu	4,36	3,77	3,56	3,44	3,37	3,33	3,27	3,23	3,16	3,13	3,08
V_x inconnu	—	—	—	11,40	7,85	6,36	5,07	4,51	3,64	3,44	3,08

**Tableau D.3 : Valeurs de k_n pour la valeur de calcul ultime, si X est non dominant
($P\{X < X_d\} = 10 \%$)**

n	1	2	3	4	5	6	8	10	20	30	∞
V_x connu	1,81	1,57	1,48	1,43	1,40	1,38	1,36	1,34	1,31	1,30	1,28
V_x inconnu	—	3,77	2,18	1,83	1,68	1,56	1,51	1,45	1,36	1,33	1,28

A Cette méthode n'est envisagée ici que pour des vérifications vis-à-vis d'états-limites ultimes. Elle ne doit être préférée à la méthode 1 que si on se trouve en dehors du domaine de validité des coefficients partiels codifiés.

En ce qui concerne la validité des valeurs indiquées des coefficients β et α (dont seul le produit est utile ici), se reporter à l'annexe A — DAN.

C Voir par ailleurs les commentaires de D.3.2.1 ci-dessus.

D.3.3 Évaluation des essais visant à déterminer des coefficients de modèles

1) On dispose, dans certains cas, d'un modèle exploratoire de calcul dont la précision est inconnue ou l'incertitude trop importante pour certains domaines d'application. Des essais peuvent alors être réalisés afin de déterminer les caractéristiques statistiques et les valeurs de calcul des coefficients de modèles pour essais du type c) défini en D.1.3). Ce type d'essai est souvent réalisé lors de la procédure de codification de formules de calcul. On suppose que le modèle disponible, bien qu'incomplet, préfigure correctement les tendances de base. Le modèle de calcul peut, en principe, aller de formules simples semi-empiriques à des modèles évolués d'éléments finis.

2) Pour les essais de résistance, il convient de tenir compte du fait qu'un élément structural peut posséder plusieurs modes de défaillance fondamentalement différents. Une poutre peut par exemple connaître une défaillance par flexion à mi-portée ou par cisaillement au niveau des appuis. Il se peut que la partie des résistances moyennes des distributions soit régie par des modes différents de ceux de la partie des faibles résistances. La partie des faibles résistances (soit, par exemple, la valeur moyenne moins deux ou trois écarts-types) étant très importante dans l'analyse de fiabilité, il convient que la modélisation de l'élément structural soit axée sur le mode correspondant.

3) On suppose que le modèle de calcul disponible est le suivant :

$$R = D R_t(X, W) \quad (D.5)$$

où :

X est le vecteur des variables aléatoires ;

W est l'ensemble des variables déterministes mesurables ;

R_{th} est le modèle théorique ;

R est le résultat mesurable de l'expérimentation ;

D est le coefficient inconnu à déterminer par l'expérimentation.

4) On suppose qu'une série de n essais ($i = 1 \dots n$) est réalisée, où :

- les valeurs de W ont été choisies égales à w_i ;
- les valeurs de X ont été mesurées égales à x_i ;
- les valeurs de R ont été mesurées égales à r_i .

5) Il est recommandé de porter les résultats expérimentaux, r_i , sur un graphique en fonction des valeurs calculées $R_{th}(x_i, w)$ du modèle et en fonction de chacune des variables de base rencontrées. Cette procédure de représentation sert à vérifier si les modèles de calcul prennent correctement en compte les diverses variables.

6) Si l'on constate plus d'un mode de défaillance dans les résultats d'essai, il est recommandé de renouveler les essais dans un certain nombre de séries. Pour chaque série, il convient d'exclure tous les modes sauf un.

7) À partir des résultats d'essai, on peut déduire, pour le coefficient inconnu D, l'ensemble d'observations suivant :

$$d_i = \frac{r_i}{R_{th}\{X_i, W_i\}} \quad (D.6)$$

8) On supposera que D a une distribution normale. Il convient de noter que la distribution normale peut être remplacée par une distribution lognormale, pourvu que des essais antérieurs de même nature permettent de le justifier.

9) La suite de l'évaluation statistique de D est identique à celle donnée en D.3.2. Pour les cas où les spécifications déterministes W sont diverses et/ou les variables de base aléatoires X sont mesurées indirectement ou pas du tout, il convient de consulter les ouvrages spécialisés.

9) C Note : Peut-on donner des références d'ouvrages spécialisés ?

D.3.4 Valeur de calcul déduite des essais de maîtrise et contrôle de la qualité

- 1) Les essais de maîtrise et contrôle de la qualité, du type d) défini en D.1.3), sont destinés à vérifier la qualité des produits livrés ou l'homogénéité des caractéristiques de la production.
- 2) On supposera que le produit considéré est produit par lots. Un lot est provisoirement défini comme un ensemble d'unités, produites par un fabricant unique, sur une période relativement courte, sans modification évidente des conditions de production.
- 3) Pour les produits individualisés, la définition d'une unité va généralement de soi. Pour les matériaux produits en continu, une unité peut être définie comme une éprouvette, par exemple une éprouvette de béton.

En pratique, les lots correspondent, par exemple, à :

- une production unique de béton à partir des mêmes matériaux, dans la même installation ;
- l'acier de construction provenant d'une coulée, traité dans les mêmes conditions ;
- des pieux de fondation pour un site spécifique.

4) Le contrôle de la qualité peut s'effectuer sur chaque unité (contrôle total) ou sur des échantillons (contrôle par lots). Soumettre à l'essai toutes les unités est un cas typique où une technique d'essai non destructive doit être utilisée. Une technique d'essai non destructive ne permet généralement pas de prévoir la résistance avec une précision aussi grande qu'une technique d'essai destructive. C'est pourquoi il est nécessaire d'intégrer une certaine erreur de mesure. Théoriquement il existe toujours une erreur de mesure, mais cette dernière peut souvent être négligée.

5) Si l'on procède à un échantillonnage, un échantillon est généralement prélevé au hasard. Dans ce cas, la probabilité d'être utilisée comme échantillon est la même pour chaque unité du lot.

6) Si le contrôle de la qualité est effectué sur la base de règles de sélection pré-établies, le contrôle peut aboutir à trois conclusions différentes :

- le lot ou l'unité est rejeté : $d < 0$;
- le lot ou l'unité est critique : $d = 0$;
- le lot ou l'unité est totalement acceptable : $d > 0$.

Ci-dessus, d est une fonction du résultat d'essai d'une seule unité ou une fonction du résultat d'essai combiné des unités constituant un échantillon.

Une formulation courante, pour une règle d'acceptation, est donnée par :

$$m_x > x_c + \lambda_n s_x \quad (D.7)$$

où :

m_x est la moyenne de l'échantillon ;

s_x est l'écart-type de l'échantillon ;

x_c est la valeur fixée, par exemple la valeur caractéristique requise ;

λ_n est le nombre dépendant normalement de n .

On peut en déduire que :

$$d = m_x - \lambda_n s_x - x_c$$

Il convient de déterminer le nombre d'essais n et les paramètres λ_n et x_c de façon à obtenir un essai économique et efficace.

7) En pratique, on définit souvent deux exigences qu'il convient de satisfaire simultanément. Dans ces cas, le lot n'est accepté que si, par exemple, $d_1 > 0$ et $d_2 > 0$. La seconde exigence est souvent liée à la valeur constatée la plus faible et peut être du type :

$$x_{\min} > x_c \quad (D.8)$$

8) Il convient, pour calculer la valeur de calcul correspondant à des critères de contrôle de la qualité donnés, de se baser sur :

- la courbe d'acceptation des règles de contrôle, à savoir la probabilité qu'un lot donné soit accepté ;
- la variabilité de la production, à savoir les informations sur l'écart entre lots, pour une livraison non soumise à contrôle.

Les formules générales sont hors du domaine d'application de la présente annexe.

8) C La «courbe d'acceptation des règles de contrôle» est la représentation de la fonction qui exprime, en fonction de la caractéristique réelle (inconnue) d'un lot, la probabilité que ce lot soit accepté.
Son complément à 1 exprime le risque (d'origine statistique) du vendeur résultant de la règle d'acceptation. [à discuter].

9) Prenons, par exemple, le cas où x a une distribution normale, un écart-type connu, où l'on ne connaît pas au départ la moyenne et où il existe un critère unique (comme pour l'expression (D.7)). L'expression suivante permet de trouver la valeur de calcul ou la valeur caractéristique basée sur un lot critique ($d = 0$) :

$$x_k \text{ ou } x_d = x_c + (\lambda_n - k_n) \sigma_x \quad (D.9)$$

La valeur de k_n est déterminée à partir des tableaux D.1, D.2 et D.3, pour lesquels il faut supposer « $V_x = \text{connu}$ ». Il convient de noter que, pour la plupart des essais de contrôle de qualité, on dispose d'un certain nombre d'informations concernant la moyenne, ce qui permet d'obtenir des valeurs plus favorables. Comme indiqué également au paragraphe D.3.4(8), ceci est hors du domaine d'application de la présente annexe.

10) On peut en définitive s'attendre raisonnablement, pour les essais sur la totalité ou unité par unité, à une erreur non négligeable, étant donné qu'ils sont normalement effectués selon une méthode d'essais non destructifs. On suppose ici qu'il existe une erreur e de moyenne zéro et d'écart-type σ_e . On suppose en outre que la moyenne et l'écart-type de x sont connus pour le lot ou la livraison totale :

$$X_d = \left(\mu_x \sigma_x^2 + X_c \sigma_x^2 \right) / \left(\sigma_e^2 + \sigma_x^2 \right) - K_n \sigma_x / \left(1 + \sigma_x^2 / \sigma_e^2 \right)^{0,5} \quad (D.10)$$

Dans ce cas, le résultat est également basé de manière conservatoire sur «l'unité critique» et non sur «l'unité arbitraire acceptée». La valeur de k_n est déterminée à partir des tableaux D.1, D.2 et D.3, pour lesquels on peut supposer « $V_x = \text{connu}$ ».

D.3.5 Épreuve de chargement

1) L'épreuve de chargement consiste en un essai effectué sur la structure réelle, c'est-à-dire du type f) défini en D.1.3). Il convient de prendre toutes les précautions nécessaires pour que la structure ne soit pas endommagée inutilement au cours de l'essai. Ceci nécessite un contrôle constant de la charge et de la réponse.

1) C Se reporter à ce sujet en 8.2.1 f) A.

2) On distingue :

- un essai d'acceptation ;
- un essai de résistance.

3) L'essai d'acceptation est destiné à confirmer que les performances globales de la structure correspondent à ce qui était prévu. La charge est augmentée jusqu'à des valeurs se situant entre la valeur caractéristique et la valeur de calcul pour l'état-limite ultime. Des exigences peuvent être formulées en ce qui concerne les déformations, le degré de non-linéarité et les déformations résiduelles.

4) L'essai de résistance est destiné à démontrer que la structure ou l'élément structural possède au moins la résistance prévue dans les calculs. Si une évaluation n'est requise que pour l'élément soumis à l'essai, il suffit d'augmenter la charge jusqu'à la valeur ultime de calcul de la charge. Comme déjà mentionné en D.3.5 1), il convient évidemment de prendre garde à ne pas endommager inutilement la structure.

5) Si l'essai de résistance est destiné à prouver que d'autres éléments semblables possèdent aussi la résistance requise, il est nécessaire d'utiliser une charge plus importante. Une exigence minimale à cet égard consisterait à corriger la charge de calcul pour tenir compte de l'existence, dans l'élément soumis à l'essai, de propriétés de matériaux supérieures aux valeurs de calcul. Cela implique qu'il faut mesurer les propriétés des matériaux de l'élément soumis à l'essai.

6) Si la relation entre la résistance et la propriété du matériau est linéaire, la résistance de calcul R_d correspondant à un essai favorable avec la charge d'essai F_t est égale à :

$$R_d = F_t X_d / X_{te} \quad (D.11)$$

X_{te} = résistance du matériau lors de l'essai

Il est possible, à partir de l'exigence « $R_d \geq F_d$ », de calculer la charge d'essai minimale.

7) S'il est impossible de mesurer les propriétés des matériaux, il est possible de déterminer une valeur de calcul prudente de la résistance à partir de :

$$R_d = F_t \left\{ 1 - k_n V_R \right\} \quad (D.12)$$

V_R est ici le coefficient connu de variation de la résistance de la population considérée et k_n est déterminé à partir du tableau D.2. Le cas où V_R est inconnu est hors du domaine d'application de la présente annexe.

8) Il est également possible d'utiliser une combinaison des expressions (D.11) et (D.12), par exemple si une partie seulement des variables aléatoires significatives peut être mesurée. Si V_R est inconnu a priori, il est nécessaire de procéder à une analyse plus approfondie. Celle-ci est hors du domaine d'application de la présente annexe.