

# Eurocodes - Codes européens de conception des constructions

par **Philippe BISCH**

*Professeur à l'École nationale des ponts et chaussées  
Directeur technique de Séchaud et Metz*

et **Jean-Armand CALGARO**

*Ingénieur général des Ponts et Chaussées  
Affecté au Conseil général des Ponts et Chaussées - « Affaires Scientifiques et techniques »*

<b>1. Utilité des normes structurales</b> .....	C 60 - 2
<b>2. Place des Eurocodes dans la normalisation européenne</b> .....	— 2
<b>3. Contenu des Eurocodes</b> .....	— 4
<b>4. Fondement des Eurocodes</b> .....	— 5
4.1 Évolution des concepts relatifs à la sécurité des constructions .....	— 5
4.2 Exigences générales pour les constructions .....	— 6
<b>5. Format de vérification des constructions selon la méthode semi-probabiliste</b> .....	— 7
5.1 Vue d'ensemble de la méthode semi-probabiliste .....	— 7
5.2 Situations de projet .....	— 8
5.3 États limites .....	— 8
5.4 Représentation des actions .....	— 9
5.5 Combinaisons d'actions .....	— 11
5.6 Effets des actions .....	— 12
5.7 Résistance des éléments structuraux .....	— 12
5.8 Vérification des constructions .....	— 13
<b>6. Application nationale des Eurocodes</b> .....	— 15
<b>7. Conclusion</b> .....	— 16
<b>8. Annexe : Notions de théorie de la fiabilité. Bases du semi-probabilisme</b> .....	— 16
8.1 Probabilité de défaillance .....	— 16
8.2 Indice de fiabilité de Rjanitzyn-Cornell .....	— 17
8.3 Représentation géométrique dans un espace de coordonnées réduites .....	— 17
8.4 Interprétation du format semi-probabiliste .....	— 18
<b>Références bibliographiques</b> .....	— 19
<b>Pour en savoir plus</b> .....	Doc. C 60

**L**a directive européenne « **Produits de construction** » de 1989 comporte des exigences relatives à la résistance mécanique, à la stabilité et à la résistance au feu des constructions. Les règles techniques unifiées au niveau européen permettant d'assurer le respect de ces exigences sont les **Eurocodes structuraux**. Il s'agit d'un ensemble d'une soixantaine de normes regroupées en dix Eurocodes donnant les bases de calcul et de conception des structures et des matériaux les constituant. Leur respect permet de déclarer la conformité des constructions et des produits et de leur appliquer le **marquage CE**.

*La méthode utilisée pour démontrer la fiabilité (notamment la sécurité) des structures est la méthode dite semi-probabiliste introduisant des coefficients partiels affectant les actions, les propriétés des matériaux et couvrant les imperfections des modèles de calcul. La vérification consiste à analyser les modes de défaillance de la structure associés à des états limites, pour des combinaisons d'actions pouvant raisonnablement se produire simultanément.*

## 1. Utilité des normes structurales

La normalisation en matière de construction codifie des méthodes de conception et de calcul permettant d'obtenir, lorsqu'elles sont correctement appliquées et sous réserve d'une qualité de réalisation adéquate, un ouvrage assurant la **sécurité des personnes et des biens, offrant l'usage auquel il est destiné et bénéficiant d'une durabilité en cohérence avec sa durée d'usage prévue**. Les normes sont établies et approuvées par des commissions réunissant les organismes intéressés par chacun des sujets concernés : maîtres d'ouvrages, maîtres d'œuvre, entreprises et industriels. Elles représentent, à une époque donnée, le meilleur consensus entre ces acteurs, compte tenu de l'état des connaissances et de la situation économique du secteur qu'elles concernent. Généralement, elles codifient des pratiques reconnues et dont le domaine d'application a été exploré. Cependant, leur évolution est souvent le fruit de la recherche et des progrès technologiques.

■ Les **normes de conception** visent à **encadrer les méthodes de calcul des structures**, les **règles de vérification de la résistance et de la déformation des matériaux de construction** et les **dispositions constructives permettant de respecter les hypothèses de comportement**. De telles normes existent dans tous les pays industrialisés et portent sur les matériaux de construction les plus utilisés : la maçonnerie, le béton armé ou précontraint, la charpente en métal ou en bois, etc.

En France, les principaux matériaux de construction sont normalisés au niveau de leur fabrication, de la conception des structures qu'ils constituent et de leur mise en œuvre. Pour la conception, avant les Eurocodes, ce sont les règles BAEL, BPEL, CM, CB, etc. Ces règles s'appuient sur une philosophie générale de la sécurité, en l'occurrence basée sur une approche semi-probabiliste introduisant des **coefficients partiels** destinés à couvrir la **sécurité**, la **durabilité**, la **robustesse** et l'**aptitude au service** des ouvrages. Cette philosophie développée après la Seconde Guerre mondiale au sein du Comité Euro-international du Béton est organisée en France par les « **Directives Communes** » (implicitement : aux différentes normes de construction).

Les **normes structurales** tels les Eurocodes (cf. encadré 1) objet du présent article sont utilisées par les maîtres d'œuvre et bureaux d'études, les entreprises et industriels, et servent de base aux contrôleurs pour juger de la conformité des projets. Cependant, les autorités nationales (pour ce qui relève de la sécurité publique), les maîtres d'ouvrages (et éventuellement les compagnies d'assurance pour limiter les risques dans les marchés privés) sont les prescripteurs des règles à appliquer dans les marchés publics ou privés. Faire référence à ces règles est pour ces prescripteurs le moyen de satisfaire à leurs obligations légales et d'atteindre leurs objectifs en termes de qualité. En France, l'application d'une norme française homologuée peut être rendue obligatoire pour satisfaire aux objectifs de sécurité publique. C'est le cas des normes relatives à la résistance au feu et à la protection parasismique.

À ce stade, il convient de rappeler que, en France, les normes de conception des constructions sont visées comme documents contractuels par les marchés publics. Pour les marchés privés, il est d'usage de considérer que leur respect constitue une présomption de bonne conception et elles sont donc très largement utilisées. Ce statut fort de spécifications techniques les fait parfois qualifier de « règlements », ce qu'elles ne sont pas.

■ D'autres textes techniques n'ayant pas le statut de norme peuvent être visés par les marchés publics ou privés (recommandations, guides techniques).

Les textes techniques constituent, pour le jugement des appels d'offres, des « règles du jeu » permettant de comparer des propositions ayant le même niveau de qualité et de fiabilité. Ils fixent les notations et la terminologie, énumèrent la liste des points principaux à vérifier dans les cas les plus généraux ou courants et les mesures à prendre pour remédier à la pathologie constatée et tenir compte de l'expérience des bons constructeurs.

En revanche, les normes ne peuvent prétendre à l'exhaustivité. Les connaissances et l'expérience du projeteur sont nécessaires pour mener à bien une saine conception, le projeteur restant responsable des méthodes qu'il utilise.

## 2. Place des Eurocodes dans la normalisation européenne

L'objet des Eurocodes est de donner des méthodes communes de conception organisées dans une série de textes techniques mis à disposition des États membres, constituant une référence technique et commerciale dans le domaine du génie civil. Ces règles communes à l'intérieur de l'Union européenne sont également adoptées par des états européens non membres de l'UE, éventuellement destinés à le devenir. L'application des Eurocodes permet de bénéficier d'une présomption de respect des prescriptions de sécurité, de stabilité (Exigence Essentielle n° 1) et de durabilité des constructions en service, ainsi que de sécurité au feu (Exigence Essentielle n° 2), exigées par la Directive du Conseil 89/106/CEE sur les produits de construction (DPC), dans la mesure où ils permettent de déterminer les performances des structures ou des éléments structuraux vis-à-vis de ces exigences. Leur application doit faciliter les échanges des services, des travaux et des produits dans le domaine de la construction dans le marché intérieur. En conséquence, la Commission européenne attend des États membres la mise en vigueur des Eurocodes sur leur territoire national pour les marchés publics. Cependant, en vertu de la « nouvelle approche » (cf. encadré 1), les États membres pourront référencer, dans les appels d'offres publics, d'autres textes techniques (par exemple les normes nationales pendant la période de coexistence), sous réserve que ceux-ci permettent aux entreprises de déterminer les performances de la construction et donc de connaître sans ambiguïté les conditions techniques leur permettant de soumettre une offre.

La conception d'un ouvrage est conforme aux Eurocodes (et donc aux Exigences Essentielles) si elle respecte l'ensemble des dispositions de l'ensemble des Eurocodes avec les valeurs des paramètres de sécurité définies dans chaque État membre par l'**annexe nationale** (cf. § 6). Si un État accepte sur un sujet particulier l'application de règles de calcul non explicitement autorisées par les Eurocodes, ce qui est son droit, la conception ne pourra être déclarée « conforme aux Eurocodes ».

Un **objectif** des États membres est que les Eurocodes constituent un **référentiel technique commun** pour les contrats de construction et d'ingénierie.

Un autre **objectif** important des Eurocodes est qu'ils puissent être **visés dans les spécifications techniques de produits**, lorsque

les propriétés mécaniques de ces produits contribuent à la résistance de l'ouvrage. Le but est d'éviter la référence à des codes de calcul différents et incohérents et d'éviter ainsi des distorsions de concurrence entre des familles de produits.

Les matériaux de construction, les éléments structuraux préfabriqués et les appareils d'appuis entrent par exemple dans cette catégorie de produits. Ces produits entrant dans la conception des ouvrages doivent, d'une part, respecter les Exigences Essentielles (résistance mécanique, stabilité, résistance au feu) et, d'autre part, être conçus et fabriqués de telle sorte que leurs propriétés entrant dans la conception générale de l'ouvrage soient définies de façon cohérente avec les définitions données dans les Eurocodes.

### Encadré 1 – Bref historique

Le 25 mars 1957 était signé à Rome le traité instituant la Communauté économique européenne (CEE), qui fut au cœur de l'unification européenne et dont l'un des objectifs était de favoriser la libre circulation des personnes et des biens à l'intérieur de la Communauté.

La première directive européenne sur les marchés publics de travaux fut publiée en 1971, mais sa mise en application en ce qui concerne les règles de calcul se révéla pratiquement impossible, en particulier à cause d'une disposition irréaliste interdisant, lors d'un appel d'offres, d'écarter une proposition pour le simple motif qu'elle aurait été basée sur une méthode de calcul admise dans la réglementation d'un pays différent de celui dans lequel se déroulait l'appel d'offres.

En 1975, la Commission européenne a décidé de lancer un programme d'actions visant notamment à l'harmonisation des spécifications techniques dans le domaine de la construction, afin d'éliminer dans ce domaine les obstacles techniques au libre échange à l'intérieur du Marché commun. Ces règles techniques (les **Eurocodes structuraux**), devant servir d'alternative aux règles nationales équivalentes dans un premier temps, étaient destinées, à terme, à les remplacer. Au début des années 1980, après quelques années de travail d'experts européens rassemblés pour cette tâche et s'inspirant des travaux des associations scientifiques internationales (telles que le CEB – Comité Euro-international du Béton –, la CECM – Convention Européenne de la Construction Métallique –, le JCSS – *Joint Committee for Structure Safety*), une première version des Eurocodes fut diffusée au sein de la communauté technique. Ces textes furent ensuite l'objet de longues enquêtes qui arrivèrent à leur terme pratiquement au moment où fut signé l'Acte Unique européen (en 1986), dont l'objet était de modifier et compléter le traité de Rome en élargissant les compétences de la Communauté dans plusieurs domaines et en affinant les procédures de décision (vote à la majorité qualifiée). La nature des directives communautaires évolua : elles ne s'attachèrent plus qu'à définir des **Exigences Essentielles** (directives dites « Nouvelle approche »), en laissant le soin à des organismes reconnus d'établir des normes en conformité avec les dites exigences. Une de ces directives, publiée en 1989, à laquelle furent rattachés les Eurocodes, concernait directement le **secteur du BTP** (directive produits de construction) et comportait six **Exigences Essentielles** :

- la première étant l'exigence de résistance mécanique et de stabilité ;
- la seconde traitant de la sécurité au feu.

En conséquence, en 1989, la Commission décida de transférer le travail de développement des Eurocodes au CEN (Comité européen de normalisation), afin de les transformer à terme en normes européennes (EN). Au sein du CEN, le comité technique TC250 a été créé pour établir l'ensemble des Eurocodes. Le TC250 a décidé de créer des sous-comités (SC), à raison d'un sous-comité par Eurocode. Au sein des sous-comités, le travail de rédaction est confié à des groupes d'experts, mais les grandes options de rédaction des textes

sont prises au sein de chaque SC, qui est chargé de l'approbation finale des textes. En outre, le TC250 a créé des groupes « horizontaux » chargés de veiller à la cohérence d'ensemble, sur des problèmes ou ouvrages particuliers (sécurité au feu, ponts, par exemple) ou sur des options communes de rédaction. Enfin, des groupes d'experts ont été établis par le CEN pour assurer la liaison entre le TC250 et les comités techniques (TC) en charge de l'élaboration des normes « produits », pour résoudre les problèmes qui pourraient se faire jour dans l'application des Eurocodes à ces normes (cf. § 3).

Une première version des Eurocodes a été établie à fin d'expérimentation à travers une utilisation limitée. Il s'agit des normes expérimentales codifiées de ENV 1991 à ENV 1999, dont les différentes parties (62 textes au total) ont été éditées entre 1992 et 1998. À ce stade, de larges choix de paramètres étaient laissés aux États membres, de nombreuses valeurs (dites « *boxées* ») étant simplement suggérées dans le corps du texte. Par ailleurs, chaque ENV était édité dans les États membres accompagné d'un « Document d'application nationale » (DAN) permettant en fait, outre la fixation des valeurs des paramètres, d'amender plus ou moins largement le corps du texte, rendant ainsi improbable l'harmonisation des méthodes. Chaque partie d'Eurocode accompagnée de son DAN a fait l'objet d'une enquête publique dans chaque État membre, les observations formulées à cette occasion ayant servi de donnée de départ pour la conversion en norme européenne (EN).

Constatant l'état très imparfait de la convergence au stade des ENV, la Commission européenne a fixé des règles beaucoup plus strictes pour l'établissement des normes européennes finales. Dans les normes européennes (EN), les valeurs « *boxées* » ont été classées en deux catégories :

- celles qui se rapportent à des choix de sécurité, de fonctionnalité ou de durabilité sont transformées en paramètres ou classes à fixer nationalement ;
- les valeurs des autres paramètres doivent être fixées dans le corps du texte.

Par ailleurs, le contenu des annexes nationales est strictement encadré (cf. § 6), de telle sorte que les choix nationaux sont confinés aux niveaux de sécurité et de fonctionnalité, les principes et méthodes de conception étant harmonisés. Le processus de transformation en normes EN commencé en 1998 est largement engagé et devrait prendre fin vers 2006 en déclenchant parallèlement celui de retrait des textes nationaux.

Cependant, l'histoire des Eurocodes n'en est qu'à ses débuts, puisqu'il est envisagé un processus permanent de révision, comme c'est d'ailleurs actuellement le cas pour toutes les normes nationales. Cependant, dans cette attente, les problèmes qui pourraient se faire jour vis-à-vis de la sécurité seront traités en urgence. Sur le long terme, le processus de révision des Eurocodes devrait aller dans le sens de la convergence par la réduction du nombre des choix nationaux.

**Exemple :** la capacité portante d'une poutre préfabriquée doit être déterminée (par test ou par calcul) par sa **valeur caractéristique**, chaque État membre ayant le loisir de choisir le **coefficient partiel** applicable à la valeur caractéristique pour établir la **valeur de calcul** de la capacité portante (cf. § 4).

Par ailleurs, la norme relative au produit doit donner les méthodes de détermination de cette capacité portante permettant d'aboutir à la même valeur qu'obtiendrait le concepteur de l'ouvrage s'il la calculait lui-même à l'aide des Eurocodes au lieu de la lire dans la « fiche produit ».

La **détermination de la valeur caractéristique** d'une propriété mécanique peut se faire de deux façons :

– **par test :** la norme produit doit alors définir les méthodes de conception, de contrôle de fabrication et d'établissement de l'attestation de conformité permettant d'utiliser les valeurs obtenues comme des valeurs caractéristiques pour la conception de l'ouvrage conformément aux Eurocodes ;

– **par le calcul,** conformément aux Eurocodes. Dans ce cas, **trois méthodes** peuvent être utilisées pour le développement des normes produits ou l'utilisation directe du produit :

- la première méthode consiste à mettre à disposition du concepteur toutes les propriétés dimensionnelles et mécaniques globales (telle la capacité portante) du produit ou de ses composants lorsqu'il s'agit d'un kit, ainsi que les propriétés liées à l'usage (associés aux états limites de service, cf. § 5.3.3) et celles liées à la durabilité,
- la seconde méthode développée dans la norme produit est basée sur l'utilisation des Eurocodes à partir des résistances caractéristiques des matériaux utilisés dans le produit. Les méthodes de calcul développées dans la norme produit doivent alors suivre au plus près les méthodes des Eurocodes, notamment pour la détermination de valeurs de calcul des paramètres permettant l'introduction de coefficients partiels fixés nationalement,
- la troisième méthode consiste en l'utilisation d'éléments directement conformes à la conception d'un ouvrage particulier, en respectant les plans et spécifications et qui peuvent être positionnés sans ambiguïté dans l'ouvrage. Ces paramètres sont relatifs aux propriétés des éléments et produits utilisés dans la conception de l'ouvrage pour satisfaire aux Exigences Essentielles.

Le marquage « CE » du produit doit être accompagné de ses propriétés utiles au projeteur, en termes de résistance, de stabilité, de résistance au feu, de durabilité et d'usage, ou de traitement lors de la construction (mise en peinture, par exemple), pour l'intégration dans l'ouvrage. Le marquage « CE » doit être accompagné de l'indication des classes (de qualité ou de sécurité) pour lesquelles le produit est applicable et attester la conformité aux normes structurales ou de produits applicables. Les propriétés accompagnant le marquage doivent être définies dans la norme produit en fonction de la méthode de détermination adoptée, ainsi que les procédures de conception et de fabrication et les tests à effectuer permettant d'obtenir l'attestation de conformité.

### 3. Contenu des Eurocodes

Une fois passée une période d'expérimentation de trois ans, les normes expérimentales devaient être transformées en normes européennes EN. Cette transposition a permis une réorganisation de l'ensemble des normes qui sont regroupées dans dix Eurocodes (tableau 1). En fait, chaque Eurocode, à l'exception de l'EN 1990, est divisé en plusieurs parties ; en conséquence, près de soixante normes constituent l'ensemble des Eurocodes structuraux.

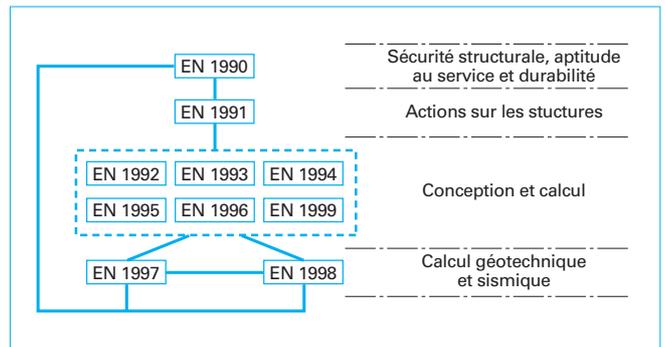


Figure 1 – Liens entre les Eurocodes

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

La liste détaillée de cet ensemble de normes est donnée dans la documentation [Doc. C 60]. Les normes européennes EN sont éditées par l'Afnor (Association française de normalisation) sous forme de normes NF-EN, qui constituent ainsi les versions officielles en français des normes européennes.

Dans le présent texte, la référence à une norme EN signifie aussi bien référence à la norme NF-EN correspondante.

La figure 1 montre les liens entre les différents Eurocodes.

Les **prescriptions des Eurocodes** sont de deux sortes :

- les **principes** (qui sont désignés par la lettre P en début de clause), qui définissent des objectifs de comportement généraux permettant de respecter les Exigences Essentielles ;
- les **clauses d'application** qui sont des méthodes généralement acceptées pour respecter les principes. Il peut y avoir éventuellement des méthodes alternatives pour respecter un même principe. Cependant, des méthodes qui ne seraient pas explicitement mentionnées ou autorisées dans l'Eurocode ne peuvent pas être qualifiées de conformes à l'Eurocode, même si elles respectent les principes.

Certaines parties d'application obligatoire d'une norme peuvent être rejetées en annexe, pour clarifier le texte. Dans ce cas, l'annexe a le même caractère normatif que le texte. En principe, la norme ne contient pas d'information didactique, mais uniquement des prescriptions, y compris dans les annexes normatives. Cependant, des précisions non normatives peuvent ponctuellement être introduites sous forme de « notes ». C'est le cas notamment des valeurs recommandées des paramètres définis nationalement. En

outre, des annexes dites « informatives » peuvent contenir des informations complémentaires pour l'application d'une méthode ou des méthodes d'application possibles, à caractère non obligatoire.

L'utilisation de diverses parties d'Eurocodes est nécessaire pour la conception d'un ouvrage. Ainsi, sont utilisés pour la conception d'un bâtiment, l'EN 1990 et plusieurs parties de l'Eurocode 1, un des Eurocodes « matériaux » (2 à 6 ou 9, selon la constitution de la structure), l'EN 1997 pour les problèmes de géotechnique et les parties 1 et 5 de l'Eurocode 8, lorsque l'ouvrage se situe en zone sismique. Il est donc indispensable que ces différentes parties soient rendues disponibles sur une période de temps raisonnablement courte pour permettre une conception cohérente. Ainsi, le TC250 a mis en place une politique de « paquets » cohérents de normes nationales correspondantes, après une période de coexistence déterminée par la dernière norme du paquet considéré. Les paquets concernent principalement les ouvrages suivants : bâtiments, ponts, silos et réservoirs, tours et mâts.

## 4. Fondement des Eurocodes

### 4.1 Évolution des concepts relatifs à la sécurité des constructions

■ Jusqu'au XIX<sup>e</sup> siècle, toutes les constructions ont été conçues et exécutées en grande partie de manière empirique : leur sécurité dépendait de l'expérience et de l'intuition des constructeurs. L'invention de la construction métallique entraîna la naissance de la **résistance des matériaux**, substituant aux méthodes de calcul anciennes des modes de raisonnement rationnels. Le principe de sécurité adopté d'emblée consistait à s'assurer que les contraintes maximales ( $\sigma$ ) dans la partie la plus critique de la construction restaient inférieures à une contrainte, dite admissible ( $\sigma_{adm}$ ), obtenue en divisant la contrainte de ruine ( $\sigma_r$ ) du matériau par un coefficient de sécurité ( $K$ ) fixé de façon conventionnelle :

$$\sigma \leq \sigma_{adm} = \frac{\sigma_r}{K} \quad (1)$$

Cette façon de considérer la sécurité a duré pendant près d'un siècle : les progrès accomplis dans la connaissance du fonctionnement mécanique des structures et des charges appliquées, dans le contrôle des résistances et dans la régularité de production des matériaux ont seulement permis de diminuer et de diversifier le coefficient de sécurité  $K$  au fil des décennies, sans que la sécurité des ouvrages soit menacée.

Puis cette façon de considérer la sécurité s'est peu à peu révélée insuffisante pour plusieurs raisons.

Tout d'abord, la résistance à la rupture d'un matériau n'est pas forcément la grandeur la plus significative. Elle l'est pour un matériau à comportement de type fragile comme la fonte (c'est-à-dire un matériau dont le diagramme effort-déformation ne présente pas de palier d'écoulement plastique et de zone d'écrouissage) mais elle ne l'est pas pour des matériaux ductiles comme l'acier doux, l'aluminium ou le cuivre recuit, pour lesquels l'atteinte de la limite de résistance s'accompagne de grandes déformations qui peuvent être inacceptables dans une construction. Pour de tels matériaux, la limite d'élasticité est une propriété au moins aussi importante que la contrainte de ruine ( $\sigma_r$ ).

L'inéquation (1) peut être insuffisante pour garantir la sécurité d'une construction vis-à-vis d'une augmentation des charges appliquées, notamment lorsque la sécurité se traduit par une non-décompression d'un matériau de résistance à la traction faible ou nulle.

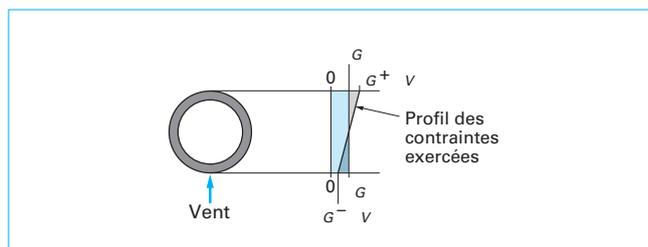


Figure 2 - La « cheminée de Caquot »

Caquot proposa un **exemple** pour illustrer ce propos. Étant donné une cheminée en maçonnerie de section circulaire soumise à son poids propre et à la pression du vent, la justification de sa résistance selon (1) se traduit de la façon suivante (figure 2) :

$$\sigma_G + \sigma_V \leq \sigma_{adm} = \frac{\sigma_r}{K} \quad (2)$$

$$\sigma_G - \sigma_V > 0 \quad (3)$$

avec  $\sigma_G$  contrainte moyenne de compression induite par le poids propre dans une section donnée,

$\sigma_V$  contrainte maximale (en valeur absolue) due au vent sur les fibres extrêmes de la même section, contenues dans le plan diamétral de sollicitation par le vent.

La sécurité vis-à-vis de l'action du vent sur la fibre la plus comprimée peut être augmentée en jouant sur la valeur de  $K$  ; mais il n'est pas possible d'agir de la même façon sur l'inéquation (3). Il est donc nécessaire de répartir la sécurité entre les actions et les résistances.

En troisième lieu, l'inéquation (1) ne tient pas compte des phénomènes d'adaptation plastique dans une section d'une pièce sollicitée, phénomènes dont l'importance varie selon la nature du mode de sollicitation et de la forme de la section en question. Or, du fait que la plupart des matériaux de construction usuels n'ont pas un comportement linéaire, les sections fléchies, par exemple, sont susceptibles de supporter des moments plus élevés que ceux qui font apparaître la contrainte limite sur les fibres les plus sollicitées suivant les schémas classiques de la résistance des matériaux.

Il ne paraît pas normal d'appliquer des coefficients de sécurité qui ne tiennent pas compte de la diversité (en nature et en intensité) des actions qui s'appliquent aux structures. Par exemple, le rapport des charges d'exploitation aux charges permanentes est très variable d'un ouvrage à l'autre. Or, sans même parler du caractère aléatoire de la grandeur des charges d'exploitation, leur action répétée sur certaines pièces peut être beaucoup plus défavorable que celle des charges permanentes. Le phénomène consistant en la réduction de la résistance à la rupture d'un matériau sous charges répétées est connu sous le nom de **fatigue**.

**Exemple** : si l'intervalle de variation de la contrainte est très grand, la résistance à l'écrasement d'une éprouvette de béton peut chuter de 50 % après un grand nombre de cycles.

Enfin, une théorie correcte de la sécurité doit permettre de tenir compte des redistributions d'efforts par fluage ou plasticité. Ces redistributions, en atténuant les effets de certains facteurs comme, par exemple, les déformations imposées dans les structures hyperstatiques, modifient l'état de contrainte dans l'ouvrage avec un caractère favorable ou défavorable suivant la section considérée.

■ Dès la fin de la première moitié du XX<sup>e</sup> siècle, les ingénieurs sentaient bien qu'il eût fallu remplacer les traditionnels critères de contraintes admissibles par d'autres critères et rationaliser les modalités d'introduction de la sécurité. C'est alors qu'une nouvelle manière d'aborder le problème émergea, définissant la sécurité

d'une construction par un **seuil de probabilité**. Cette idée fut largement développée au congrès de Liège de l'AIPC (Association internationale des ponts et charpentes ; en anglais IABSE : *International Association for Bridges and Structural Engineering*) en 1948. Selon l'**approche probabiliste**, un ouvrage est réputé sûr si sa probabilité de ruine est inférieure à une valeur donnée à l'avance, valeur qui dépend de nombreux facteurs comme la durée de vie escomptée de l'ouvrage, les conséquences engendrées par sa ruine, les risques d'obsolescence, certains critères économiques comme la valeur de remplacement, le coût d'entretien, etc.

Le fait qu'il soit illusoire de viser, pour une construction, la sécurité « absolue » a pu choquer au départ. Cependant, force est de constater que, dans ce monde, le problème de la sécurité, même personnelle, se pose en termes de probabilité.

Certaines choses, de par leur nature, sont probabilisables. Il s'agit notamment des incertitudes portant sur la résistance des matériaux, les dimensions des constructions (liées aux inexactitudes géométriques d'exécution), les actions climatiques, les charges d'exploitation et même, dans certains cas, les approximations dans les calculs. Mais il n'est pas toujours facile d'attribuer à tous ces facteurs d'incertitude une loi de distribution statistique. De plus, la convenance des schémas de calcul et l'erreur (de conception, de calcul, d'exécution ou d'utilisation) ne sont encore guère probabilisables.

En admettant que la probabilité de ruine d'une construction puisse être évaluée mathématiquement, il faut aussi se fixer le seuil associé et son évolution dans le temps. Cette probabilité, nécessairement très faible, est intimement liée à ce que l'opinion publique accepte, d'ailleurs dans des proportions différentes selon la situation.

■ Dans les années 1960, les recherches sur la sécurité des constructions poursuivies, d'une part, dans une approche probabiliste, et d'autre part, dans celui de la plasticité et du calcul à la rupture, ont permis de préciser les principes d'une analyse rationnelle de la sécurité des constructions en identifiant une démarche basée sur les étapes suivantes :

- définir les phénomènes (ou les situations) à éviter ;
- estimer la gravité des risques liés à ces phénomènes ;
- choisir, pour la construction, des dispositions telles que la probabilité de chacun de ces phénomènes soit limitée à une valeur assez faible pour être acceptée en fonction de cette estimation.

Mais la faiblesse des moyens de calcul automatique de l'époque n'a pas permis de développer des simulations numériques et les travaux sont restés à la fois partiels et très théoriques, donc peu exploitables sur un plan opérationnel.

La **démarche, qualifiée de semi-probabiliste** en matière de constructions, est issue du courant de pensée probabiliste ; en pratique, elle se traduit par des règles, en partie forfaitaires, qui introduisent la sécurité :

- pour une première part au moyen de **valeurs représentatives** des diverses grandeurs aléatoires (actions et résistances), tenant compte de la dispersion reconnue par les statistiques existantes, ou basées sur les règles d'acceptation et de contrôle des produits à utiliser ;
- pour une seconde part, au moyen de **coefficients partiels** appliqués aux actions et aux résistances, dont le choix et la répartition sont faits au mieux en tenant compte de la pratique antérieure et de ce que la réalité peut laisser supposer, sur la base de quelques calculs probabilistes plus poussés, menés dans des cas particuliers ;
- et, pour une troisième part, par des **marges** plus ou moins apparentes introduites dans les divers modèles (et équations correspondantes) utilisés pour faire les calculs.

■ Les **Eurocodes** sont tous fondés sur la **méthode semi-probabiliste**, encore appelée « **méthode aux coefficients partiels** ». Néanmoins, la norme EN 1990 paragraphe 3.5 alinéa (5) indique :

*Il est loisible, cependant, de baser directement le dimensionnement sur des méthodes probabilistes.*

*NOTE 1 L'autorité compétente peut spécifier des conditions pour le recours à ces méthodes.*

*NOTE 2 On trouvera dans l'annexe C une base pour les méthodes probabilistes.*

Ainsi, pour la première fois, un code de calcul international ouvre la porte aux méthodes de dimensionnement probabilistes dans la mesure où leur emploi est autorisé par une autorité (technique ou administrative) responsable.

## 4.2 Exigences générales pour les constructions

### 4.2.1 Exigences fondamentales

Les exigences fondamentales spécifiées dans la norme EN 1990 sont la traduction, sous l'angle de la fiabilité structurale, d'une politique de gestion des risques qui intéresse principalement 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.

Ainsi, le principe suivant :

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

est très important. Pour la première fois, un code indique dans quel état doit se trouver la structure à la fin de sa durée de vie escomptée. Elle doit rester apte au service, c'est-à-dire ne pas avoir trop dépassé d'états limites de service irréversibles. Ce point est détaillé au paragraphe 5.3.

La norme EN 1990 énonce un autre principe :

« (4) P Une structure doit être conçue et exécutée de telle sorte qu'elle ne soit pas endommagée par des événements tels que :

- une explosion ;
- un choc ;
- et les conséquences d'erreurs humaines ;

*de façon disproportionnée par rapport à la cause initiale. »*

Ce dernier principe, directement inspiré de la Directive européenne 89/106/CEE (Directive « *Produits de la construction* ») est lourd de conséquences en matière de responsabilités du concepteur en cas de catastrophe provoquée par un accident mineur et doit stimuler une réflexion responsable de l'ingénieur constructeur. Une note précise cependant que les événements et accidents à prendre en compte sont ceux qui ont été définis, pour un projet individuel, en liaison avec le client ou l'autorité concernée.

### 4.2.2 Fiabilité structurale

La norme EN 1990 fixe un certain nombre de **définitions**, dont celle de la **fiabilité** à laquelle se réfèrent les exigences fondamentales pour les constructions :

**Fiabilité** : capacité d'une structure ou d'un élément structural à satisfaire les exigences spécifiées, y compris la durée d'utilisation de projet, pour lesquelles il (ou elle) a été conçu(e). La fiabilité s'exprime habituellement en termes de probabilité.

Ainsi, la fiabilité structurale est un concept très général qui couvre différents aspects liés aux phénomènes et situations à éviter ou vis-à-vis desquels il faut se prémunir, auxquels se rapportent les exigences pour la fiabilité, à savoir :

- la sécurité structurale ;
- l'aptitude au service, tant en phase d'exploitation qu'en phase de construction ;
- la tenue aux influences de l'environnement relative à l'intégrité physico-chimique ;
- la robustesse associée à des risques de rupture ou d'instabilité et à des situations accidentelles prévues ou non prévues.

Il est possible de différencier la fiabilité en fonction de la cause et/ou du mode de défaillance, des conséquences possibles de la défaillance en termes de risques pour la vie humaine, de blessures, de pertes économiques potentielles, de la pression de l'opinion publique, des dépenses et dispositions nécessaires pour réduire le risque de défaillance.

Le but d'une différenciation de la fiabilité est une optimisation socio-économique des ressources utilisées pour la construction d'ouvrages en tenant compte des conséquences prévisibles des défaillances et du coût des constructions. Il y a cependant lieu de bien **distinguer les concepts de différenciation de la fiabilité** et de gestion de la fiabilité à l'aide de mesures appropriées :

- un renforcement du contrôle de qualité du projet ou de l'exécution pouvant permettre une réduction (modérée) de certains coefficients partiels constitue un exemple du second concept ;
- la différenciation de la fiabilité peut être obtenue par une combinaison appropriée de mesures préventives ou de protection (par exemple vis-à-vis du risque d'incendie), de mesures relatives au format de fiabilité (par exemple en jouant sur les valeurs représentatives des actions et sur les coefficients partiels), de mesures relatives à la gestion de la qualité dans le but de réduire les erreurs de conception et d'exécution (y compris les erreurs humaines graves). Elle peut être quantifiée au moyen des méthodes exposées dans l'annexe (paragraphe 8).

#### 4.2.3 Durée d'utilisation de projet

La **durée d'utilisation de projet** est la durée pendant laquelle une structure, ou une partie de cette structure, doit pouvoir être utilisée comme prévu, en étant l'objet d'une maintenance planifiée, mais sans qu'il soit nécessaire d'effectuer des réparations majeures.

Pour chaque ouvrage individuel, la durée d'utilisation de projet doit être spécifiée dans le cahier des charges si elle n'est pas définie au niveau national pour certaines catégories de constructions. La norme propose un tableau de valeurs indicatives :

- 10 ans pour les ouvrages provisoires ;
- 10 à 25 ans pour certaines parties d'ouvrages remplaçables (appareils d'appui d'un pont, par exemple) ;
- 15 à 30 ans pour des bâtiments agricoles ;
- 50 ans pour les bâtiments courants ;
- 100 ans pour les ponts et autres ouvrages de génie civil.

Mais, dans une même construction, tous les éléments structuraux n'ont pas forcément la même durée d'utilisation de projet.

Par **exemple**, dans un pont à câbles, l'expérience montre que la durée de vie moyenne des câbles est actuellement de l'ordre d'une trentaine d'années, inférieure à la durée d'utilisation.

Dans le même ordre d'idées, la durée de vie moyenne d'un appareil d'appui en élastomère fretté (c'est-à-dire la durée au bout de laquelle les propriétés physiques et mécaniques deviennent sensiblement différentes de celles prises en compte lors du projet) est de l'ordre d'une dizaine à une vingtaine d'années.

En revanche, la valeur numérique de la durée d'utilisation de projet intervient directement dans les problèmes de fatigue (ponts en ossature mixte ou métalliques, câbles, etc.) ou de corrosion (pieux et palplanches métalliques en site agressif, terre armée, etc.).

#### 4.2.4 Durabilité

La norme EN 1990 énonce le principe suivant :

« (1) P *La structure doit être projetée de sorte que sa détérioration, pendant la durée d'utilisation de projet, n'abaisse pas ses performances au-dessous de celles escomptées, compte tenu de l'environnement et du niveau de maintenance escompté.* »

Ce principe est très contraignant, mais les marchés de grands ouvrages spécifient de plus en plus fréquemment des exigences quantifiées de durabilité (par exemple, dans le cas du pont sur le Tage à Lisbonne, il fut spécifié que les ions chlore ne devaient pas atteindre les armatures passives avant 120 ans !). Il convient donc de considérer les influences de l'environnement dès le stade du projet afin de déterminer leurs incidences sur la durabilité et de pouvoir prendre les dispositions permettant d'assurer la protection des matériaux et des produits. Le degré de détérioration prévisible (par exemple dû à l'altération des matériaux) 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.

#### 4.2.5 Gestion de la qualité

La norme EN 1990 mentionne à plusieurs reprises les questions de gestion de la qualité. Ici encore, l'application des Eurocodes suppose que des mesures appropriées soient 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.

La démarche qualité vise principalement 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.

## 5. Format de vérification des constructions selon la méthode semi-probabiliste

### 5.1 Vue d'ensemble de la méthode semi-probabiliste

Avant d'aborder dans le détail le traitement de chaque aspect de la méthode, la figure 3 donne une vue d'ensemble de la vérification selon la méthode semi-probabiliste utilisée par les Eurocodes, dans le cas particulier de la vérification de résistance des éléments structuraux. Elle montre les liens logiques principaux entre les différentes étapes du processus.

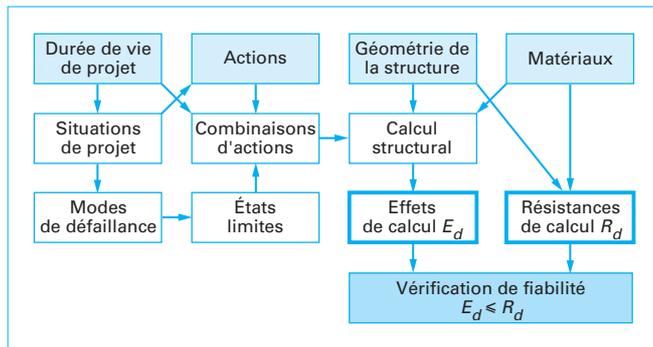


Figure 3 – Schéma général de vérification de la résistance des éléments structuraux dans la méthode semi-probabiliste

## 5.2 Situations de projet

L'analyse des conditions d'une possible défaillance structurale conduit à sélectionner, pour une structure donnée, des **situations de projet** suffisamment sévères et variées pour couvrir toutes les situations physiques qu'il est raisonnable de s'attendre à rencontrer lors de l'exécution et de l'utilisation de la structure.

Dans les applications pratiques, les situations de projet sont classées en :

- **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.

La notion de situation complète celle d'action (cf. § 5.4) dans le cas où la modification du comportement d'une structure résulte de la modification de son milieu environnant (par exemple, situation d'affouillement autour d'une pile de pont).

## 5.3 États limites

### 5.3.1 Définition des états limites

La démarche de conception d'une construction consiste, en premier lieu, à analyser les phénomènes à éviter et ce sont ces phénomènes qui sont idéalisés à l'aide du concept d'**état limite**.

Les **états limites d'une structure** sont des états idéalisés (présentant donc un certain caractère conventionnel) tels qu'en cas de dépassement ladite structure ne satisfait plus à certaines exigences structurales ou fonctionnelles définies lors de son projet.

La justification d'une structure consiste alors à s'assurer que de tels états ne peuvent pas être atteints ou dépassés avec une probabilité dont le niveau est, en général, fixé à partir de l'expérience.

Pour des raisons pratiques, il est nécessaire de vérifier la fiabilité de scénarios individuels, de faire des vérifications séparées pour chaque situation de projet et aussi, lorsqu'il y a lieu, pour les différents cas de charge, c'est-à-dire les différentes 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.

Pour simplifier, les états limites sont classés en **deux familles** :

- les **états limites ultimes** (cf. § 5.3.2) ;
- les **états limites de service** (§ 5.3.3) ;

ces derniers étant eux-mêmes subdivisés, par exemple, selon que le dommage est lié ou non à la durée de dépassement de l'état limite considéré.

L'intérêt d'une telle classification est essentiellement pratique : il s'agit d'unifier, dans chaque catégorie, les probabilités d'occurrence des états limites ou des effets des actions correspondants afin que la plus grande partie des applications soit commune au plus grand nombre possible de calculs justificatifs.

À titre indicatif, les niveaux de probabilités associés aux états limites **pour une durée de référence de 50 ans** se situent approximativement dans des plages suivantes :

- de  $10^{-2}$  à  $10^{-1}$  pour les états limites de service ;
- de  $10^{-6}$  à  $10^{-3}$  pour les états limites ultimes.

### 5.3.2 États limites ultimes

Chaque état limite ultime est associé à une **rupture entraînant l'effondrement total ou partiel de la structure considérée**, et mettant en cause la sécurité des personnes.

Sur le plan pratique, les modes de rupture considérés sont :

- la **perte d'équilibre statique** de la structure ou de l'une de ses parties, considérées comme un corps rigide, couvrant les phénomènes de renversement, de soulèvement (par exemple, dus à la poussée d'Archimède) et de glissement avec ou sans frottement ;
- la **défaillance par déformation excessive** (par exemple, une déformation entraînant une sortie de la structure de ses appuis ou entraînant une défaillance structurale par instabilité mécanique), **par transformation** de la structure ou de l'une quelconque de ses parties en mécanisme, **par rupture**, **par perte de stabilité de forme** (effets du second ordre) ;
- la **défaillance due à la fatigue** ou autres effets dépendant du temps.

Il est admis de ranger aussi dans la famille des états limites ultimes certains états précédant de peu la rupture ou l'effondrement.

Les **états limites ultimes de fatigue** constituent une catégorie particulière pour plusieurs raisons :

- les charges de fatigue sont différentes des autres charges car elles se composent plutôt de charges correspondant aux conditions de service, mais assorties d'effets du temps (par exemple, un nombre de cycles) ;
- les effets de la fatigue sont des détériorations locales du matériau qui peuvent être bénignes lorsque les fissures entraînent une réduction des contraintes et peuvent même stopper leur développement, ou malignes lorsque les fissures conduisent à des conditions de sollicitation plus sévères accélérant leur développement ;
- sous certaines conditions particulières (par exemple, si le matériau est d'une ductilité suffisante), la croissance des fissures peut être détectée dans le cadre des inspections régulières avant que ne surviennent des effets accidentels dus à une insuffisance de résistance ou de ductilité.

### 5.3.3 États limites de service

Les **états limites de service** sont associés à des états de la structure, ou de certaines de ses parties, lui causant des dommages limités ou rendant son usage impossible dans le cadre des exigences définies lors de son projet (exigences de fonctionnement, de confort pour les usagers ou d'aspect).

Ils sont définis en tenant compte des conditions d'exploitation ou de durabilité de la construction ou de l'un de ses éléments : leur dépassement une ou plusieurs fois entraîne des dommages matériels ou empêche des conditions normales d'exploitation, sans qu'il puisse en résulter, du moins à court terme, la ruine de la construction. Se placent dans cette catégorie, par exemple, les vibrations excessives ou la formation de fissures (dépassement une seule fois) et leur réouverture (dépassement plusieurs fois de l'état limite) dans une structure en béton. Les déformations excessives provoquant des dommages aux cloisons d'un bâtiment, les tassements et autres déplacements d'appuis entraînant l'apparition de telles déformations ou de fissurations préjudiciables à l'aspect ou à la durabilité, sont encore des exemples d'états limites de service.

Une distinction doit être faite, le cas échéant, entre les états limites de service réversibles et irréversibles. À cette distinction se rattache le choix des combinaisons d'actions à considérer (cf. § 5.8.4).

## 5.4 Représentation des actions

Une action ( $F$ ) est définie comme :

- un ensemble de forces (charges) appliquées à la structure ;
- un ensemble de déformations ou de déplacements imposés (éventuellement dépendant du temps) résultant, par exemple, de changements de température, de variations du taux d'humidité, de tassements différentiels ou de tremblements de terre.

Les actions sont l'objet de diverses classifications, schématiques, facilitant la formation de leurs combinaisons. La classification la plus utilisée, dans les applications pratiques courantes, est celle qui établit une distinction entre actions permanentes, actions variables et actions accidentelles.

### 5.4.1 Actions permanentes

Les actions permanentes (notées  $G$ ) sont des actions dont la durée d'application est égale à la durée de vie de la structure ; elles peuvent être constantes ou connaître de faibles variations au cours du temps. Sont également rangées dans cette catégorie les actions qui, comme la précontrainte ou le retrait du béton, présentent dans le temps une variation monotone en tendant vers une limite.

Les actions permanentes sont représentées par une seule valeur caractéristique  $G_k$  si leur variabilité est faible, et par deux valeurs caractéristiques (maximale,  $G_{k,sup}$ , et minimale,  $G_{k,inf}$ ) si cette variabilité n'est pas négligeable, comme indiqué ci-après.

La valeur moyenne du poids propre des structures est souvent connue avec une bonne précision et son coefficient de variation (c'est-à-dire le rapport de l'écart-type de sa distribution statistique à la moyenne) est de l'ordre de 0,05. C'est pourquoi les actions correspondantes sont représentées par une valeur unique calculée à partir des dessins du projet et des poids volumiques moyens des matériaux, et il convient de l'adopter comme valeur caractéristique.

Lorsque les incertitudes sur une action permanente ne sont pas négligeables et en admettant qu'il existe des informations statistiques suffisantes, des valeurs caractéristiques sont choisies telles que la probabilité pour que la valeur réelle de l'action les dépasse (dans un sens ou dans l'autre) soit inférieure à 5 %, la fonction de répartition étant supposée Normale (figure 4).

Les actions permanentes d'origine géotechnique sont traitées dans l'Eurocode 7 (EN 1997 : *Calcul géotechnique*). Les valeurs représentatives de certaines d'entre elles peuvent résulter de la prise en compte de divers niveaux (sol ou eau de la nappe) liés à des situations de projet particulières (cf. § 5.2).

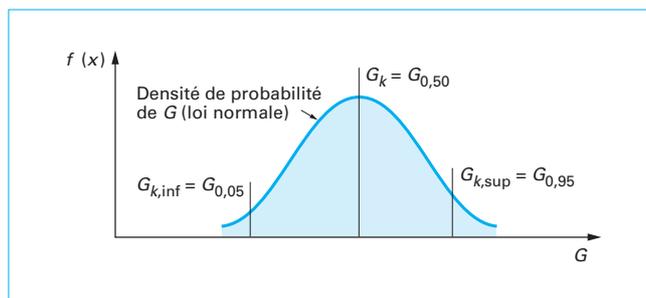


Figure 4 – Représentation schématique des valeurs caractéristiques des actions permanentes

### 5.4.2 Actions variables

Les actions variables sont des actions à occurrences discrètes plus ou moins ponctuelles dans le temps ou à caractères (intensité, direction, etc.) variables dans le temps et non monotones (neige, vent, température, houle par exemple).

Les actions variables sont représentées par la lettre  $Q$ . Les principales valeurs représentatives d'une action variable qui peuvent intervenir dans les combinaisons d'actions sont :

- la valeur caractéristique, notée  $Q_k$  ;
- la valeur de combinaison, notée  $\psi_0 Q_k$  ;
- la valeur fréquente, notée  $\psi_1 Q_k$  ;
- la valeur quasi permanente, notée  $\psi_2 Q_k$ .

Les valeurs fréquente et quasi permanente sont des propriétés intrinsèques de l'action variable considérée et les coefficients  $\psi_1$  et  $\psi_2$  sont des quotients, par la valeur caractéristique, d'autres valeurs déterminées directement. Il n'en va pas de même du coefficient  $\psi_0$ , appelé coefficient de combinaison, qui fixe le niveau d'intensité d'une action variable non dominante, c'est-à-dire lorsqu'elle est prise en compte, dans les calculs, en même temps qu'une autre action variable dite dominante affectée de sa valeur caractéristique (cf. § 5.5).

L'étude d'une action variable repose sur la distribution statistique des maxima de son intensité au cours d'intervalles élémentaires choisis de façon que ces maxima puissent être considérés comme indépendants. Cette distribution statistique permet d'identifier un type de loi de probabilité, une valeur moyenne et un coefficient de variation.

#### Exemples

Pour les actions d'origine climatique, il est préférable de s'intéresser à la distribution des maxima annuels : en effet, en procédant de la sorte, les effets saisonniers sont éliminés et il est alors possible de considérer (même si ce n'est pas rigoureusement exact) que les maxima annuels ne sont pas corrélés d'une année à l'autre. Pour les charges sur les planchers de bâtiments, l'intervalle élémentaire est de l'ordre de 5 ans (immeuble de bureaux) à 7 ans (immeuble d'habitation). C'est la durée au bout de laquelle les conditions d'occupation des locaux peuvent être totalement modifiées.

La comparaison des actions variables traitées par des méthodes probabilistes n'a donc de sens que par rapport à un intervalle de temps donné, qui peut être choisi *a priori* et qui est appelé durée de référence ( $R$ ).

■ La valeur caractéristique d'une action variable est définie comme étant celle qui présente une probabilité  $p_R$ , acceptée *a priori*, d'être atteinte ou dépassée du côté des valeurs les plus défavorables au cours de la durée de référence  $R$ . De manière générale, la période de retour d'une valeur particulière est la durée moyenne entre deux dépassements de ladite valeur. Les trois paramètres :

- probabilité  $p_R$  (supposée faible) ;
- durée de référence  $R$  ;
- période de retour  $T(x)$  de la valeur  $x$  ;

sont liés par la relation :

$$T(x) \approx - \frac{R}{\ln(1 - p_R)} \approx \frac{R}{p_R}$$

avec

$$p_R = \text{Prob}_R(X > x)$$

Pour la plupart des actions variables climatiques (neige, vent, température, etc.), ainsi que pour les charges d'exploitation sur les planchers de bâtiments, la valeur caractéristique correspond à une probabilité de dépassement égale à  $p_R = 0,02$  par an ( $R = 1$  an), pour l'action elle-même ou pour un paramètre spécifique auquel elle est liée, ou, autrement dit, à une période de retour de :

$$1/0,02 = 50 \text{ ans}$$

La valeur caractéristique des charges d'exploitation non exceptionnelles sur les ponts routiers est définie, dans la partie 2 de l'Eurocode 1 (EN 1991-2), sur la base d'une période de retour de 1 000 ans, soit une probabilité de dépassement  $p_R$  de 0,05 en  $R = 50$  ans. Quant à la valeur caractéristique de l'action sismique, elle est fixée, dans l'Eurocode 8 (EN 1998), sur la base d'une période de retour de 475 ans, correspondant à une probabilité de dépassement de 0,1 en 50 ans

$$\left( T(x_k) = - \frac{50}{\ln(0,9)} = 474,6 \approx 475 \text{ ans} \right).$$

■ La **valeur fréquente** d'une action variable est principalement associée à des états limites de service dont l'apparition dépend d'interventions répétées d'une action (par exemple, déformations gênantes, oscillations, etc.).

Dans le cas des charges sur les planchers de bâtiments, la valeur fréquente est choisie de telle sorte que la fraction du temps au cours de laquelle elle est dépassée soit égale à 1 % de la durée de référence. La valeur fréquente des charges routières sur un pont a été choisie de façon que cette intensité corresponde à une période de retour d'une semaine.

■ En ce qui concerne la **valeur quasi permanente**, elle est essentiellement à considérer lorsque l'on étudie l'effet d'actions de longue durée d'application, par exemple pour certains calculs de fluage du béton. Elle intervient aussi en accompagnement des actions accidentelles ou sismiques. Elle est généralement définie de façon théorique comme valeur moyenne dans le temps.

**Exemple :** la valeur quasi permanente des actions dues au trafic routier ou ferroviaire est normalement prise égale à 0. Pour les charges sur les planchers de bâtiments, elle est généralement choisie de façon que la fraction de temps au cours de laquelle elle est dépassée soit égale à 50 % de la durée de référence.

■ La figure 5 schématise les valeurs représentatives des actions variables pour les actions applicables aux bâtiments.

■ Le tableau 2 reproduit le tableau A1.1 de la norme EN 1990 – annexe A1, indiquant les valeurs recommandées des coefficients  $\psi$  pour certaines actions courantes applicables aux bâtiments.

**Nota :** la norme française NF EN 1990 a confirmé les valeurs numériques du tableau 2 dans son annexe nationale et ajouté les valeurs des coefficients  $\psi$  relatives aux charges de neige à Saint-Pierre-et-Miquelon ( $\psi_0 = 0,7$  ;  $\psi_1 = 0,5$  ;  $\psi_2 = 0,2$ ).

### 5.4.3 Actions accidentelles

Exceptionnelles, mal prévisibles, les actions accidentelles (notées A) sont en général de courte durée d'application et souvent évitables (explosions, chocs, incendie par exemple). Si des données suffisantes pour un traitement statistique sont disponibles, une valeur caractéristique peut être déterminée, ce qui per-

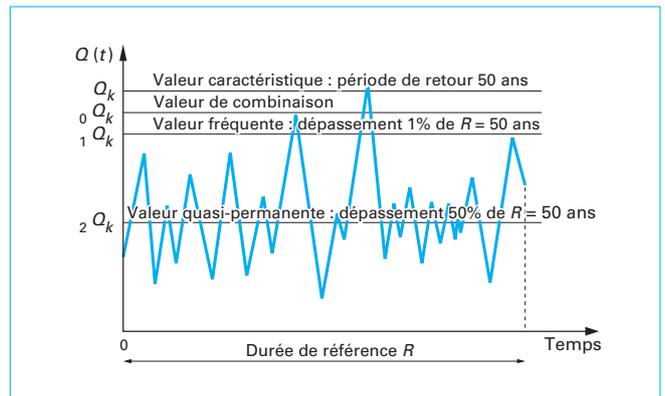


Figure 5 – Illustration schématique des diverses valeurs représentatives des actions variables pour les bâtiments

Tableau 2 – Valeurs recommandées des coefficients  $\psi$  pour les actions courantes (1)

Action	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
<b>Charges d'exploitation des bâtiments, catégorie (voir EN 1991-1.1) :</b>			
– Catégorie A : habitation, zones résidentielles	0,7	0,5	0,3
– Catégorie B : bureaux	0,7	0,5	0,3
– Catégorie C : lieux de réunion	0,7	0,7	0,6
– Catégorie D : commerces	0,7	0,7	0,6
– Catégorie E : stockage	1,0	0,9	0,8
– Catégorie F : zone de trafic, véhicules de poids $\leq 30$ kN	0,7	0,7	0,6
– Catégorie G : zone de trafic, véhicules de poids compris entre 30 et 160 kN	0,7	0,5	0,3
– Catégorie H : toits	0	0	0
<b>Charges dues à la neige sur les bâtiments (voir EN 1991-1-3) (2) :</b>			
– Finlande, Islande, Norvège, Suède	0,70	0,50	0,20
– Autres États membres CEN, pour lieux situés à une altitude $H > 1\ 000$ m.a.n.m. (3)	0,70	0,50	0,20
– Autres États membres CEN, pour lieux situés à une altitude $H \leq 1\ 000$ m.a.n.m.	0,50	0,20	0
<b>Charges dues au vent sur les bâtiments (voir EN 1991-1-4)</b>	0,6	0,2	0
Température (hors incendie) dans les bâtiments (voir EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0

(1) Les valeurs des coefficients  $\psi$  peuvent être données dans l'annexe nationale.  
 (2) Pour des pays non mentionnés dans ce qui suit, se référer aux conditions locales appropriées.  
 (3) m.a.n.m. : mètres au-dessus du niveau de la mer.

met de déduire une valeur représentative à introduire dans les combinaisons d'actions de la même manière que les actions variables. Dans le cas contraire (cas le plus fréquent), ladite valeur représentative unique est déterminée directement dans la mesure où, du fait de leur caractère accidentel, trop peu de données sont disponibles pour appliquer de façon pertinente les méthodes statistiques.

Dans la norme EN 1990, l'action sismique ( $A_E$ ) est traitée différemment d'une action accidentelle.

En réalité, les actions ne sont pas intrinsèquement accidentelles. Elles sont classées comme telles, associées à des règles de calcul appropriées, pour des raisons économiques évidentes.

Par exemple, l'EN 1991-1-3 « Charges de neige » autorise, selon l'endroit, de considérer une charge « accidentelle ».

#### 5.4.4 Valeurs de calcul des actions

Les actions sont introduites dans les modèles de calcul avec des valeurs particulières appelées **valeurs de calcul**, afin de déterminer leurs effets.

La valeur de calcul  $F_d$  d'une action  $F$  est obtenue en multipliant sa valeur représentative notée  $F_{rep}$  et valant  $F_k$  ou  $\psi F_k$  ( $\psi = \psi_0, \psi_1, \psi_2$ ) (cf. § 5.4.2) par un coefficient partiel  $\gamma_f$ , soit :

$$F_d = \gamma_f F_{rep} = \gamma_f \psi F_k \quad (4)$$

avec  $\psi = 1, \psi_0, \psi_1, \psi_2$

$\gamma_f$  est un coefficient partiel destiné à couvrir, de manière générale, les incertitudes sur le choix de la valeur caractéristique de l'action  $F$  et, parfois, une partie des incertitudes liées au modèle de l'action.

### 5.5 Combinaisons d'actions

#### 5.5.1 Principe des combinaisons d'actions

Lorsqu'une construction particulière est étudiée, plusieurs actions sont à prendre en compte simultanément, si cette simultanéité peut se produire physiquement. Il y a lieu alors de considérer des combinaisons dans lesquelles ces actions sont introduites avec différentes valeurs représentatives  $F_{rep}$  liées :

- soit au fait que, lors des calculs justificatifs, plusieurs actions sont combinées et que toutes ces actions ne doivent pas être prises en compte simultanément avec un niveau d'intensité élevé ;
- soit à la considération d'un nombre de répétitions ou d'une durée d'application.

Soit, en premier lieu, la combinaison linéaire de deux actions variables  $X$  et  $Y$ . L'un des objectifs de la méthode semi-probabiliste est de sélectionner un nombre limité de couples de valeurs  $(x, y)$  couvrant les effets de l'application simultanée des actions  $X$  et  $Y$  au plus grand nombre d'éléments structuraux dans des proportions variables, et correspondant à une probabilité d'occurrence inférieure ou égale à la probabilité d'occurrence de l'une ou de l'autre des actions, considérées avec leurs valeurs caractéristiques.

Pour une proportion donnée des actions  $X$  et  $Y$  (ou, plus précisément, de leurs effets) :  $Z = aX + bY$  (le symbole « + » signifie « doit être combiné à »), il existe une infinité de couples  $(x, y)$  correspondant à une probabilité  $P$  d'occurrence de la combinaison considérée, situés sur une droite du plan des valeurs de  $X$  et  $Y$ . Lorsque la proportion varie (c'est-à-dire lorsque  $a$  et  $b$  varient), la famille de droites ainsi constituée enveloppe une courbe  $C(P)$  dont il peut être démontré qu'elle est convexe (figure 6).

Deux combinaisons enveloppantes, correspondant aux points I et J de la figure 6, sont déterminées à l'aide d'une tangente intermédiaire (dont le choix ne nécessite d'ailleurs pas une grande précision). Leur signification est la suivante : lorsque l'une des actions est prise en compte avec sa valeur caractéristique ( $X_k$  ou  $Y_k$ ), l'autre action est prise en compte avec une valeur réduite, dite valeur d'accompagnement (respectivement  $\psi_{0Y} Y_k$  ou  $\psi_{0X} X_k$ ). Le coefficient  $\psi_0$  est appelé **coefficient de combinaison**.

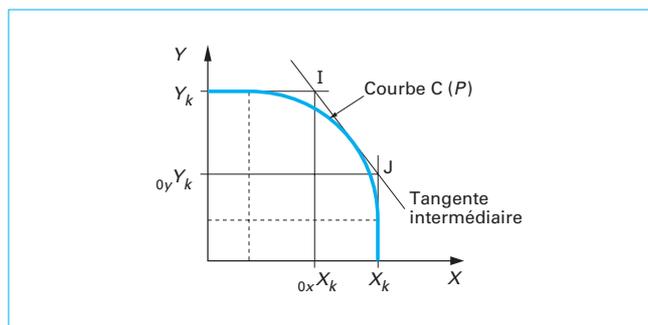


Figure 6 – Courbe d'interaction entre deux actions variables (la figure suppose que les actions  $X$  et  $Y$  agissent dans le même sens)

Le principe de base pour la formation des combinaisons de plusieurs actions est que les effets de plusieurs actions variables prises avec leur valeur caractéristique ne se cumulent pas, pour la simple raison que le résultat d'une telle combinaison serait bien trop défavorable sur un plan économique. Le problème de la combinaison de plusieurs actions variables a été longuement étudié et débattu par le passé. Les deux approches les plus opérationnelles sont la règle de Turkstra [1] et le modèle de Ferry-Borges et Castanheta [2]. Dans les Eurocodes, c'est la règle de Turkstra (1972) qui a été adoptée.

Selon cette règle, dans l'ensemble des actions variables applicables à une construction donnée, toutes les actions variables sont tour à tour sélectionnées et qualifiées d'action dominante (« leading action », en anglais). À l'instant où l'action variable dominante atteint sa valeur caractéristique, toutes les autres actions variables (qualifiées d'actions d'accompagnement) atteignent une valeur inférieure à leur valeur caractéristique, appelée **valeur de combinaison**. L'ensemble constitué par les actions permanentes, l'action variable dominante et les actions variables d'accompagnement forme une combinaison d'actions. Il n'y a généralement qu'une seule combinaison critique vis-à-vis d'un effet particulier, de sorte qu'il est possible d'éviter de considérer successivement toutes les actions variables comme dominantes.

La règle de Turkstra conduit à des résultats qui, théoriquement, ne sont pas systématiquement du côté de la sécurité, car il est fort possible que la situation la plus défavorable se produise à un instant où aucune action variable n'atteint sa valeur caractéristique. Il n'en reste pas moins que cette règle permet d'approcher de manière suffisamment étroite dans la plupart des cas les situations les plus défavorables.

#### 5.5.2 Formation des combinaisons d'actions

Chacune des combinaisons formées pour le calcul des ouvrages est axée sur une action dominante qui peut être une action variable, une action accidentelle ou une action sismique. Lorsque l'action dominante est une action variable, les autres actions variables sont introduites (si leur présence simultanée avec ladite action variable dominante est physiquement possible) avec leurs valeurs de combinaison ( $\psi_{0j} Q_{kj}$ ). Dans les autres cas, les actions variables sont le plus souvent considérées avec leur valeur quasi permanente. La forme de ces combinaisons est précisée au paragraphe 5.8 dans les différentes situations.

Les combinaisons possibles étant très nombreuses, seules les plus « agressives » vis-à-vis de l'effet considéré sont à prendre en compte ; celles qui sont manifestement couvertes par une combinaison plus défavorable n'ont pas à figurer dans les justifications.

## 5.6 Effets des actions

### 5.6.1 Analyse structurale

Le lecteur se reportera pour plus de détails à la rubrique *Résistance des matériaux* dans le présent traité.

Dans les Eurocodes, l'analyse de la structure est basée sur les méthodes de la mécanique des solides, notamment celles de la mécanique des structures (poutres, arcs, plaques, coques, etc.) lorsque les hypothèses correspondantes peuvent être admises. Les lois de comportement des matériaux doivent être adaptées aux situations considérées, en tenant compte notamment de la vitesse de chargement. Les non-linéarités géométriques (liaisons unilatérales, effets du second ordre, etc.) ou liées au comportement (post-élastique, fissuration, etc.) doivent être prises en compte dans le calcul des effets des actions. Il est cependant admis, dans la plupart des cas, de procéder à un calcul linéaire équivalent, pourvu que les résultats obtenus par cette approche puissent être considérés comme acceptables vis-à-vis des objectifs de vérification poursuivis.

### 5.6.2 Valeurs de calcul des données géométriques

Le calcul des effets des actions et des résistances fait intervenir des données géométriques : il s'agit de données correspondant aux dimensions des éléments structuraux, y compris celles définissant, par exemple, la position d'armatures passives ou actives dans une structure en béton armé ou précontraint. Il peut également s'agir de données couvrant de possibles imperfections géométriques pouvant entraîner des effets du second ordre.

Dans le premier cas, il est admis de prendre pour valeurs de calcul ( $a_d$ ) les valeurs nominales ( $a_{nom}$ ) des données géométriques, c'est-à-dire les valeurs issues des dessins d'exécution :  $a_d = a_{nom}$ . Mais dans le second cas, lorsqu'il s'agit de couvrir, par exemple, l'imprécision relative au point d'application d'une charge ou à la position des zones d'appui, une valeur de calcul ( $a_d$ ) définie par  $a_d = a_{nom} \pm \Delta a$  est obtenue à partir des valeurs nominales en ajoutant ou retranchant de ces dernières certains écarts défavorables  $\Delta a$ .

### 5.6.3 Valeurs de calcul des effets des actions

Soient, pour une construction donnée, les actions physiquement compatibles. Les effets de ces actions, notés :

$$E(\gamma_f \psi F_k, a_d) \quad (5)$$

sont calculés pour les combinaisons d'actions formées selon le principe exposé au paragraphe 5.5.

Dans l'expression (5),  $a_d$  représente la valeur de calcul de l'ensemble des données géométriques, c'est-à-dire, en général, les valeurs issues des dessins du projet (§ 5.6.2).

La **valeur de calcul des effets** est obtenue en les multipliant par un coefficient partiel noté  $\gamma_{Sd}$  :

$$E_d = \gamma_{Sd} E(\gamma_f \psi F_k, a_d) \quad (6)$$

avec  $\psi = 1, \psi_0, \psi_1, \psi_2$

Le coefficient partiel  $\gamma_{Sd}$  est plus particulièrement destiné à couvrir les incertitudes de modèle structural, mais parfois, pour une faible part, celles des modèles des actions. Ainsi, la sécurité au niveau des actions est répartie entre les deux coefficients  $\gamma_f$  et  $\gamma_{Sd}$  : c'est pour cette raison que les valeurs de  $\gamma_f$  et  $\gamma_{Sd}$  ne peuvent pas être considérées comme totalement indépendantes l'une de l'autre.

Dans les cas courants (calcul linéaire), l'expression précédente est simplifiée de la manière suivante :

$$E_d = E(\gamma_F F_{rep}, a_d) \quad (7)$$

avec  $\gamma_F = \gamma_{Sd} \times \gamma_f$ ,  
 $F_{rep}$  valeur représentative de l'action.

Le coefficient de modèle  $\gamma_{Sd}$  n'est donc pas explicite et la valeur de calcul de l'action  $F$  est le plus souvent obtenue directement par le produit :

$$F_d = \gamma_F F_{rep} = \gamma_F \psi F_k \quad (8)$$

En règle générale, lorsqu'une **action variable est favorable**, il n'y a pas lieu de tenir compte de ses effets : dans ce cas, une seule valeur caractéristique et une seule valeur de calcul sont définies. En revanche, dans le cas des **actions permanentes**, lorsqu'une distinction doit être faite entre les parties favorables et défavorables, deux coefficients partiels différents doivent être employés, notés  $\gamma_{G,sup}$  et  $\gamma_{G,inf}$ .

La précontrainte, considérée comme action, est normalement représentée, à un instant donné, par deux valeurs caractéristiques respectivement maximale ( $P_{k,max}$ ) et minimale ( $P_{k,min}$ ). Cependant, dans les ouvrages comportant de nombreuses phases de construction, la précontrainte est généralement introduite par sa valeur moyenne.

## 5.7 Résistance des éléments structuraux

Le lecteur pourra aussi se reporter aux articles spécifiques de la rubrique *Résistance des matériaux* dans ce traité.

### 5.7.1 Valeurs caractéristiques des propriétés des matériaux

Dans les constructions, différentes propriétés des matériaux interviennent. L'une des plus importantes est la résistance, c'est-à-dire l'aptitude de la matière à ce qu'existent des contraintes qui équilibrent les forces agissant sur la structure. En fait, cette notion couvre une réalité complexe car certaines actions, qualifiées de « favorables », peuvent agir dans le sens d'une augmentation de la résistance de la structure. La **résistance proprement dite des matériaux doit donc être distinguée de la résistance structurale**.

Une propriété d'un matériau donné peut être caractérisée par la valeur  $f$ , évaluée en procédant à une série d'essais de laboratoire dont les résultats, présentant une inévitable dispersion, sont traités à l'aide de techniques statistiques. Pour les matériaux de construction courants, les propriétés auxquelles il est fait le plus souvent référence sont la **résistance** (en compression ou en traction simples) ou la **limite élastique**. Mais une propriété d'un matériau mesurée à partir d'essais normalisés est relativement conventionnelle : la valeur « effective » de la propriété du matériau appartenant à la structure peut être notablement différente. Il en va ainsi, par exemple, de la résistance en compression mesurée par des essais d'écrasement d'éprouvettes en béton par rapport à celle du même béton en place dans un ouvrage.

Les propriétés de résistance des matériaux sont représentées par des valeurs caractéristiques, notées  $f_k$ , c'est-à-dire des valeurs qui ont une probabilité donnée de ne pas être atteintes lors d'une hypothétique série d'essais illimitée.

En règle générale (y compris pour les sols et roches), la valeur caractéristique d'une propriété est définie comme étant le fractile 5 % si une valeur basse est défavorable, ou le fractile 95 % si une valeur haute est défavorable, de sa distribution statistique.

Par **exemple**, l'Eurocode 2 définit deux valeurs de la résistance caractéristique en traction du béton, notées  $f_{ctk,0,05}$  et  $f_{ctk,0,95}$ . La valeur caractéristique supérieure intervient dans des règles visant à dimensionner des armatures passives pour éviter un comportement fragile de certaines sections ou des règles de « dimensionnement en capacité » auxquelles il est souvent fait recours en génie parasismique et en présence de certaines actions accidentelles.

Les paramètres de comportement mécanique ou physique (module d'élasticité, coefficients de fluage, de dilatation thermique, etc.) sont représentés par une valeur moyenne pour le motif que, selon les cas, ils peuvent être favorables ou défavorables. Lorsqu'elle peut être défavorable à un degré significatif, leur variabilité doit être prise en compte en considérant des intervalles de définition appropriés ou par des coefficients partiels permettant de couvrir ses conséquences.

### 5.7.2 Valeurs de calcul des propriétés des matériaux

La valeur de calcul ( $X_d$ ) d'une propriété d'un matériau est obtenue à partir de sa valeur caractéristique ( $X_k$ ) :

- en la divisant par un **coefficient de sécurité**  $\gamma_m$  qui tient compte des incertitudes, dans un sens défavorable, sur la valeur caractéristique de ladite propriété et d'éventuels défauts localisés ;
- en la multipliant éventuellement par un **coefficient de conversion**  $\eta$  destiné à tenir 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.

Ainsi, on peut écrire d'une façon générale :

$$X_d = \eta \frac{X_k}{\gamma_m} \quad (9)$$

### 5.7.3 Valeur de calcul de la résistance structurale

■ Selon une démarche similaire à celle aboutissant à la valeur de calcul des effets des actions, la **valeur de calcul de la résistance structurale**, fonction des propriétés individuelles des matériaux ( $i$ ) et des données géométriques, est déterminée par une expression de la forme :

$$R_d = \frac{1}{\gamma_{Rd}} R \left\{ \eta_i \frac{X_{k,i}}{\gamma_{m,i}}, a_d \right\} \quad (10)$$

avec  $\gamma_{Rd}$  coefficient couvrant les incertitudes du modèle de résistance et les variations des données géométriques si elles ne sont pas explicitement modélisées.

Si la résistance structurale est une fonction linéaire de celle des matériaux individuels, le coefficient  $\gamma_{Rd}$  est intégré dans un **coefficient de sécurité global**  $\gamma_M$  affectant la résistance caractéristique des matériaux, et :

$$\gamma_{M,i} = \gamma_{Rd} \times \gamma_{m,i} \quad (11)$$

de sorte que l'expression (10) devient :

$$R_d = R \left\{ \eta_i \frac{X_{k,i}}{\gamma_{M,i}}, a_d \right\} \quad (12)$$

■ Comme dans le cas des actions, la **résistance de calcul d'un matériau** est définie comme le quotient de sa valeur caractéristique par le coefficient « global »  $\gamma_M$ , lorsque le coefficient  $\gamma_{Rd}$  n'est pas explicite. En présence d'un seul matériau, l'expression de la résistance de calcul prend la forme simple suivante (comme dans l'Eurocode 3) :

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_M} \quad (13)$$

■ Enfin, en cas d'analyse d'une structure par des **méthodes non linéaires, et si plusieurs matériaux interviennent en association**, la norme EN 1990 propose une formulation plus raffinée qui privilégie les propriétés d'un des matériaux :

$$R_d = \frac{1}{\gamma_{M,1}} R \left\{ \eta_1 X_{k,1} ; \eta_i X_{k,i(i>1)} \frac{\gamma_{m,1}}{\gamma_{m,i}} ; a_d \right\} \quad (14)$$

## 5.8 Vérification des constructions

### 5.8.1 Format général

La justification des constructions aux états limites consiste à vérifier, pour un certain nombre d'éléments et de sections d'une construction donnée :

- que les effets des actions, prises avec leur valeur de calcul (cf. § 5.4.4), à considérer vis-à-vis des **états limites ultimes d'équilibre statique** ne dépassent pas, dans le sens défavorable, les effets limites correspondants (ceci est vrai également pour certains états limites de service, par exemple lorsqu'il s'agit d'une décompression) ;
- que les effets des actions, prises avec leurs valeurs de calcul, à considérer vis-à-vis de chacun des **autres états limites** ne dépassent pas, dans le sens défavorable, les résistances ou effets limites correspondants ou permettent de satisfaire certains critères de performance.

Cette façon de justifier les constructions nécessite des adaptations en cas d'analyse structurale non linéaire (non-linéarités géométriques et mécaniques), lorsque le caractère dynamique de certaines actions ne peut être pris en compte par des efforts quasi statiques équivalents ou lorsqu'il s'agit d'examiner le risque d'endommagement par fatigue.

### 5.8.2 Synthèse sur le système des coefficients partiels utilisés dans la vérification

L'ensemble du système des coefficients partiels est représenté schématiquement sur la figure 7.

La décomposition des coefficients partiels n'est généralement pas utile dans les projets courants : elle ne concerne que les cas où des valeurs caractéristiques et/ou de calcul sont déterminées dans un code ou dans les spécifications d'un projet individuel. Pour l'emploi des modèles non linéaires ou des modèles de résistances et d'actions à plusieurs variables, le système de coefficients partiels peut nécessiter certaines adaptations.

### 5.8.3 Vérifications aux états limites ultimes

#### ■ Modes de défaillance des constructions

La norme EN 1990 définit les principaux modes de défaillance associés aux états limites ultimes de la façon suivante :

- EQU : **perte d'équilibre statique** de la structure ou de l'une quelconque de ses parties, considérée comme un corps rigide, pour laquelle de faibles variations de la valeur ou de la répartition spatiale des actions d'**une même origine** sont déterminantes et les résistances des matériaux structuraux ou du sol n'interviennent généralement pas ;
- STR : **défaillance interne ou déformation excessive** de la structure ou d'éléments structuraux, incluant les semelles, pieux et murs de soubassement, pour laquelle la résistance des matériaux de construction de la structure est déterminante : une défaillance STR peut faire intervenir ou non des actions géotechniques ;
- GEO : **défaillance ou déformation excessive du sol** mettant en jeu de manière significative les résistances du sol ou des roches ;
- FAT : **défaillance par fatigue** de la structure ou d'éléments structuraux.

Des exemples de sections susceptibles de connaître l'un de ces modes de défaillance (états limites) sont illustrés sur la figure 8.

Le but de ces définitions est de clarifier la situation :

- des ensembles particuliers de coefficients partiels sont associés à chaque mode de défaillance ;

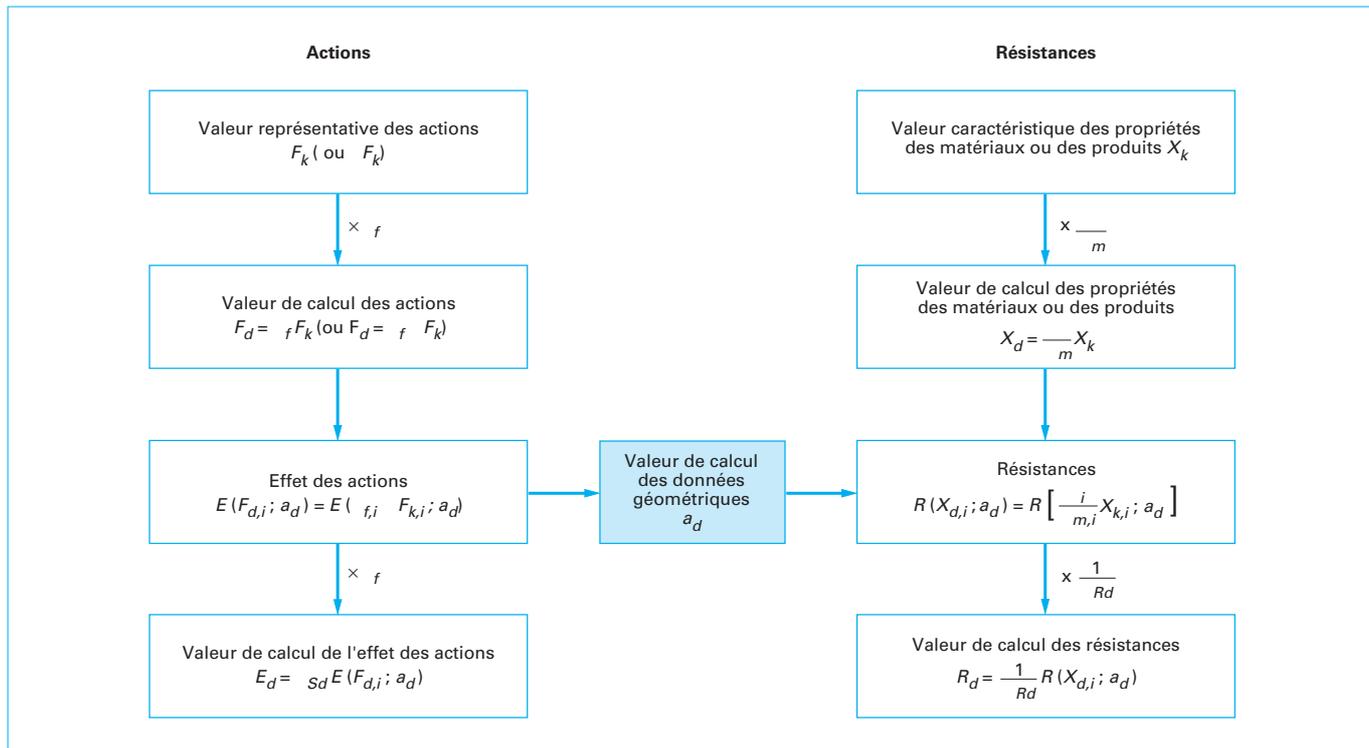


Figure 7 – Représentation générale du système des coefficients partiels dans les Eurocodes

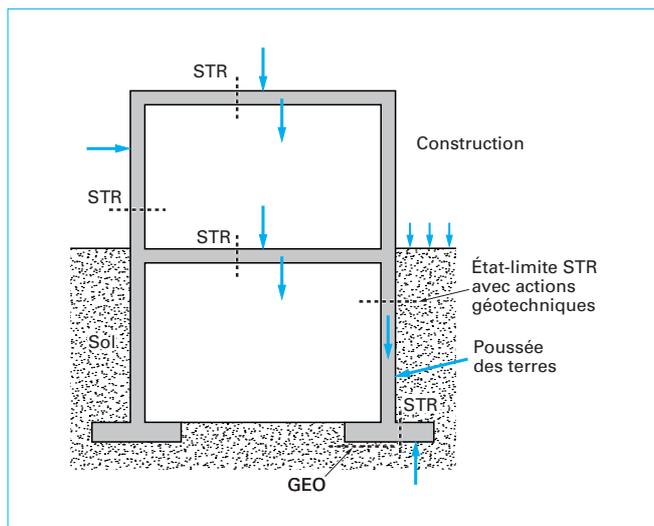


Figure 8 – Illustration des états limites

– une défaillance structurale possible peut être la conséquence d’une série d’événements indésirables constituant un scénario de danger potentiel ;  
 – il semble raisonnable et rationnel de considérer que toutes les situations de projet idéalisant les conséquences d’un scénario particulier de danger potentiel doivent être vérifiées avec l’ensemble de coefficients partiels relatifs au premier des événements du scénario.

Ceci étant, les précédentes définitions ne couvrent pas tous les cas possibles. Par exemple, si la défaillance d’une structure par manque de résistance structurale est relativement facile à comprendre, la frontière entre un état limite d’équilibre statique et un état limite de basculement d’une structure par manque de capacité portante du sol est nettement plus floue. De la même façon, pour analyser l’équilibre en cours d’exécution d’un tablier de pont construit en encorbellement dont les fléaux sont maintenus par des câbles en acier, le phénomène à éviter est le basculement accidentel d’un fléau (problème d’équilibre statique) ; mais si ce phénomène survient, il met en jeu la résistance des câbles qui doivent être dimensionnés vis-à-vis d’une défaillance par manque de résistance.

■ **Format général de vérification vis-à-vis de la perte d’équilibre statique et de la défaillance structurale**

● **États limites ultimes d’équilibre statique ou de déplacement global d’une structure comme un tout (EQU)**

Les vérifications se traduisent par une inéquation de la forme :

$$E_{d,dst} \leq E_{d,stab} \tag{15}$$

avec  $E_{d,dst}$  valeur de calcul de l’effet des actions déstabilisatrices,  
 $E_{d,stab}$  valeur de calcul de l’effet des actions stabilisatrices.

● **États limites ultimes de rupture ou de déformation excessive d’une section, d’un élément ou d’un assemblage (STR et/ou GEO)**

Les vérifications se traduisent par une inéquation de la forme :

$$E_d \leq R_d \tag{16}$$

avec  $E_d$  valeur de calcul de l’effet des actions,  
 $R_d$  valeur de la résistance de calcul correspondante, associant toutes les propriétés structurales avec leurs valeurs de calcul respectives.

### ■ Les combinaisons d'actions aux états limites ultimes

Les justifications aux états limites ultimes autres que ceux liés à la fatigue ou à une perte d'équilibre statique sont principalement basées sur la combinaison fondamentale vis-à-vis de situations durables ou transitoires dont la forme courante est la suivante (expression 6.10 dans l'EN 1990) :

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} \llcorner + \llcorner \gamma_P P \llcorner + \llcorner \gamma_{Q,1} Q_{k,1} \llcorner + \llcorner \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (17)$$

avec  $Q_{k,1}$  action variable dominante introduite avec sa valeur caractéristique,

ou, alternativement, la plus défavorable des deux expressions suivantes (expressions 6.10a et 6.10b dans l'EN 1990) :

$$\left. \begin{aligned} \sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} \llcorner + \llcorner \gamma_P P \llcorner + \llcorner \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} \llcorner + \llcorner \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \\ \sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{Gj} G_{kj} \llcorner + \llcorner \gamma_P P \llcorner + \llcorner \gamma_{Q,1} Q_{k,1} \llcorner + \llcorner \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \end{aligned} \right\} \quad (18)$$

avec  $\llcorner + \llcorner$  symbole signifiant : « doit être combiné à »,

$\xi$  coefficient réducteur affectant les actions permanentes à caractère défavorable, à choisir dans l'intervalle 0,85 à 1,0.

De manière générale, l'indice  $k$  signifie « caractéristique ». Le premier indice des coefficients  $\psi$  permet d'identifier le type et le second indice représente le numéro de l'action considérée : par exemple, l'action variable dominante prise avec sa valeur caractéristique est notée  $Q_{k,1}$ ,  $\psi_{12} Q_{k,2}$  représente la valeur fréquente de l'action variable d'accompagnement n° 2.

Le choix entre l'expression (6.10) (17) et le couple (6.10 a/b) de l'EN 1990 (18) est laissé aux autorités nationales.

● Les **combinaisons accidentelles** ont pour expression courante (expression 6.11 dans l'EN 1990) :

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} \llcorner + \llcorner P \llcorner + \llcorner A_d \llcorner + \llcorner (\psi_{1,1} \text{ ou } \psi_{2,1}) Q_{k,1} \llcorner + \llcorner \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (19)$$

avec  $A_d$  action accidentelle de calcul.

Si une action variable peut être physiquement présente lors de l'occurrence de l'action accidentelle, elle est prise en compte avec sa valeur fréquente. Les autres actions variables éventuelles sont introduites dans la combinaison avec leur valeur quasi permanente. Le choix entre  $\psi_{1,1} Q_{k,1}$  et  $\psi_{2,1} Q_{k,1}$  dépend de la situation de projet accidentelle considérée (choc, incendie, etc.).

● La **combinaison en situation sismique** s'exprime de la façon suivante (expression 6.12 dans l'EN 1990) :

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} \llcorner + \llcorner P \llcorner + \llcorner A_{Ed} \llcorner + \llcorner \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (20)$$

avec  $A_{Ed}$  action sismique de calcul.

En règle générale, les actions variables ne sont prises en compte dans la combinaison sismique que par leur valeur quasi permanente.

### 5.8.4 États limites de service

Les vérifications vis-à-vis des états limites de service se traduisent, de manière générale, par une inéquation de la forme :

$$E_d \leq C_d \quad (21)$$

avec  $C_d$  valeur de calcul limite correspondant au critère d'aptitude au service considéré,

$E_d$  valeur de calcul de l'effet des actions intervenant dans le critère d'aptitude au service, déterminée à partir de la plus défavorable des combinaisons détaillées ci-après.

Les combinaisons considérées sont les suivantes :

– **combinaison caractéristique** :

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} \llcorner + \llcorner P \llcorner + \llcorner Q_{k,1} \llcorner + \llcorner \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (22)$$

– **combinaison fréquente** :

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} \llcorner + \llcorner P \llcorner + \llcorner \psi_{1,1} Q_{k,1} \llcorner + \llcorner \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (23)$$

– **combinaison quasi permanente** :

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} \llcorner + \llcorner P \llcorner + \llcorner \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (24)$$

■ La **combinaison caractéristique** est à considérer normalement pour les états limites à court terme, dans lesquels un effet étudié (par exemple, formation d'une fissure, rupture d'une cloison par déformation instantanée excessive) atteint une seule fois une certaine valeur. Elle correspond à des sollicitations et autres effets dont les probabilités de dépassement sont voisines de la probabilité de dépassement de sa valeur caractéristique par l'action variable dominante  $Q_{k,1}$ . De façon plus synthétique, la combinaison caractéristique est à considérer pour des justifications vis-à-vis d'états limites de service irréversibles.

**Exemple** : un état limite, dans une pièce en béton, caractérisé par une ouverture de fissure de 0,5 mm est un état limite irréversible car, avec une telle ouverture, la fissure ne peut pas se refermer totalement.

■ La **combinaison fréquente** est à considérer pour des états limites à moyen terme, liés à l'atteinte par l'effet étudié d'une certaine valeur, soit pendant une petite partie de la durée de référence, soit un certain nombre de fois. Elle correspond à des effets dont les durées ou fréquences de dépassement sont voisines de celle de la valeur fréquente  $\psi_1 Q_{k,1}$  de l'action variable dominante  $Q_1$ .

■ La **combinaison quasi permanente** est à considérer pour l'étude des effets à long terme des actions, liés à l'atteinte d'une certaine valeur par ces effets pendant une longue durée (par exemple pour l'étude du fluage d'une structure en béton).

■ Les **combinaisons fréquente et quasi permanente** sont à considérer pour la justification vis-à-vis d'états limites réversibles, c'est-à-dire d'états limites qui ne seront plus atteints ou légèrement dépassés lorsque les actions à l'origine de l'atteinte ou du dépassement auront disparu.

## 6. Application nationale des Eurocodes

Environ huit mois après son approbation par le SC chargé de son élaboration, durée nécessaire pour permettre sa mise en forme définitive, sa traduction dans les deux autres langues officielles du CEN (française et allemande), et sa ratification par vote formel des États membres, une partie d'Eurocode est mise à disposition par le CEN aux organismes nationaux de normalisation (l'Afnor, en France) pour publication. Cette période est également mise à profit pour élaborer les versions française et allemande du texte, élaboré initialement en anglais, ces trois langues étant langues officielles du CEN. Débutent alors en parallèle la période de traduction dans la langue nationale (un an), lorsqu'il ne s'agit pas de l'une des trois langues officielles, et la période dite de calibrage, pendant laquelle les paramètres nationaux doivent être fixés et l'annexe nationale établie. À la fin de cette dernière période de deux ans, la norme correspondante est éditée en temps que norme nationale, contenant le texte Eurocode proprement dit dans la langue

nationale, un préambule national et l'annexe nationale. La période de coexistence d'un « paquet » débute alors et se termine trois ans après la publication nationale de la dernière partie du paquet. À l'issue de cette période, tous les textes nationaux pouvant entrer en conflit avec les parties du paquet considéré sont retirés. L'empilage de toutes ces périodes conduit à l'application exclusive de l'ensemble des Eurocodes à l'horizon 2010.

La détermination des niveaux de sécurité des ouvrages, ainsi que les aspects liés à la durabilité et à l'économie restent de la compétence des États membres. Ainsi, les différences de niveau ou de culture de vie sont prises en compte et les niveaux de protection associés peuvent être modulés nationalement ou régionalement par les États membres. De même, les données géographiques et climatiques sont des données territoriales introduites par chaque État, dans son annexe nationale. Ces choix possibles de sécurité ou de particularité locale sont indiqués dans le texte des Eurocodes, soit sous forme de paramètres dont les valeurs sont à fixer (soit parce que plusieurs valeurs sont proposées, soit parce que ce paramètre est laissé sous forme de symbole), de classes ou de méthodes de conception ou de calcul alternatives [3]. Généralement, les normes indiquent des intervalles de définition pour les valeurs des paramètres, à l'intérieur desquels le choix doit se faire. Enfin, des valeurs, classes ou méthodes recommandées sont indiquées en notes dans le texte lui-même.

Globalement, ces choix sont dénommés « paramètres déterminés nationalement » (NDP en anglais). Un exemple particulièrement notable de tels paramètres est constitué par tous les coefficients partiels décrits dans l'EN 1990 (cf. § 4), qui sont introduits sous forme de symboles dans tous les Eurocodes, avec des valeurs recommandées, et doivent être fixés nationalement.

Ainsi, pour chaque partie d'Eurocode, une annexe nationale est nécessaire lorsque des NDP sont définis dans le corps du texte, et chaque État est libre d'effectuer les choix de ces paramètres à l'intérieur des intervalles autorisés, ces choix pouvant éventuellement être celui des valeurs recommandées. L'annexe nationale contient donc en principe :

- les valeurs et/ou classes lorsqu'un choix est laissé dans l'Eurocode ;
- la valeur à donner à un symbole ;
- les données spécifiques à un pays (géographiques, climatiques...) ;
- les choix de méthodes, lorsque plusieurs méthodes sont laissées au choix dans l'Eurocode ;
- l'application des annexes informatives, chaque État pouvant rendre obligatoire sur son territoire l'application d'une telle annexe ;
- des compléments d'information non contradictoires pour l'application de méthodes de l'Eurocode ;
- la référence à de la documentation technique non contradictoire avec l'Eurocode permettant à l'utilisateur d'appliquer l'Eurocode.

Une annexe nationale ne peut pas modifier le contenu de l'Eurocode autrement qu'en fixant les NDP ou en donnant de l'information complémentaire. Si l'annexe nationale ne précise pas un choix de NDP, le concepteur peut faire ce choix lui-même, tenant compte des conditions locales et de celles du projet. Par rapport à l'Eurocode, l'annexe nationale a un statut informatif. Elle doit donc être visée par une réglementation ou une norme nationale pour avoir un statut fort dans un État membre.

L'annexe nationale est établie par l'organisme normalisateur national, en coordination avec les autorités nationales concernées. Ce processus a débuté en France, où l'évaluation des différents paramètres de sécurité est en cours (en 2004), en relation avec leur impact économique. Cela peut conduire à des études très importantes, comme c'est par exemple le cas pour le zonage sismique, qui doit être revu totalement pour s'accorder avec l'approche de l'Eurocode 8, fondamentalement différente de celle des règles françaises antérieures.

## 7. Conclusion

À l'issue du processus d'adaptation nationale des Eurocodes dans les différents États membres et de production des normes produits qui s'y rattacheront, la référence technique et commerciale du génie civil sera entièrement européenne : des centaines de produits de la construction recevront le marquage « CE » sur la base d'essais ou de justifications s'appuyant sur les Eurocodes et l'ingénierie devra naviguer à travers une jungle de normes de produits, d'exécution et d'essais dont le développement ne donne pas toujours l'impression d'être parfaitement maîtrisé. Certains pensent et, parfois, déclarent que les codes de calcul brident la créativité des ingénieurs et que leur application ne saurait garantir la qualité des constructions ; une telle assertion est totalement erronée. Certes, la conformité à des normes ne signifie pas automatiquement la garantie d'un haut niveau de qualité, mais celles-ci offrent un cadre permettant à un concepteur de formaliser une démarche de qualité efficace. Les Eurocodes, normes nobles puisque ce sont des normes de conception, offriront au projeteur une beaucoup plus grande liberté de choix que les textes nationaux, le conduisant à exercer son art avec des responsabilités étendues.

Finalement, la construction européenne amènera les ingénieurs à remettre en cause l'approche traditionnelle des problèmes techniques et à développer de nouvelles compétences. Cela se voit déjà dans le cas des opérations de concession où entrepreneurs et sociétés d'ingénierie sont conduits, en particulier, à évaluer les projets qu'ils élaborent sous l'angle du risque acceptable vis-à-vis de certaines situations de danger potentiel (« *hazard scenarios* »), tant en cours de construction qu'en phase d'exploitation.

## 8. Annexe : Notions de théorie de la fiabilité. Bases du semi-probabilisme

### 8.1 Probabilité de défaillance

Pour donner une interprétation correcte du format semi-probabiliste de vérification des constructions (également appelé **méthode des coefficients partiels**), les fondements de la théorie de la fiabilité sont expliqués ici dans le cas élémentaire d'un état limite faisant intervenir seulement deux grandeurs scalaires  $E$  et  $R$ ,  $E$  représentant un effet d'actions (par exemple, un moment de flexion dans une poutre) et  $R$  une résistance (par exemple, le moment résistant de la section de poutre soumise à l'effet  $E$ ). La résistance de la section est formellement assurée si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$E \leq R \quad (25)$$

Dans la pratique, les grandeurs  $E$  et  $R$  ne sont pas parfaitement connues, de sorte qu'une certaine probabilité est attachée à la précédente inégalité. Dans l'hypothèse où elles peuvent être considérées comme des variables aléatoires continues, soit  $f_{E,R}(e, r)$  la densité de probabilité du système  $(E, R)$  qu'elles constituent. Dire que la sécurité est assurée vis-à-vis de l'état limite considéré revient à dire que le couple  $(E, R)$  appartient au domaine de sécurité  $D_s$  délimité, dans le plan rapporté au système d'axes  $(e, r)$ , par la droite d'équation  $e - r = 0$ , et tel que  $e - r < 0$  (figure 9).

Si les grandeurs  $E$  et  $R$  sont, de plus, des variables aléatoires indépendantes (de valeurs moyennes  $\mu_E$  et  $\mu_R$ , et d'écart-types  $\sigma_E$  et  $\sigma_R$ ), et en appelant  $f_E(e)$  et  $f_R(r)$  leurs densités (continues) respectives de probabilité,  $f_{E,R}(e, r) = f_E(e) f_R(r)$ , la défaillance de la

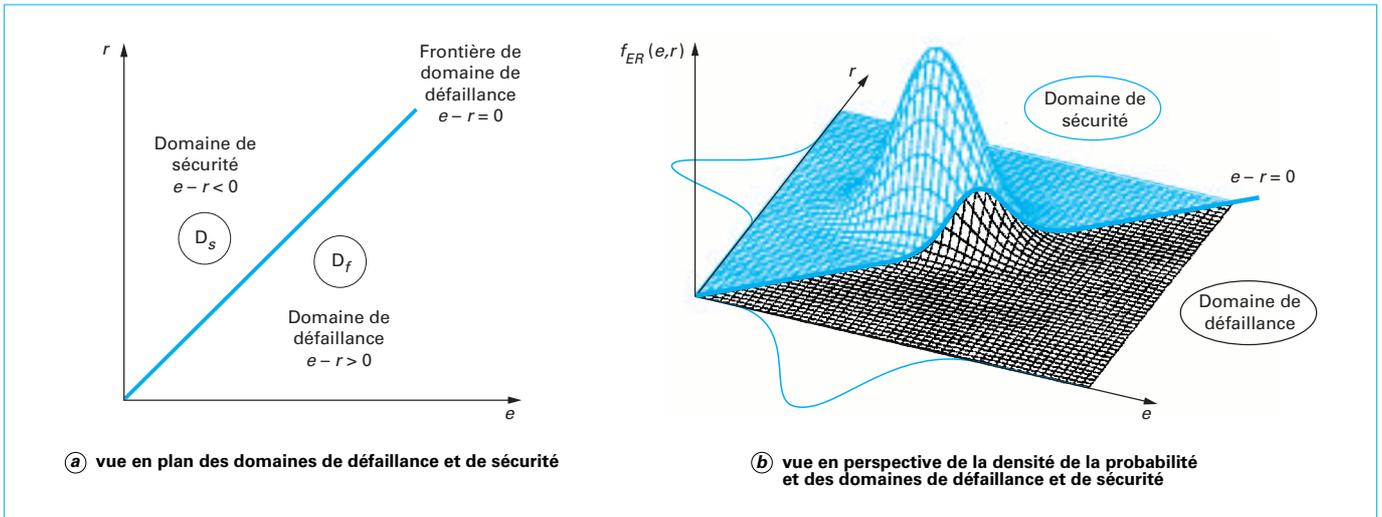


Figure 9 – Domaines de sécurité et de défaillance dans le plan (e, r)

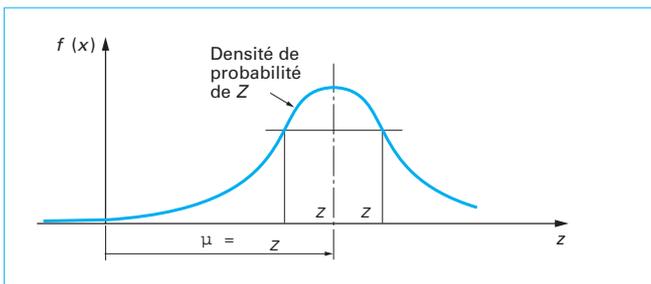


Figure 10 – Représentation de la densité de probabilité de  $Z = R - E$

construction vis-à-vis de l'état limite considéré est caractérisée par une probabilité  $p_f$  liée à ces densités par la relation :

$$p_f = \text{Prob}(R \leq E) = \int_{-\infty}^{+\infty} f_E(e) \left\{ \int_{-\infty}^e f_R(r) dr \right\} de$$

$$= \int_{-\infty}^{+\infty} f_E(e) F_R(e) de = 1 - \int_{-\infty}^{+\infty} F_E(r) f_R(r) dr$$

avec  $F_E$  et  $F_R$  fonctions de répartition de  $E$  et  $R$ .

L'expression de  $p_f$  est simple à énoncer, mais son évaluation fait face à de nombreuses difficultés opératoires provenant, entre autres choses, de la détermination de la densité de probabilité  $f_{E,R}(e, r)$ .

Les variables aléatoires  $R$  et  $E$  sont supposées indépendantes ; maintenant, elles sont supposées suivre de plus une loi Normale. La différence  $Z = R - E$  est aussi une variable aléatoire suivant une loi Normale de paramètres :

$$\mu_Z = \mu_R - \mu_E$$

$$\sigma_Z = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_E^2}$$

La probabilité de défaillance attachée à l'état limite considéré a pour expression :

$$p_f = \text{Prob}(Z \leq 0) = F_Z(0) = \Phi\left(-\frac{\mu_Z}{\sigma_Z}\right)$$

avec  $F_Z$  fonction de répartition de la variable  $Z$ ,  
 $\Phi$  fonction de répartition de la loi Normale standard (moyenne nulle, écart-type égal à l'unité).

Le but de ce qui suit est d'établir une mesure géométrique de l'écart entre l'état probable de la structure et son état de ruine le plus probable dans un espace de coordonnées réduites associées à  $r$  et  $e$ .

### 8.2 Indice de fiabilité de Rjanitzyne-Cornell

La grandeur :

$$\beta = \frac{\mu_Z}{\sigma_Z} = \frac{\mu_R - \mu_E}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_E^2}}$$

est appelée **indice de fiabilité de Rjanitzyne-Cornell**. Elle mesure la distance à l'origine de la valeur moyenne de la variable  $Z$  (figure 10).

La probabilité de défaillance s'exprime donc de la façon suivante :

$$p_f = \Phi(-\beta)$$

### 8.3 Représentation géométrique dans un espace de coordonnées réduites

Dans le plan rapporté aux coordonnées réduites (figure 11)  $x$  et  $y$  définies par :

$$x = \frac{r}{\sigma_R} \quad y = \frac{e}{\sigma_E}$$

les lignes de niveau de la densité de probabilité :

$$f_{E,R}(e, r) = \frac{1}{2\pi \sigma_E \sigma_R} \exp\left(-\frac{(e - \mu_E)^2}{2\sigma_E^2} - \frac{(r - \mu_R)^2}{2\sigma_R^2}\right)$$

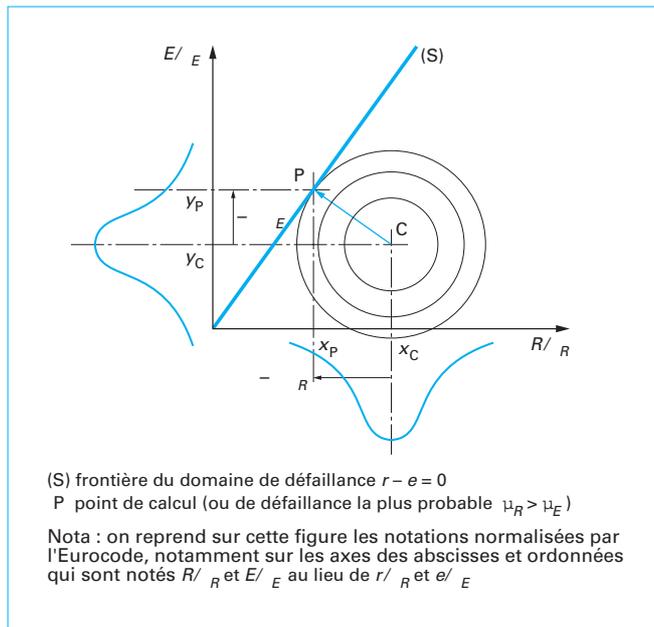


Figure 11 – Représentation géométrique dans l'espace réduit

sont des cercles d'équation  $(x - \frac{\mu_R}{\sigma_R})^2 + (y - \frac{\mu_E}{\sigma_E})^2 = k^2$ , dont le centre C a pour coordonnées  $(x_C = \frac{\mu_R}{\sigma_R}, y_C = \frac{\mu_E}{\sigma_E})$ .

et la droite (S) séparant les domaines de défaillance et de sécurité a pour équation, dans le plan  $(x, y)$  :

$$y\sigma_E - x\sigma_R = 0$$

La distance du point C à cette droite (S) est :

$$d = CP = \frac{|y_C \sigma_E - x_C \sigma_R|}{\sqrt{\sigma_E^2 + \sigma_R^2}} = \frac{\mu_R - \mu_E}{\sqrt{\sigma_E^2 + \sigma_R^2}} = \beta$$

où P est la projection orthogonale de C sur la droite (S).

L'indice de fiabilité  $\beta$  s'interprète donc comme la distance du point représentatif de l'état probable de la structure à la droite délimitant les domaines de défaillance et de sécurité.

P est le « point de calcul » (« design point » dans la norme EN 1990) ; c'est également le point de défaillance la plus probable.

Soient les notations :

$$\vec{CP} = -\beta \vec{\alpha}$$

$$\vec{\alpha} = \begin{pmatrix} \alpha_R \\ \alpha_E \end{pmatrix}$$

avec :

$$\alpha_R = \frac{\sigma_R}{\sqrt{\sigma_E^2 + \sigma_R^2}} > 0$$

$$\alpha_E = -\frac{\sigma_E}{\sqrt{\sigma_E^2 + \sigma_R^2}} < 0$$

$$\alpha_E^2 + \alpha_R^2 = 1$$

Ainsi, les coordonnées réduites de P sont :

$$x_P - x_C = -\alpha_R \beta ; y_P - y_C = -\alpha_E \beta$$

et les coordonnées de P dans l'espace initial sont :

$$E_P = \sigma_E y_P = \mu_E - \beta \alpha_E \sigma_E = \mu_E (1 - \beta \alpha_E V_E)$$

$$R_P = \sigma_R x_P = \mu_R - \beta \alpha_R \sigma_R = \mu_R (1 - \beta \alpha_R V_R)$$

avec  $V_E = \frac{\sigma_E}{\mu_E}$ ,

$$V_R = \frac{\sigma_R}{\mu_R}$$

### 8.4 Interprétation du format semi-probabiliste

Selon l'interprétation fiabiliste :

- les valeurs de calcul sont les coordonnées du point de calcul dans l'espace d'origine ;
- les valeurs représentatives sont les coordonnées d'un point de référence, connu du projeteur (puisque ce point de référence est déterminé à partir des valeurs caractéristiques des actions et des résistances fixées dans les codes) ;
- les coefficients partiels relient le point de référence au point de calcul.

Au moment de l'élaboration d'un projet, l'indice de fiabilité  $\beta$  de la construction réelle ne peut pas être connu, puisqu'elle n'existe pas encore. Seule une « valeur cible » de cet indice de fiabilité peut être définie et elle est notée  $\beta_0$ . Les valeurs de calcul de E et de R, notées  $E_d$  et  $R_d$ , sont alors définies par les expressions suivantes :

$$R_d = \mu_R - \beta_0 \alpha_R \sigma_R$$

$$E_d = \mu_E - \beta_0 \alpha_E \sigma_E$$

Le principe de sécurité de la méthode semi-probabiliste consiste à vérifier :  $R_d \geq E_d$ , ce qui revient à écrire :  $\beta \geq \beta_0$ . Assurer la sécurité d'une construction consiste à lui conférer une marge minimale mesurée par la valeur numérique  $\beta_0$  de l'indice de fiabilité  $\beta$ .

Le « calibrage » d'un code de conception et de calcul nécessite, entre autres choses, un choix pertinent de l'indice de fiabilité cible  $\beta_0$  et des coefficients  $\alpha$  pour couvrir la plupart des cas usuels.

L'Eurocode EN 1990 (annexe C) propose, pour les constructions courantes et pour une durée de référence de 50 ans (vis-à-vis des actions), un indice  $\beta_0$  égal à 3,8 (valeur cible) et les valeurs  $\alpha_E = -0,7$  et  $\alpha_R = 0,8$  (valeurs provenant d'une simplification de l'expression de  $E_d$  et  $R_d$ ) lorsque le rapport des écarts-types  $\sigma_E/\sigma_R$  est compris entre 0,16 et 7,6. En dehors de cette plage, il est recommandé d'utiliser  $\alpha_E = -1,0$  et  $\alpha_R = 1,0$  pour la variable dotée de l'écart-type le plus élevé.

Avec ces valeurs numériques, les expressions de  $R_d$  et  $E_d$  sont :

$$R_d = \mu_R - 3,04 \sigma_R ; E_d = \mu_E + 2,66 \sigma_E$$

Pour les résistances, le produit  $\alpha_R \beta_0 = 0,8 \times 3,8 = 3,04$  (correspondant à une probabilité de  $1,2 \times 10^{-3}$ ) est généralement accepté. En revanche, le produit  $\alpha_E \beta_0 = -0,7 \times 3,8 = -2,66$  semble un peu faible pour l'étude des actions : il lui correspond une probabilité de l'ordre de  $4 \times 10^{-3}$ .

Dans les combinaisons fondamentale (états limites ultimes ELU) ou caractéristique (états limites de service ELS), les actions variables, qualifiées de non dominantes, sont introduites avec leur valeur de combinaison. L'annexe C de l'Eurocode EN 1990 propose de calibrer la valeur de calcul des actions non dominantes en multipliant les précédentes valeurs des coefficients  $\alpha$  par 0,4.

Le coefficient défini par :

$$\gamma_F = \frac{E_d}{E_k} = \frac{\mu_E - \alpha_E \beta_0 \sigma_E}{E_k}$$

est appelé **coefficient partiel relatif à l'effet des actions**.

Cette définition est étendue aux actions individuelles, mais en introduisant un coefficient de modèle noté  $\gamma_{Sd}$ . Lorsque  $E$  est une fonction linéaire des actions, les coefficients partiels  $\gamma_f$  et  $\gamma_{Sd}$  ne sont pas distingués, de sorte que, pour chaque action,  $F_d$  est défini directement par :

$$F_d = \gamma_F F_{rep} \text{ avec } F_{rep} = \psi F_k$$

Selon l'interprétation fiabiliste, pour une action  $F$  représentée, dans les combinaisons, par sa valeur caractéristique  $F_k$  :

$$\gamma_F = \gamma_{Sd} \times \gamma_f = \gamma_{Sd} \frac{F_d}{F_k} = \gamma_{Sd} \frac{\mu_F - \alpha_F \beta_0 \sigma_F}{F_k}$$

Le coefficient partiel relatif à la valeur caractéristique de la résistance  $R_k$  dans le schéma de base  $R-E$  à deux variables indépendantes a pour expression :

$$\gamma_M = \frac{R_k}{R_d} = \frac{R_k}{\mu_R - \alpha_R \beta_0 \sigma_R}$$

Cette expression est étendue à l'ensemble des résistances individuelles moyennant l'introduction d'un coefficient de modèle noté  $\gamma_{Rd}$  et, s'il y a lieu, d'un coefficient de conversion  $\eta$ . Cela se traduit par :

$$R_d = \frac{1}{\gamma_{Rd}} R \left\{ \frac{\eta f_k}{\gamma_m}; a_d \right\}$$

Lorsque  $R$  est une fonction linéaire, la décomposition des coefficients partiels n'est pas explicite et  $f_d$  est défini directement par :

$$f_d = \frac{\eta f_k}{\gamma_m}$$

En introduisant l'interprétation fiabiliste, il vient :

$$\gamma_M = \gamma_{Rd} \times \gamma_m = \gamma_{Rd} \times \eta \frac{f_k}{f_d} = \gamma_{Rd} \times \eta \frac{f_k}{\mu_f - \alpha_f \beta_0 \sigma_f}$$

La figure 12 propose une illustration de la méthode semi-probabiliste. Un code de calcul bien « calibré » doit assurer que l'ouvrage projeté, une fois construit, offrira la marge de fiabilité

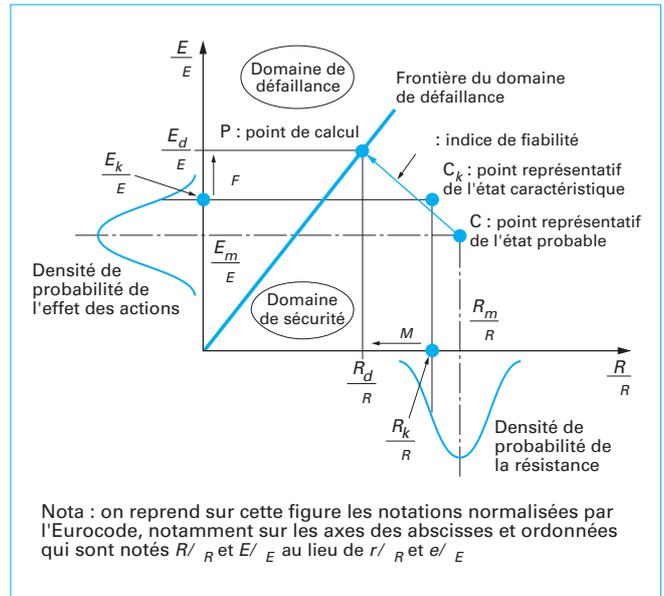


Figure 12 – Illustration de la méthode semi-probabiliste

souhaitée ou requise, ce qui se traduit par une distance minimale entre le point représentatif de l'état probable C et le point de calcul (point de défaillance la plus probable) P. Le projeteur ne connaît, en fait, que le point de référence  $C_k$ , se référant au concept de valeur caractéristique pour les actions et les résistances individuelles. À l'état limite ultime, le point de calcul est obtenu à partir du point « caractéristique » en divisant la résistance caractéristique par un coefficient partiel de la famille  $\gamma_M$  et en multipliant l'effet caractéristique des actions par un coefficient partiel de la famille  $\gamma_F$ .

Il ne faut donc pas interpréter les calculs à l'état limite ultime comme des calculs à rupture « sous charges majorées et résistances réduites », mais comme la vérification d'une marge de fiabilité par rapport à un état de défaillance relativement conventionnel : les valeurs numériques des coefficients  $\gamma_M$  et  $\gamma_F$  n'admettent pas de justification purement physique.

## Références bibliographiques

- [1] TURKSTRA (C.J.). – *Theory and structural design decision*. Solid Mechanics Study Nr. 2 – Université Waterloo Ontario. Canada (1972).
- [2] FERRY-BORGES (J.) et CASTANHETA (M.). – *Structural safety*. Laboratorio Nacional de Engenharia Civil, Lisbon (1972).
- [3] Commission Européenne, Direction Générale Entreprises. – *Guidance paper L : application and use of Eurocodes*. Version de novembre 2003.