
Principes Généraux du
Dimensionnement des Ouvrages
Eurocodes EN 1990 et EN 1991

OLIVIER GAGLIARDINI
L3 GÉNIE CIVIL ET INFRASTRUCTURES,
UJF-GRENOBLE I 2008/09

Table des matières

Liste des Figures	5
1 Avant-propos	6
1.1 La réglementation	6
1.1.1 Les 10 eurocodes	6
1.2 Les lectures des Eurocodes	7
2 Sécurité des structures	9
2.1 Quelques notions de probabilités	9
2.2 Le principe du calcul aux Etats Limites	10
2.2.1 Classification des Risques	11
2.2.2 Analyse déterministe	12
2.2.3 Analyse probabiliste	13
2.2.4 Analyse semi-probabiliste ou méthode des coefficients partiels	13
2.3 Les actions	14
2.3.1 Classement des actions	14
2.3.2 Cas de charges	15
2.3.3 Valeurs représentatives des actions	15
2.3.4 Valeurs de calcul des actions	16
2.3.5 Combinaisons d'actions	17
2.4 Les propriétés des matériaux	18
2.4.1 Résistance caractéristique	18
2.4.2 Valeur de calcul	18
3 Calcul des actions sur les structures	19
3.1 Charges permanentes dues aux forces de pesanteur	19
3.2 Charges d'exploitations des bâtiments	20
3.2.1 Catégories de surfaces	20
3.2.2 Valeurs des actions	21
3.2.3 Notes sur le Tableau 6	21
3.2.4 Réduction en fonction de la surface	22
3.2.5 Dégression en fonction du nombre d'étages	22
3.3 Actions de la neige sur les constructions	24
3.3.1 Domaine d'application	24
3.3.2 Charge de neige sur les toitures	25
3.3.3 Charge de neige sur le sol s_k	25
3.3.4 Valeur exceptionnelle de la charge de neige s_A	26
3.3.5 Coefficients de forme μ_i	27
3.3.6 Majoration pour faible pente s_1	28
3.4 Charges dues au vent sur les constructions	29
3.4.1 Généralités	29
3.4.2 Forces exercées par le vent	29
3.4.3 Pression dynamique de pointe $q_p(z_e)$	31
3.4.4 Coefficient de pression externe c_{pe}	31
3.4.5 Coefficient de pression interne c_{pi}	34

3.4.6	Coefficient d'exposition $c_e(z)$	35
3.4.7	Coefficient Structural $c_s c_d$	38
3.4.8	Coefficient de force c_f	39
3.4.9	Coefficient de frottement c_{fr}	40
4	Descente de charges	42
4.1	Cheminement des charges	42
4.1.1	Charges sur les dalles	42
4.1.2	Charges sur les poutres	42
4.1.3	Charges sur les poteaux ou les voiles	42
4.2	Effet de la continuité des éléments	42
4.3	Inventaire des charges	44
4.3.1	Les charges unitaires	44
4.4	Les influences	44
5	Bibliographie	45

Table des figures

1	Fonction de répartition et densité de probabilité.	9
2	Probabilité d'atteinte des Etats Limites	11
3	Définition des trois cas de charge à prendre en compte. Chacun de ces trois cas correspond à une valeur extrême des moments de la deuxième travée et des appuis 2 et 3.	15
4	Définitions des différentes valeurs représentatives d'une action variable.	16
5	Carte de la répartition des différentes régions de neige en France, d'après l'Annexe de l'EN 1991-1.3/NA.	27
6	Définitions des 3 cas de charge pour une toiture à deux versants. La valeur du coefficient de forme en fonction de l'angle du versant est donnée dans le Tableau 7.	28
7	Carte de la répartition des différentes zones de la valeur de base de la vitesse de référence du vent en France.	32
8	Définition des cinq zones de valeurs des coefficients de pression externe. La grandeur e est prise égale au minimum de b et $2h$ (d'après la Figure 7.5 de l'EN 1991-1.4).	34
9	Définition de la hauteur de référence z_e en fonction de l'élancement h/b de la paroi. Dans le cas où $h \geq 2b$, le nombre de bandes intermédiaires n est calculé comme la valeur entière supérieure de $(h - 2b)/b$	35
10	Définition des différentes altitudes de la surface entrant dans le calcul de l'altitude relative du lieu de construction ΔA_e et schématisation des différentes situations rencontrées.	38
11	Abaque donnant la valeur de $c_e(z)$ en fonction de la catégorie du terrain (désignée par A) d'après la Figure 4.2(NA) de l'EN 1991-1.4.	39
12	Valeurs du coefficient de force $c_{f,0}$ pour des sections rectangulaires en fonction du rapport d/b des dimensions dans le plan du bâtiment (Figure 10.5.1 de la Partie 2.4 de l'EN 1991).	40
13	Valeurs du facteur d'élancement ψ_λ en fonction de l'élancement λ et de l'opacité de la construction φ (Figure 10.14.1 de la Partie 2.4 de l'EN 1991).	41
14	Tracé des lignes de rupture probables pour différentes dalles. A compléter	43
15	Prise en compte forfaitaire de la continuité sur les appuis voisins des appuis de rive.	44

1 Avant-propos

Les objectifs de ce cours sont :

- connaître les principes de la réglementation basée sur le calcul aux états limites,
- connaître la réglementation existante,
- savoir calculer les principales actions s'exerçant sur les ouvrages de Génie Civil, charges permanentes, charges d'exploitation, charges de neige et charges dues au vent,
- savoir évaluer les charges sollicitant les différents éléments d'une structure.

Ce cours est principalement centré sur les bâtiments et n'abordera pas les ouvrages d'art.

Ce document est basé sur l'application des Normes Européennes EN 1990 et EN 1991 (European Norm 1990 et 1991, ou encore Eurocode 0 et Eurocode 1) et des Annexes Nationales associées. Aujourd'hui, la normalisation est surtout européenne : sur 10 normes nouvelles, 8 sont élaborées par le Comité Européen de normalisation (CEN), 1 est franco-française (AFNOR) et 1 est internationale (ISO).

1.1 La réglementation

La réglementation française est regroupée dans le REEF (Recueil des Eléments utiles à l'Etablissement des projets et marchés de bâtiment en France). Ce recueil publié par le Centre Scientifique et Technique du Bâtiment (CSTB) regroupe l'ensemble des documents (normes, Documents Techniques Unifiés (DTU), textes législatifs, Eurocodes, ...) réglementaires ou pratiques relatifs au bâtiment.

1.1.1 Les 10 eurocodes

Les Règles Européennes de calcul des bâtiments sont regroupées dans 10 Eurocodes (la plupart sont maintenant achevés, mais seulement certains sont effectivement utilisés par les bureaux d'études depuis quelques années).

- *Eurocode 0 (EN 1990)* Bases de calcul des structures
- *Eurocode 1 (EN 1991)* Action sur les structures (remplace différentes normes, NV65, N84, ...)
- *Eurocode 2 (EN 1992)* Calcul des structures en béton (remplace le BAEL91 et le BPEL91 en France)
- *Eurocode 3 (EN 1993)* Calcul des structures en acier (remplace le CM66 en France)
- *Eurocode 4 (EN 1994)* Calcul des structures mixtes acier-béton
- *Eurocode 5 (EN 1995)* Calcul des structures en bois (remplace le CB71 en France)
- *Eurocode 6 (EN 1996)* Calcul des structures en maçonnerie
- *Eurocode 7 (EN 1997)* Calcul géotechnique
- *Eurocode 8 (EN 1998)* Calcul des structures pour leur résistance aux séismes (remplace le PS92 en France)
- *Eurocode 9 (EN 1999)* Calcul des structures en aluminium

Après les stades de normes provisoires (ENV), de pré-normes (prEN), les 10

Eurocodes sont maintenant au stade de norme européenne (EN). Pour la plupart, l'Annexe Nationale qui vient préciser certains points, est aussi parue. Pour connaître les dates d'homologation des différents Eurocodes et Annexes Nationales, on pourra consulter le site du Setra (Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes, <http://www.setra.fr/>).

Chaque Eurocode est caractérisé par un numéro de norme européenne (EN), par exemple EN 1991 pour l'Eurocode 1, EN 1992 pour l'Eurocode 2, ... , jusqu'à EN 1999 pour l'Eurocode 9. Par une malheureuse coïncidence, ces numéros correspondent à peu près aux années actuelles, ce qui a déjà amené de nombreuses confusions !

Chaque Eurocode se compose à son tour de plusieurs parties, qui sont caractérisées par un extra numéro (souvent composé). Ainsi, par exemple, EN 1991-2-4 signifie partie deux-quatre de l'Eurocode 1, EN 1992-1-1 signifie partie un-un de l'Eurocode 2, ... Souvent l'année de publication de l'Eurocode est ajoutée. Dans ce cas, l'année se trouve à la fin de l'indice, séparée de celle-ci par un double-point ou des parenthèses : EN 1991-1-1 : 2003.

L'*Eurocode 0* présente les bases de calcul de structures selon la méthode des états limites.

L'*Eurocode 1* regroupe l'ensemble des normes permettant le calcul des actions sur les structures (permanentes, exploitations, neige, vent, ...).

Un Eurocode et la Norme Française correspondante devraient cohabiter pendant une durée de deux ans, à compter de la date d'homologation de l'Eurocode concerné. Les 10 Eurocodes étant maintenant homologués, une période de deux ans de cohabitation avec l'ancienne norme est prévue. ... En pratique c'est plus compliqué, car les différents Eurocodes ont des parties dépendantes les une aux autres et ne sont pas parus en même temps : la cohabitation sera donc plus longue, 3 ou 4 ans d'après une brochure du Ministère de l'équipement, des transports, de l'aménagement du territoire, du tourisme et de la mer (<http://www.construction.equipement.gouv.fr/>).

1.2 Les lectures des Eurocodes

Les Eurocodes peuvent avoir plusieurs lectures. Dans le même document on trouvera :

- Les **Principes** (noté P) à appliquer obligatoirement quelque soit le pays,
- Les **Règles d'application** qui peuvent être modifiées par l'Annexe Nationale. En général, l'Eurocode propose une valeur recommandée qui peut être éventuellement modifiée dans l'Annexe Nationale. Les Annexes Nationales pourront aussi contenir des compléments d'information, des commentaires ou des méthodes de calcul dans la limite où les Principes de l'Eurocode ne sont pas transgressés.

Ce document de cours présente l'EN 1990 et certaines parties de l'EN 1991 ainsi que les Annexes Nationales associées.

Pour chacun, des deux Eurocodes EN 1990 et EN 1991, on donne ci-dessous le sommaire, avec en gras les parties utilisées dans ce document. La date entre-parenthèse correspond à la date d'homologation, elle est suivie par l'indice de classement donné par l'AFNOR et du nombre de pages.

L'Eurocode EN 1990 *Bases de calcul des structures* et l'EN 1991 *Actions sur les structures* contiennent les parties suivantes :

- EN 1990** Eurocode 0 (Mars 2003, *P06-100-1*, 72 pages ; Annexe Nationale : Juin 2004, *P06-100-2*, 10 pages)
- EN 1990A1 Eurocode 0- Annexe 1 - Application aux ponts
- EN 1991-1.1** Eurocode 1- Partie 1.1 : Actions générales - Poids volumiques, poids propres et charges d'exploitation pour les bâtiments (mars 2003, *P06-111-1*, 37 pages ; Annexe Nationale Juin 2004 *P06-111-2*, 8 pages).
- EN 1991-1.2 Eurocode 1- Partie 1.2 : Actions générales - Actions sur les structures exposées au feu.
- EN 1991-1.3** Eurocode 1- Partie 1.3 : Actions générales - Charges de neige (Avril 2004, *P06-113-1*, 39 pages ; Annexe Nationale Mai 2007, *P06-113-1NA*, 12 pages).
- EN 1991-1.4** Eurocode 1- Partie 1.4 : Actions générales - Actions du vent (Novembre 2005, *P06-114-1*, 120 pages ; Annexe Nationale Mars 2008, *P06-114-1NA*, 42 pages).
- EN 1991-1.5 Eurocode 1- Partie 1.5 : Actions générales - Actions thermiques (mai 2004, *P06-115-1*).
- EN 1991-1.6 Eurocode 1- Partie 1.6 : Actions générales - Actions en cours d'exécution.
- EN 1991-1.7 Eurocode 1- Partie 1.7 : Actions générales - Actions accidentelles.
- EN 1991-2 Eurocode 1- Partie 2 : Actions sur les ponts dues au trafic (mars 2004, *P06-120-1*).
- EN 1991-3 Eurocode 1- Partie 3 : Actions induites par les grues, les ponts roulants et la machinerie.
- EN 1991-4 Eurocode 1- Partie 4 : Actions sur les structures - Actions dans les silos et réservoirs.

2 Sécurité des structures

L'objectif de cette partie est de présenter le principe du calcul aux Etats Limites tel qu'il est présenté dans l'Eurocode 0 et utilisé dans les autres Eurocodes pour le calcul des ouvrages de Génie Civil (BA, BP, acier, bois ou mixte).

2.1 Quelques notions de probabilités

Une **variable aléatoire** est une grandeur pouvant prendre, lors d'une expérience, une valeur inconnue à l'avance. L'ensemble de ces valeurs forme la **population** de la variable aléatoire. Etant donné une variable aléatoire X , on lui associe une fonction $F(x)$, appelée **fonction de répartition**, définie par :

$$F(x) = \text{Prob}(X \leq x)$$

$F(x)$ donne la probabilité pour un x donné d'avoir $X \leq x$. On définit la **densité de probabilité** comme la dérivée de la fonction de répartition, $f(x) = dF(x)/dx$. Ceci entraîne que

$$F(x) = \text{Prob}(X \leq x) = \int_{-\infty}^x f(t)dt \quad (= \text{Aire sous } f(t) \text{ de } -\infty \text{ à } x; \text{ Figure 1})$$

La **moyenne** m , l'**écart type** σ et le **coefficient de variation** V permettent de caractériser la variable aléatoire X définie sur une population de N individus :

$$m = \frac{1}{N} \sum_i X_i \quad ; \quad \sigma = \frac{1}{N} \sqrt{\sum_i (X_i - m)^2} \quad \text{et} \quad V = \frac{\sigma}{m}$$

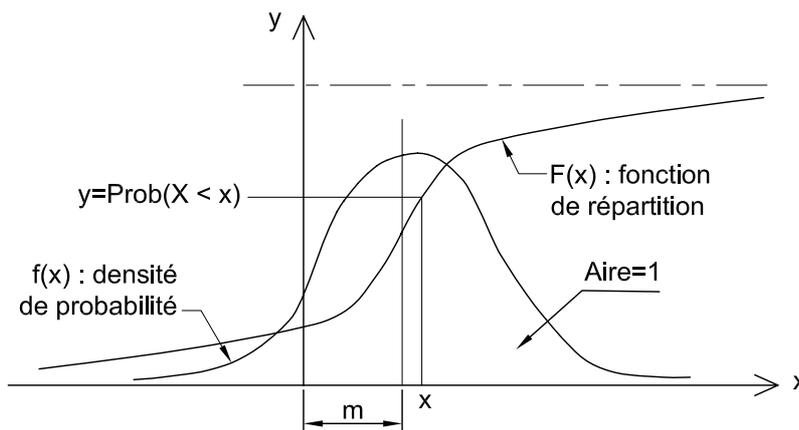


FIG. 1: Fonction de répartition et densité de probabilité.

La **loi normale**, donnée par :

$$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp \left[-\frac{(x - m)^2}{2\sigma^2} \right]$$

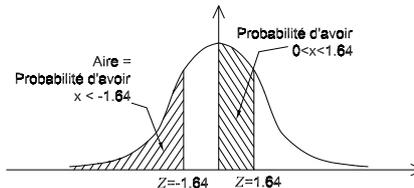
correspond à une distribution particulière¹ des valeurs de la variable X . On utilisera dans la suite la **loi normale centrée réduite**, correspondant à $m = 0$ et $\sigma = 1$, dont la fonction de répartition est donnée par :

$$\Phi(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^z \exp^{-\frac{t^2}{2}} dt$$

On passe de la loi normale à la loi normale centrée réduite en effectuant le changement de variable $z = (x - m)/\sigma$. Considérons un système de deux variables aléatoires **indépendantes** (X, Y) , on démontre que la moyenne et l'écart type de la variable $Z = X - Y$ prennent les valeurs :

$$m_Z = m_X - m_Y \quad \text{et} \quad \sigma_Z^2 = \sigma_X^2 + \sigma_Y^2$$

Exemple : Des essais mécaniques sur un acier montrent que sa résistance à la traction suit une loi normale de moyenne $m_R = 450 \text{ MPa}$ et d'écart type $\sigma_R = 40 \text{ MPa}$. Calculer la probabilité d'avoir un acier dont la résistance x est inférieure à $m_R - 1.64\sigma_R = 384.4 \text{ MPa}$.



Éléments de réponse : La probabilité d'avoir $x < 384.4 \text{ MPa}$ représente l'aire sous la courbe normale centrée réduite entre $-\infty$ et $Z = -1.64$. En entrée du tableau distribué en TD $Z = 1.64$ représente la probabilité d'avoir $0 \leq Z \leq 1.64$ et correspond à une probabilité de 44.95%. La probabilité d'avoir $x < 384.4 \text{ MPa}$ est donc $\text{Prob}(x < 384.4) = 100 - (50 + 44.95) = 5.05\% \approx 5\%$

2.2 Le principe du calcul aux Etats Limites

L'Eurocode 0 définit un **état limite** comme *tout état au-delà duquel la structure ne satisfait plus les exigences de performances prévues* (EC 1990 1.5.2.12). Compte tenu de la multiplicité des situations, dites dangereuses, qu'il importe d'éviter parce qu'elles compromettent la sécurité des personnes et des biens ou l'aptitude à l'emploi de l'ouvrage, on définit, pour chacune de ces situations, un état limite qui constitue la base de l'exigence correspondante.

La fiabilité ne pouvant être absolue, tout critère d'état limite consiste en réalité à limiter, à une valeur jugée acceptable, la probabilité P d'atteinte de cet état limite. Ce qui peut s'exprimer par :

$$\text{Prob}(S_i \geq R_i) < P_{max_i}$$

¹Il existe d'autres distributions remarquables telles que la loi lognormale (bonne représentation des caractéristiques des matériaux) ou la loi de Gumbel (utilisée pour la représentation des actions climatiques).

où i est relatif au risque identifié.

La probabilité de ruine P ayant un aspect psychologique négatif, on utilise pour caractériser la sécurité d'une construction l'**indice de fiabilité** β , définie par (dans le cas de deux variables suivant une loi normale) :

$$\beta = \frac{m_R - m_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}}$$

On montre, que la probabilité de ruine de la construction et son indice de fiabilité sont reliés par $P = \Phi(-\beta)$, où Φ est la fonction de répartition de la loi normale centrée réduite.

2.2.1 Classification des Risques

On distingue :

- **Les états limites ultimes (ELU)** : ce sont ceux qui sont associés à la perte de stabilité de la structure ; ils sont directement liés à la sécurité des personnes. Les phénomènes correspondants sont : la rupture locale ou globale, la perte d'équilibre statique ou dynamique et l'instabilité de forme.
- **Les états limites de service (ELS)** : ce sont ceux qui sont associés à l'aptitude à l'emploi du bâtiment ; ils sont donc liés aux conditions d'exploitation et à la durabilité recherchées pour l'ouvrage. Les phénomènes correspondants sont : la fissuration, les déformations, ...

La liste des phénomènes à éviter avec leurs caractères de gravité doit être complétée par une modulation des probabilités acceptables en fonction de la nature des phénomènes (risques de pertes humaines, de destruction de la structure, de fissuration, ...). Les différents critères pour fixer les probabilités admissibles en fonction du risque peuvent être classés en critères économiques, psychologiques, juridiques (distinction entre risque normal et risque anormal) et moraux.

Les états limites de service correspondent à une probabilité d'occurrence sur la vie de l'ouvrage de l'ordre de 0.5 (50%) à 0.01 (1%), alors que les états limites ultimes correspondent à une probabilité de l'ordre de 10^{-3} (0.1%) à 10^{-6} ($10^{-4}\%$), comme indiqué sur la Figure 2.

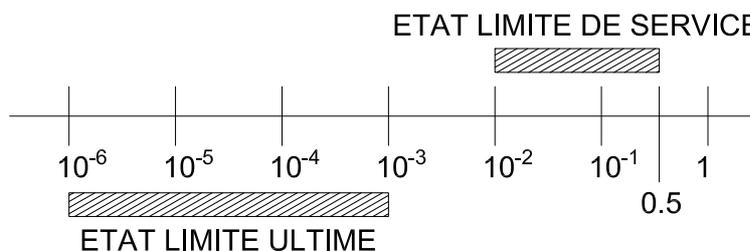


FIG. 2: Probabilité d'atteinte des Etats Limites

La durée de vie de l'ouvrage doit être spécifiée dès le début du projet, et elle dépend du type d'ouvrage, comme indiqué dans le tableau 1. Plus la vie de

l'ouvrage est longue, plus celui-ci devra être *résistant*, afin d'accepter les mêmes probabilités d'occurrence d'atteinte des différents états limites sur une période plus longue.

Catégorie de durée d'utilisation de projet	Durée indicative d'utilisation du projet (années)	Exemples
1	10	Structures provisoires non-réutilisables
2	25	Éléments structuraux remplaçables
3	25	Structures agricoles et similaires
4	50	Structures de bâtiments courants
5	100	Structures de bâtiments monumentaux ou stratégiques

TAB. 1 : *Durée indicative de la vie d'un projet. D'après le Tableau 2.1(NF) de l'Annexe Nationale de l'EC 1990.*

2.2.2 Analyse déterministe

L'analyse déterministe de la sécurité d'un ouvrage, utilisée par les anciens règlements, consistait à vérifier que la contrainte maximale dans la partie la plus sollicitée de l'ouvrage ne dépassait pas une contrainte admissible σ_{adm} obtenue en divisant la contrainte de ruine σ_r du matériau par un coefficient de sécurité K fixé de façon conventionnelle :

$$\sigma \leq \sigma_{adm} = \frac{\sigma_r}{K}$$

Exemple : Un matériau dont la résistance R_1 suit une loi normale a une résistance moyenne $m_{R_1} = 450 \text{ MPa}$ et un écart type $\sigma_{R_1} = 40 \text{ MPa}$. Ce matériau est soumis à une sollicitation S , qui suit elle aussi une loi normale : $m_S = 360 \text{ MPa}$ et $\sigma_S = 30 \text{ MPa}$. L'analyse de type déterministe conduit à définir le coefficient de sécurité $K = m_{R_1}/m_S = 1.25$.

Si maintenant, on soumet à la même sollicitation un deuxième matériau R_2 , de même résistance moyenne que R_1 ($m_{R_2} = m_{R_1} = 450 \text{ MPa}$), mais d'écart type $\sigma_{R_2} = 100 \text{ MPa}$ (ce matériau est moins fiable que le premier), l'analyse de type déterministe conduit à la même définition du risque de rupture, à savoir $K = 1.25$. Or, il est clair que pour une même sollicitation, le matériau 2 présente une probabilité de ruine plus importante que le matériau 1.

A la vue de cet exemple, il apparaît clairement que l'utilisation d'une seule valeur par variable (ici la valeur moyenne) et d'un seul coefficient de sécurité pour caractériser le risque n'est pas suffisant. K est souvent appelé *coefficient d'ignorance* !

2.2.3 Analyse probabiliste

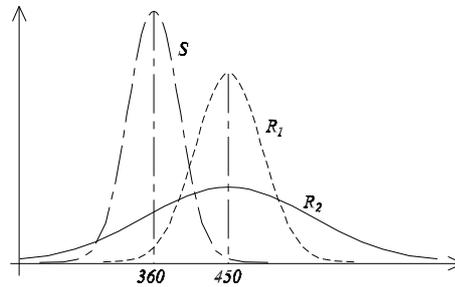
Considérons le cas d'un phénomène dont la condition de non occurrence ne fait intervenir que deux variables : un effet des actions S et une résistance R . Considérons la grandeur $B = S - R$. Dans la pratique les valeurs de S et R ne sont pas constantes dans le temps et ne sont pas connues à l'avance. Si ces grandeurs sont, de plus, des variables aléatoires indépendantes (valeurs moyennes m_R et m_S , écarts types σ_R et σ_S), la ruine de la construction liée au phénomène considéré est caractérisée par une probabilité de ruine P_{Ruine} , par la relation :

$$P_{Ruine} = \text{Prob}(\text{Sollicitation} \geq \text{résistance}) = \text{Prob}(B = S - R \geq 0)$$

soit encore

$$P_{Ruine} = \int_{-\infty}^{+\infty} \left(\text{Proba que la structure soit soumise à } s_1 \right) \times \left(\text{Proba que la résistance soit inférieure à } s_1 \right) ds_1$$

Retour à l'exemple précédent : on définit les deux variables $B_1 = S - R_1$ et $B_2 = S - R_2$, de moyenne $m_{B1} = m_{B2} = -90 \text{ MPa}$ et d'écart type $\sigma_{B1} = 50 \text{ MPa}$ et $\sigma_{B2} = 104.4 \text{ MPa}$.



La probabilité de ruine du matériau 1 est de 3.59% ($Z_1 = 90/50 = 1.8$) alors que celle du matériau 2 est de 19.5% ($Z_2 = 90/104.4 = 0.86$). Les indices de fiabilité respectifs sont $\beta_1 = 1.8$ et $\beta_2 = 0.86$. La plus grande fiabilité du matériau 1 apparaît clairement par la comparaison de ces deux indices (ou des deux probabilités de ruine)

Dans la pratique, le calcul de structures fait intervenir bien plus que seulement deux variables et par conséquent une analyse de type probabiliste n'est pas envisageable. C'est pourquoi la réglementation est basée sur une analyse *semi-probabiliste* de la sécurité des structures.

2.2.4 Analyse semi-probabiliste ou méthode des coefficients partiels

Schématiquement, l'analyse semi-probabiliste remplace le calcul de probabilité énoncé ci-dessus par la vérification d'un critère simple (une inégalité) faisant intervenir :

- les actions de calcul : $F_d = \gamma_F F_{REP}$,
- les résistances de calcul des matériaux : $f_d = f_k / \gamma_m$,

- la géométrie de calcul : $a_d = a_k \pm \Delta a$,

où

- F_{REP} : valeur **représentative** des actions,
- f_k : valeur **caractéristique** de la résistance,
- a_k : valeur **caractéristique** de la géométrie,
- γ_F : coefficient partiel de sécurité lié aux incertitudes sur les actions,
- γ_m : coefficient partiel de sécurité lié aux incertitudes sur les matériaux,
- Δa : incertitudes sur la géométrie.

Ce critère a la forme suivante :

$$S_d(F_d, a_d, \gamma_M, \gamma_d) \leq R_d(f_d, a_d, \gamma_M, \gamma_d),$$

où

- γ_d : coefficient de sécurité partiel lié aux incertitudes sur la modélisation,
- γ_M : coefficient de sécurité partiel lié au degré de fiabilité requis.

Dans la pratique, le coefficient γ_M est intégré dans la définition des coefficients partiels sur les actions (les γ_F).

2.3 Les actions

Une action peut se définir comme un ensemble de **forces** ou de **couples** appliqués à la structure ou bien comme une **déformation imposée** à la structure (dilatation thermique par exemple). Une action est définie par sa **valeur caractéristique** qui tient compte de la dispersion de cette action et de la probabilité que celle-ci soit plus ou moins éloignée de la valeur prévue.

2.3.1 Classement des actions

On peut classer les actions selon :

1. leur variation dans le temps

On distingue de ce point de vue les actions

permanentes, notées G , dont la variation dans le temps est négligeable (poids propre des structures, des terres, ...),

variables, notées Q , dont l'intensité varie fréquemment et de façon importante dans le temps (exploitation, neige, vent, ...),

accidentelles, notées F_a , dont la durée est très courte par rapport à la durée de vie de l'ouvrage et la probabilité d'occurrence avec une grandeur significative est très faible (séisme, choc, explosion, ...).

2. leur variabilité dans l'espace

On distingue selon ce critère :

les actions fixes qui ne peuvent varier indépendamment d'un endroit à l'autre où elles s'exercent (le poids propre d'une poutre s'applique simultanément sur toute sa longueur)

les actions libres qui ont une distribution spatiale quelconque (c'est le cas des charges d'exploitation, certaines pièces pouvant être vides alors que les autres sont plus ou moins remplies)

3. la réponse de la structure

On distingue de ce point de vue :

les actions statiques qui n'entraînent pas de vibration de l'ouvrage,

les actions dynamiques qui induisent une accélération significative de la structure mettant en jeu des forces d'inertie (séisme, vent, ...).

2.3.2 Cas de charges

Les **cas de charges** sont les configurations spatiales possibles des actions libres, dont l'intensité est susceptible de varier dans l'espace. Il faut étudier tous les cas de charges possibles afin de déterminer les sollicitations maximales dans chaque section de la structure. Sur la Figure 3 sont représentés les différents cas de charge possibles sur une poutre à trois travées. La travée est Chargée (C) lorsque la charge variable libre est présente et Déchargée (D) dans le cas contraire. Lorsque la travée est déchargée, elle supporte seulement les charges fixes, telles que les charges permanentes. Le cas de charge où toutes les travées sont déchargées ne présente pas d'intérêt.

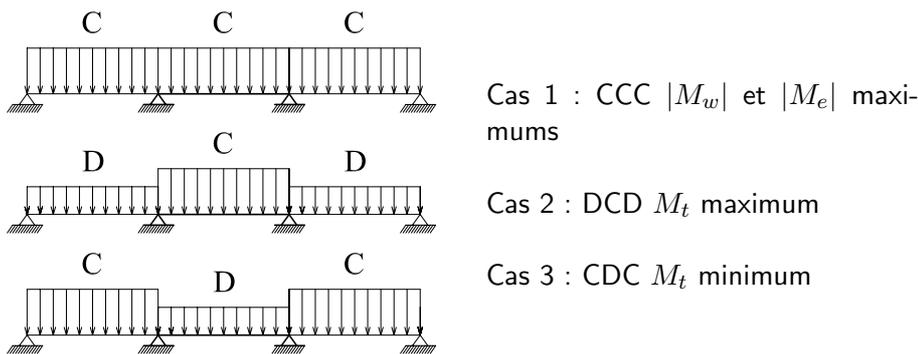


FIG. 3 : Définition des trois cas de charge à prendre en compte. Chacun de ces trois cas correspond à une valeur extrême des moments de la deuxième travée et des appuis 2 et 3.

2.3.3 Valeurs représentatives des actions

Actions permanentes La valeur moyenne du poids propre des structures est souvent connue avec une bonne précision. C'est pourquoi on se contente de représenter les actions correspondantes par une valeur nominale unique calculée à partir des plans et des poids volumiques moyens des matériaux. La valeur caractéristique G_k correspond donc à la valeur **moyenne**, encore appelée valeur **probable**.

Actions variables Une action variable Q est définie :

soit par sa valeur **caractéristique** Q_k , si cette valeur a été établie sur des bases statistiques. Pour la plupart des actions, la valeur caractéristique est définie par une probabilité de dépassement de 0.02 par an, ce qui correspond à une période de retour de 50 ans.

soit par sa valeur **nominale** (notée aussi Q_k), si cette valeur n'est pas établie sur des bases statistiques. Dans ce cas, il convient de donner une valeur nettement supérieure à la valeur **moyenne** de l'action sur la vie de l'ouvrage.

En plus de la valeur caractéristique, on distingue trois autres valeurs **représentatives** correspondant à trois niveaux d'intensité de ces actions (voir EC 1990 4.1.3 et la Figure 4) :

la valeur de combinaison, notée $\Psi_0 Q_k$, qui doit être utilisée lorsqu'on envisage l'occurrence de deux actions variables simultanément, sachant que la probabilité de voir ces deux actions atteindre des valeurs proches de leurs valeurs caractéristiques est très faible.

la valeur fréquente, notée $\Psi_1 Q_k$ avec $\Psi_1 < 1$, qui représente une intensité de l'action qui peut être régulièrement dépassée (d'après l'*Eurocode 1*, jusqu'à 300 fois par an pour des bâtiments ordinaires et jusqu'à 5% du temps total).

la valeur quasi-permanente, notée $\Psi_2 Q_k$ avec $\Psi_2 < \Psi_1 < 1$, désigne une intensité très souvent atteinte, proche de la valeur moyenne dans le temps.

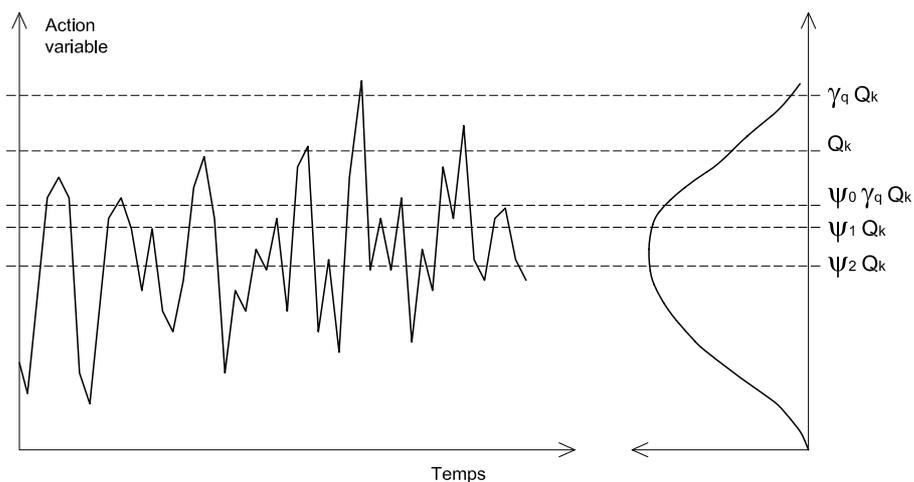


FIG. 4 : Définitions des différentes valeurs représentatives d'une action variable.

Le Tableau 2 donne les valeurs de ces trois coefficients en fonction de la catégorie de surface (voir le Paragraphe 3.2.1 pour la définition des catégories de surface) supportant la charge d'exploitation ou du type de charge.

Actions accidentelles Les actions accidentelles sont définies par une seule valeur, par rapport à leur valeur *réelle* (Par exemple, pour un séisme, on se basera sur des séismes ayant déjà eu lieu pour estimer les actions à prendre en compte).

2.3.4 Valeurs de calcul des actions

La valeur de calcul d'une action F_d est sa valeur représentative multipliée par un coefficient de sécurité partiel γ_F .

Action	ψ_0	ψ_1	ψ_1
Charges d'exploitation des bâtiments			
- Catégorie A	0.7	0.5	0.3
- Catégorie B	0.7	0.5	0.3
- Catégorie C	0.7	0.7	0.6
- Catégorie D	0.7	0.7	0.6
- Catégorie E	1.0	0.9	0.8
Charges dues à la circulation dans les bâtiments			
- Catégorie F	0.7	0.7	0.6
- Catégorie G	0.7	0.5	0.3
- Catégorie H	0.0	0.0	0.0
Charges dues à la neige			
- si $h \leq 1000\text{ m}$	0.5	0.2	0.0
- si $h > 1000\text{ m}$ (et St-Pierre et Miquelon)	0.7	0.5	0.2
Charges dues au vent	0.6	0.2	0.0

TAB. 2 : Valeurs des coefficients ψ pour les bâtiments (d'après le tableau A1.1 de l'EN 1990).

2.3.5 Combinaisons d'actions

Une combinaison d'actions est, généralement, la somme :

- des N actions permanentes G_{kj} introduites avec une valeur moyenne (ou probable),
- d'une action de précontrainte P_k introduite à sa valeur caractéristique,
- d'une action variable de **base** (ou **dominante**) à sa valeur caractéristique Q_{k1} ,
- des $(M - 1)$ autres actions variables **d'accompagnement** à leurs valeurs de combinaison $\Psi_0 Q_{ki}$, fréquentes $\Psi_1 Q_{ki}$ ou quasi-permanentes $\Psi_2 Q_{ki}$.

On ne combine que des actions compatibles (par exemple, une charge d'entretien pour la réparation d'une toiture terrasse ne se combine pas avec une charge de neige, ou la charge de vent ne se combine pas avec la neige).

Pour un élément donné d'une construction, on ne considère ensuite que la combinaison la plus défavorable pour chaque type de sollicitation (effort normal, effort tranchant, moment fléchissant, ...).

Aux états limites de service, on considère :

les combinaisons caractéristiques :

$$\sum_{j=1}^N G_{kj} + P + Q_{k1} + \sum_{i=2}^M \Psi_{0,i} Q_{ki}$$

les combinaisons fréquentes :

$$\sum_{j=1}^N G_{kj} + P + \Psi_{1,1} Q_{k1} + \sum_{i=2}^M \Psi_{2,i} Q_{ki}$$

les combinaisons quasi-permanentes :

$$\sum_{j=1}^N G_{kj} + P + \sum_{i=1}^M \Psi_{2,i} Q_{ki}$$

où dans ces trois combinaisons la valeur représentative de la précontrainte P est soit la valeur caractéristique P_k soit la valeur moyenne P_m (voir EC 1992).

Aux états limites ultimes, on distingue,

-les combinaisons fondamentales :

$$\sum_{j=1}^N \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_P P_k + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \sum_{i=2}^M \gamma_{Qi} \Psi_{0i} Q_{ki}$$

-les combinaisons accidentelles :

$$\sum_{j=1}^N \gamma_{GAj} G_{kj} + \gamma_{PA} P_k + A_d + \Psi_{11} Q_{k1} + \sum_{i=2}^M \Psi_{2i} Q_{ki}$$

où γ_P et γ_{PA} sont les coefficients partiels pour les actions de précontrainte.

-les combinaisons sismiques :

$$\sum_{j=1}^N G_{kj} + P_k + A_{Ed} + \sum_{i=1}^M \Psi_{2i} Q_{ki}$$

2.4 Les propriétés des matériaux

Les matériaux du génie civil peuvent présenter une forte variabilité :

- dans l'espace (matériaux hétérogènes, ...)
- dans le temps (fluage, altérations diverses, ...)

2.4.1 Résistance caractéristique

On définit la résistance caractéristique d'un matériau f_k à partir de N expériences par :

$$f_k = m_f - K_s \sigma_f$$

où m_f et σ_f sont la moyenne et l'écart type de F sur les N expériences. En général, la valeur de K_s est définie pour que la probabilité d'avoir $F_i < F_k$ soit inférieure ou égale à 5%, ce qui correspond pour un nombre infini d'essais à $K_s = 1.64$. Dans la pratique, les essais sont réalisés en nombre fini, souvent peu nombreux, et il faut prendre une valeur de K_s supérieure.

2.4.2 Valeur de calcul

On définit la valeur de calcul $f_d = f_k / \gamma_m$, où le coefficient de sécurité partiel γ_m dépend du matériau et de l'état limite considéré (voir les cours de BA, BP, Bois, CM)

3 Calcul des actions sur les structures

L'objectif de cette partie est de présenter le calcul des principales actions supportées par les bâtiments : actions permanentes, d'exploitation, de neige et de vent. On n'abordera pas le calcul des actions thermiques (Partie 1.5 de l'EN 1991), des actions en cours d'exécution (Partie 1.6), des actions accidentelles (Partie 1.7), des charges sur les ponts dues au trafic (Partie 2), des actions dans les silos et réservoirs (Partie 4) et ni des actions induites par les grues, les ponts-roulants et les machines (Partie 3). On notera que les actions dues aux séismes sont traitées dans l'EN 1998 en parallèle de la présentation des méthodes permettant le calcul des ouvrages à l'action des séismes.

3.1 Charges permanentes dues aux forces de pesanteur

Les poids propres des éléments de construction sont classés dans les actions permanentes, ce sont généralement des actions fixes. La section 4 de la Partie 1-1 de l'EN 1991 donne les valeurs des poids volumiques des différents matériaux de construction et matériaux stockés. La variabilité des charges permanentes étant faible, la valeur caractéristique est définie en général à partir de la valeur moyenne de la charge. On reproduit dans les Tableaux 3, 4, et 5 quelques unes des valeurs données dans l'Annexe A (informative) de l'EN 1991-1.1.

Matériaux	Poids volumique [kN/m ³]
Bétons légers	9-20
Béton de poids normal	24 ^{(1),(2)}
Mortier de ciment	19-23
Mortier de chaux	12-18
Mortier de plâtre	12-18
Acier	77
Aluminium	27
Bois	3.5-10.8

TAB. 3 : Poids volumique de différents matériaux de construction. Notes : (1) augmenter de 1 kN/m³ pour du béton armé ou du béton précontraint, (2) augmenter de 1 kN/m³ pour du béton frais. D'après l'Annexe A de l'EN 1991-1.1.

Les charges dues aux cloisons mobiles et le poids propres du matériel industriel sont à considérer comme une charge d'exploitation.

Matériaux	Poids volumique [kN/m ³]	Angle de talus naturel ϕ [°]
Livres et documents	6-8.5	-
Vêtement et chiffons	11	-
Granulats	20-30	30
Gravier et sable	15-20	35
Ciment en vrac	16	28
Verre en feuilles	25	-
Eau douce	10	-
Orge	7	30
Avoine	5	30
Blé en vrac	7.5	-
Farine broyée	7	45
Pommes de terre en vrac	7.6	35

TAB. 4 : Poids volumique et angle de talus naturel de différents matériaux en dépôt. D'après l'Annexe A de l'EN 1991-1.1.

Matériaux	Poids volumique [kN/m ³]
Bière	10.0
Lait	10.0
Vin	10.0
butane	5.7
Propane	5.0
Mercure	133

TAB. 5 : Poids volumique de différents matériaux liquides en dépôt. D'après l'Annexe A de l'EN 1991-1.1.

3.2 Charges d'exploitations des bâtiments

La Section 6 de la Partie 1-1 de l'EN 1991 est relative aux charges d'exploitation des bâtiments. Ces charges sont celles provoquées par l'utilisation des locaux : personnes, meubles, objets, machines, véhicules, ...

3.2.1 Catégories de surfaces

On distingue, en fonction de leur usage spécifique, les différentes catégories de surfaces suivantes (d'après les Tableaux 6.1, 6.3, 6.7 et 6.9 de l'EN 1991-1.1) :

- A** Activités domestiques et résidentielles (*Pièces des bâtiments résidentiels et des maisons; chambres et salles des hôpitaux; chambres d'hôtels et de foyers; cuisines et sanitaires*)
- B** Bureaux
- C** Lieux de rassemblement de personnes (à l'exception des surfaces des catégories A, B, D et E), avec les sous-catégories suivantes :

- C1** Locaux avec tables (*écoles, cafés, restaurants, salles de banquets, salles de lecture, salles de réception,...*)
- C2** Locaux avec sièges fixés (*églises, théâtres, cinémas, salle de conférences, salle d'attente,...*)
- C3** Locaux sans obstacle à la circulation des gens (*salle de musée, salles d'exposition, ... ou locaux d'accès des bâtiments publics, administratifs et hôtels, ...*)
- C4** Locaux permettant des activités physiques (*dancing, salles de gymnastique, scènes,...*)
- C5** Locaux susceptibles d'être surpeuplés (*salles de concert, salle de sport y compris les tribunes, terrasses et aires d'accès, ...*)
- D** Commerces
 - D1** Commerces de détails courants
 - D2** Grands magasins
- E** Aires de Stockage et locaux industriels
 - E1** Surfaces susceptibles de recevoir une accumulation de marchandises, y compris les aires d'accès (*Entrepôts, bibliothèques*).
 - E2** Usage industriel
- F** Aires de circulation et de stationnement pour véhicules légers (≤ 30 kN, garages, parcs de stationnement)
- G** Aires de circulation ou de stationnement de véhicules dont le poids est supérieurs à 30 kN mais inférieurs à 160 kN
- H** Toitures inaccessibles sauf pour l'entretien normal
- I** Toitures accessibles des bâtiments des catégories A à D
- K** Toitures accessibles à fonctions spéciales (atterrissage hélicoptère, ...)

3.2.2 Valeurs des actions

Pour chacune de ces catégories de surface, on prendra la valeur des actions données dans le Tableau 6, en se référant si besoin aux notes qui suivent. Les valeurs données ici sont les valeurs recommandées par l'Annexe Nationale de l'EN 1991-1.1.

3.2.3 Notes sur le Tableau 6

1. Il convient d'évaluer les charges sur les surfaces des locaux industriels en fonction de l'usage prévu et des équipements à installer (voir l'EN 1991-3).
2. La charge Q_k correspond à la charge totale sous les roues d'un véhicules. On appliquera deux charges de valeur $Q_k/2$ espacées de 1.80 m et pouvant être réparties sur deux surfaces carrées d'aire 100 cm^2 pour la catégorie **F** et 400 cm^2 pour la catégorie **G**. Ces valeurs prennent en compte les effets dynamiques lorsque la vitesse de circulation reste inférieure à 20 km/h pour la catégorie **F** et à 10 km/h pour la catégorie **G**.
3. La charge d'entretien affecte une surface de 10 m^2 placée dans les conditions les plus défavorables et vaut 0.4 kN/m^2 au minimum (selon la valeur du poids des matériaux qui composent l'étanchéité). Voir également l'EN 1991-1-6 relatif aux charges en cours d'exécution. Si la pente de la

Aires chargées	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
A - cas général	1.5	2.0
A - escaliers	2.5	2.0
A - balcons	3.5	2.0
B	2.5	4.0
C1	2.5	3.0
C2	4.0	4.0
C3	4.0	4.0
C4	5.0	7.0
C5	5.0	4.5
D1	5.0	5.0
D2	5.0	7.0
E1	7.5	7.0
E2	voir note ⁽¹⁾	-
F	2.3	15 ⁽²⁾
G	5.0	90 ⁽²⁾
H	1.0 ⁽³⁾	1.5
I	voir note ⁽⁴⁾	-
K	voir note ⁽⁵⁾	-

TAB. 6 : Valeurs des charges d'exploitation en fonction de la catégorie de la surface.

toiture est supérieure à 15%, aucune charge répartie n'est à prendre en compte (impossible de stocker des matériaux).

4. La valeur des charges pour les terrasses de la catégorie **I** sont celles de la catégorie **A** à **G** que dessert cette terrasse.
5. La valeur de la charge des toitures de la catégorie **K** est à établir pour chaque cas particulier.

3.2.4 Réduction en fonction de la surface

Les valeurs caractéristiques des charges d'exploitation sont données pour une surface de référence et il est loisible de diminuer légèrement cette valeur pour de grandes surfaces et de l'augmenter pour des surfaces plus petites que la surface de référence. On appliquera le coefficient α_A en fonction de l'aire d'application A en m² :

$$\alpha_A = 0.77 + \frac{A_0}{A} \leq 1,$$

où $A_0 = 3.5 \text{ m}^2$ est l'aire de référence. Le coefficient de réduction α_A n'est applicable qu'aux catégories **A**, **B**, **C3**, **D1** et **F**.

3.2.5 Dégression en fonction du nombre d'étages

Pour des bâtiments à grand nombre de niveaux dont les occupations peuvent être considérées comme indépendantes, on appliquera la loi de dégression donnée

par le coefficient α_n :

$$\alpha_n = a + \frac{b}{n},$$

où $n > 2$ est le nombre d'étages au dessus de l'élément chargé, et

- $a = 0.5$ et $b = 1.36$ pour les surfaces de catégorie **A**,

- $a = 0.7$ et $b = 0.8$ pour les surfaces des catégories **B** et **F**.

Remarque 1 Le coefficient de dégression α_n n'est pas applicable aux autres catégories.

Remarque 2 Les coefficient α_A et α_n ne sont pas applicables simultanément.

Remarque 3 Lorsque le bâtiment comporte un ou deux niveaux d'occupations différentes, ceux-ci ne sont pas concernés par la dégression verticale. C'est le cas notamment de la toiture (ou de la terrasse) dont la charge d'exploitation s'applique dans sa totalité sur tous les étages inférieurs.

3.3 Actions de la neige sur les constructions

3.3.1 Domaine d'application

L'EN 1991-1.3 et l'Annexe Nationale associée permettent de calculer les charges de neige à prendre en compte sur les toitures des constructions situées à une altitude maximale de 2000 m.

Les charges de neige sont considérées comme des actions **variables, fixes et statiques**. Les charges de neige sont des charges réparties, dont la répartition est considérée uniforme par élément de toiture et dont la direction d'application est verticale. Les charges de neige s'appliquent sur la projection horizontale de la surface de la toiture. Dans certains cas particuliers, la charge de neige peut-être traitée comme une action accidentelle, avec les restrictions expliquées plus loin.

L'EN 1991 distingue différents cas de charges de neige :

- la charge de neige **normale sans accumulation**, qui correspond à une neige tombée par temps calme ou peu venteux,
- la charge de neige **normale avec accumulation**, où l'accumulation est un phénomène de redistribution de la neige dans des zones particulières de la toiture, souvent sous l'effet du transport par le vent. Localement, on peut obtenir une charge de neige bien supérieure à celle tombée au sol initialement.
- la charge de **neige exceptionnelle** résultant d'une chute de neige exceptionnelle, avec ou sans accumulation. Une telle chute de neige a une occurrence considérée comme exceptionnellement rare (valeur très supérieure à la charge de neige caractéristique).

Les valeurs de charges de neige normale et exceptionnelle tiennent compte des pluies consécutives à des chutes de neige et de la rétention de l'eau par la neige.

L'Annexe A de l'EN 1991-1.3 définit les 4 cas à considérer en fonction des conditions du site de la construction (avec ou sans accumulation, avec ou sans chute exceptionnelle) :

- **cas A** : Pas de chute exceptionnelle, pas d'accumulation.
- **cas B1** : Chutes exceptionnelles, pas d'accumulation.
- **cas B2** : Pas de chute exceptionnelle, accumulation exceptionnelle.
- **cas B3** : Chutes exceptionnelles, accumulation exceptionnelle.

Toutefois, l'Annexe Nationale stipule que, sauf spécification particulière du projet individuel, il n'est à considérer en France que les cas A et B1, ce dernier seulement pour les régions A2, B1, B2, C2 et D^{2,3}. Il n'est donc pas nécessaire d'utiliser l'Annexe B de l'EN 1991-1.3 qui donne les charges de neige sur les toitures dans le cas d'une accumulation exceptionnelle. Sur le territoire français, seules les chutes exceptionnelles sont à prendre en compte comme action accidentelle.

²voir la partie 3.3.3 pour la définition des régions.

³Attention, assez maladroitement la dénomination des régions, B1 et B2, utilise la même notation que la dénomination des cas, B1 et B2, en fonction des conditions de site.

3.3.2 Charge de neige sur les toitures

Pour déterminer la charge de neige, il est d'usage de considérer essentiellement la couche de neige uniforme accumulée lors d'une chute par temps calme, la forme de la toiture et l'éventuelle répartition de la neige sous l'effet du vent (effet d'accumulation normale).

En France, la charge de neige sur les toitures est donnée par :

$$\begin{cases} s = \mu_i c_e c_t s_k + s_1 \\ s = \mu_i s_A + s_1 \end{cases} \quad \text{en situation accidentelle}$$

où

- μ_i est le coefficient de forme de la charge de neige, qui dépend du type de toiture et de la redistribution par le vent. On donne au paragraphe 3.3.5 des exemples de calcul des coefficients de forme, tirés de la Partie 5.3 de l'EN 1991-1.3.
- s_k est la valeur caractéristique de la charge de neige sur le sol, qui dépend du lieu géographique d'implantation de la construction (Région et Altitude). On donne pour la France, au paragraphe 3.3.3, les détails du calcul de s_k en fonction de la région et de l'altitude. Pour les autres pays européens, on se référera aux Annexes Nationales de ces pays ou à l'Annexe C de l'EN 1991-1.3.
- s_A est la valeur accidentelle de la charge de neige sur le sol correspondant à une chute de neige exceptionnelle, qui peut être appliquée dans les conditions définies au paragraphe 3.3.4.
- $c_e \geq 1$ est le coefficient d'exposition qui vaut en générale 1, sauf lorsque les conditions d'abri dues aux bâtiments voisins conduisent à empêcher pratiquement le déplacement de la neige par le vent. On adopte alors $c_e = 1.25$, ce qui revient à supposer que la charge sur le toit est identique à celle sur le sol (cas où le coefficient de forme μ_i prend sa valeur maximale 0.8 pour une charge répartie sans accumulation).
- $c_t \leq 1$ est le coefficient thermique qui vaut en générale 1 puisque les bâtiments chauffés sont systématiquement isolés. Une valeur inférieure peut être utilisée que si elle est justifiée par une étude spécifique acceptée par le Maître d'Ouvrage.
- s_1 est une majoration pour faible pente qui vise à tenir compte de la difficulté à évacuer les eaux de pluie en présence de neige dans les zones de faibles pentes (voir le paragraphe 3.3.6).

3.3.3 Charge de neige sur le sol s_k

La charge de neige sur le sol s_k correspond à la valeur caractéristique, définie comme la charge ayant une probabilité d'être dépassée de 0.02 par an. Ceci équivaut à une période moyenne de retour de 50 ans.

La charge de neige sur le sol est donnée dans la partie normative de l'Annexe de l'EN 1991-1.3/NA. La charge de neige sur le sol s_{k200} à 200 mètres d'altitude est donnée en fonction de la situation géographique de la construction. La France métropolitaine est divisée en 8 régions de charges de neige caractéristiques, données dans le tableau suivant :

Région	A1	A2	B1	B2	C1	C2	D	E
s_{k200} [kN/m ²]	0.45	0.45	0.55	0.55	0.65	0.65	0.90	1.40

Les régions A1 et A2 (mais aussi B1, B2 et C1, C2) ont été créées pour distinguer deux niveaux de valeurs de la charge due à une chute exceptionnelle de neige sur le sol (voir plus loin).

La carte de la Figure 5 donne pour chaque département de la France métropolitaine la région de neige à laquelle il appartient. Beaucoup de départements appartiennent à deux régions différentes et il est donc préférable de se référer au Tableau A1 de l'Annexe Nationale de l'EN 1991-1.3 pour déterminer exactement la région en fonction du canton où se situe la construction. Pour l'île de Saint-Pierre et Miquelon, on utilisera les valeurs du règlement national Canadien des zones limitrophes ($s_k = 3.0 \text{ kN/m}^2$).

A partir de la valeur de la charge de neige sur le sol à 200 m d'altitude, on déduit pour une altitude h en m la charge de neige sur le sol s_k du lieu de la construction. Pour les régions A1, A2, B1, B2, C1, C2 et D, la charge de neige à l'altitude h vaut :

$$\begin{cases} s_k = s_{k200} + h/1000 - 0.20 & \text{pour } 200 \text{ m} < h \leq 500 \text{ m} \\ s_k = s_{k200} + 1.5 \times h/1000 - 0.45 & \text{pour } 500 \text{ m} < h \leq 1000 \text{ m} \\ s_k = s_{k200} + 3.5 \times h/1000 - 2.45 & \text{pour } 1000 \text{ m} < h \leq 2000 \text{ m} \end{cases}$$

Pour la région E, il faut adopter les formules suivantes :

$$\begin{cases} s_k = s_{k200} + 1.5 \times h/1000 - 0.30 & \text{pour } 200 \text{ m} < h \leq 500 \text{ m} \\ s_k = s_{k200} + 3.5 \times h/1000 - 1.35 & \text{pour } 500 \text{ m} < h \leq 1000 \text{ m} \\ s_k = s_{k200} + 7 \times h/1000 - 4.80 & \text{pour } 1000 \text{ m} < h \leq 2000 \text{ m} \end{cases}$$

3.3.4 Valeur exceptionnelle de la charge de neige s_A

La valeur exceptionnelle de la charge de neige correspond à une chute de neige exceptionnelle, bien supérieure à la valeur caractéristique (approximativement 2 fois plus importante). Par exemple, en février 1954, on mesurait une épaisseur de neige de 85 cm à Perpignan, alors que la valeur caractéristique pour cette ville, déterminée à partir de mesures⁴ effectuées depuis 1949, est de 38 cm.

Les valeurs de la charge de neige sont données en fonction de la région de la construction dans le tableau suivant :

Région	A2	B1	B2	C2	D
s_A [kN/m ²]	1.00	1.00	1.35	1.35	1.80

La charge accidentelle n'est pas majorée en fonction de l'altitude, car les chutes de neige exceptionnelles sont essentiellement observées en plaine et dans le sud de la France. Elle ne s'applique pas aux régions A1, C1 et E. Elle est à utiliser dans une combinaison où l'action accidentelle est la charge de neige exceptionnelle.

⁴sans prendre en compte cette chute exceptionnelle de 85 cm, sinon la valeur caractéristique passe à 71 cm, ce qui n'est plus du tout représentatif des années classiques.

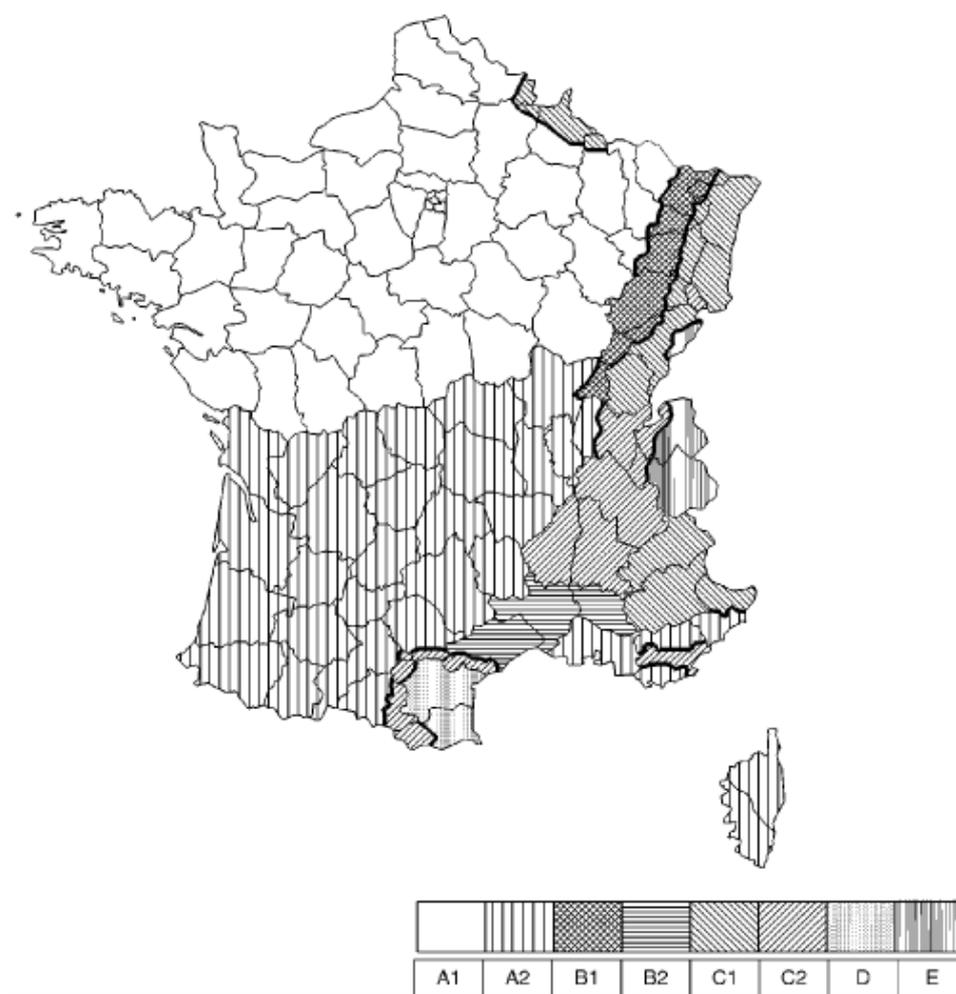


FIG. 5 : Carte de la répartition des différentes régions de neige en France, d'après l'Annexe de l'EN 1991-1.3/NA.

3.3.5 Coefficients de forme μ_i

Les coefficients de forme dépendent du type de toit et de la redistribution de la neige par le vent. On donne ici le calcul des coefficients de forme pour les toitures à deux versants. Pour les autres types de toitures, tels que les toitures à un versant, les toitures à versants multiples, les toitures cylindriques, les toitures présentant des discontinuités de niveaux marqués, les saillies et les obstacles, on se reportera à la Section 5.3 de l'ENV 1991-1.3.

Pour les toitures à deux versants, les coefficients de forme sont donnés dans le Tableau 7 et les trois cas de charges à prendre en compte sont présentés sur la Figure 6. La neige est supposée pouvoir tomber librement de la toiture. Si une rive de la toiture se termine par un garde-corps, des barrières à neige ou tout autre obstacle, le coefficient de forme de ce côté de la toiture doit rester supérieur à 0.8.

Le cas de charge (i) correspond à une disposition de charge sans accumulation

tandis que les deux autres prennent en compte une accumulation de la neige (redistribution normale par le vent).

angle du versant	$0^\circ < \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0.8	$0.8(60 - \alpha)/30$	0.0

TAB. 7 : Valeurs des coefficients de forme pour les toitures à deux versants en fonction de l'angle du versant par rapport à l'horizontale.

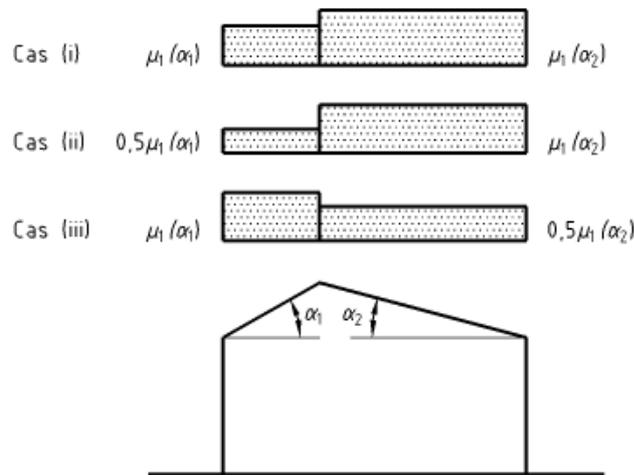


FIG. 6 : Définitions des 3 cas de charge pour une toiture à deux versants. La valeur du coefficient de forme en fonction de l'angle du versant est donnée dans le Tableau 7.

3.3.6 Majoration pour faible pente s_1

Cette majoration est égale à (clause 5.2 de l'EN 1991-1.3/NA) :

- 0.2 kN/m^2 lorsque la pente nominale au fil de l'eau de la partie enneigée de la toiture est égale ou inférieure à 3%,
- 0.1 kN/m^2 lorsque cette pente est comprise entre 3% et 5%.

La majoration doit être appliquée non seulement à la zone de faible pente considérée, mais également sur une distance de 2.00 m dans toutes les directions au-delà de ses limites. On appliquera donc la majoration sur toute la surface des toitures terrasses (voir aussi les dispositions particulières dues à l'accumulation de la neige le long des acrotères). Dans le cas particulier d'une noue, la zone de faible pente étant une ligne (intersection des deux pans de toiture), la zone de majoration est une bande de 4.00 m centrée sur la noue et parallèle à celle-ci.

3.4 Charges dues au vent sur les constructions

3.4.1 Généralités

Le calcul de l'action du vent sur les constructions est traité dans la Partie 1.4 de l'EN 1991 et dans l'Annexe Nationale associées. Le calcul de l'action du vent est relativement complexe et le présent document ne fera qu'aborder certains points relatifs aux constructions classiques (bâtiments de forme rectangulaire).

Caractérisation de la charge de vent Les actions relatives au vent varient en fonction du temps. L'action du vent est donc considérée comme **variable** et **fixe**. L'action du vent s'exerce sous forme de pression, produisant des efforts perpendiculaires aux surfaces. Pour des parois de grande surface, des forces de frottement non négligeables peuvent se développer tangentiellement à la surface. Les pressions engendrées par le vent s'appliquent directement sur les parois extérieures des constructions fermées, mais du fait de la porosité de ces parois, elles agissent aussi sur les parois intérieures.

Pour la plupart des constructions, l'action du vent peut être considérée comme **statique**. La prise en compte des effets dynamiques auxquels sont soumis certaines structures n'est pas abordé dans ce document.

Domaine d'application La Partie 1.4 de l'EN 1991 donne des règles et des méthodes de calcul de l'action du vent sur des bâtiments de hauteur inférieure à 200 m. Cette partie de l'EN 1991 traite aussi des cheminées, des tours en treillis et les ponts (route, rail et passerelle) courants. Ne sont pas concernés par cette partie, les ponts à haubans ou suspendus, les mâts haubanés et les ouvrages en mer.

Termes et définitions On définit la **valeur de base** de la **vitesse de référence** comme la vitesse moyenne du vent observée sur une période de 10 minutes avec une probabilité de dépassement de 0.02 par an à une hauteur de 10 m au dessus d'un terrain plat.

Les pressions engendrées sur les constructions dépendent donc en premier lieu de la vitesse du vent. La région de la construction, mais aussi la rugosité du terrain aux alentours ou encore le relief (orographie) à l'échelle du kilomètre autour de la construction sont de facteurs importants pour évaluer la vitesse du vent. Ensuite, les répartitions de pression résultants de la vitesse du vent, dépendent de la nature de la construction (forme dans le plan, position par rapport au sol, forme de la toiture, répartition des ouvertures, ...).

3.4.2 Forces exercées par le vent

On détermine la pression aérodynamique extérieure w_e agissant sur les parois extérieures, comme :

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe}$$

où

- $q_p(z_e)$ est la **pression dynamique de pointe** à la hauteur de référence z_e , définie au paragraphe 3.4.3.

- c_{pe} est le **coefficient de pression extérieure (ou externe)** dont le calcul est présenté au paragraphe 3.4.4.

De la même manière, on détermine la pression aérodynamique intérieure w_i agissant sur les parois intérieures, comme :

$$w_i = q_p(z_e) \cdot c_{pi}$$

où c_{pi} est le **coefficient de pression intérieure (ou interne)** dont le calcul est présenté au paragraphe 3.4.5.

Pour évaluer la force totale exercée par le vent sur une structure ou un élément de structure, on pourra calculer les forces $F_{w,e}$ et $F_{w,i}$ résultantes des pressions agissant sur l'ensemble des parois extérieures et intérieures composant la structure, sans oublier les forces de frottement F_{fr} , soit

$$F_{w,e} = c_s c_d \sum_{\text{surfaces}} w_e \cdot A_{ref}$$

$$F_{w,i} = \sum_{\text{surfaces}} w_i \cdot A_{ref}$$

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

où

- $c_s c_d$ est le **coefficient structural** défini au paragraphe 3.4.7,

- A_{ref} est l'**aire de référence** (aire sur laquelle s'applique les pressions w_e et w_i),

- c_{fr} et A_{fr} sont respectivement le **coefficient de frottement** et l'**aire de frottement** définis au paragraphe 3.4.9,

- $q_p(z_e)$ est la **pression dynamique de pointe** à la hauteur de référence z_e , définie au paragraphe 3.4.3.

On peut aussi appliquer la formule globale suivante :

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

où

- c_f est le **coefficient de force** qui peut se calculer en fonction de la forme d'ensemble de la structure (voir le paragraphe 3.4.8).

- A_{ref} est l'aire de référence de la construction. Il s'agit généralement de la projection de la surface de la construction perpendiculairement à la direction du vent (voir aussi le paragraphe 3.4.8).

- $c_s c_d$ est le **coefficient structural** défini au paragraphe 3.4.7,

- $q_p(z_e)$ est la **pression dynamique de pointe** à la hauteur de référence z_e , définie au paragraphe 3.4.3.

3.4.3 Pression dynamique de pointe $q_p(z_e)$

La pression dynamique de pointe du vent $q_p(z_e)$ en kN/m^2 dépend principalement du climat local (force du vent et orientation du vent), de la rugosité et de l'orographie du terrain, et de la hauteur par rapport au sol. Pour découpler les effets locaux proches du bâtiment des effets régionaux à l'échelle du canton, la pression dynamique de pointe $q_p(z_e)$ s'écrit :

$$q_p(z_e) = c_e(z_e) \cdot q_b$$

où

- $c_e(z_e)$ est le **coefficient d'exposition** qui prend en compte les effets locaux pouvant influencer l'action du vent (voir au paragraphe 3.4.6),

- q_b est la **pression dynamique de référence** qui a une valeur à l'échelle du canton, en fonction de la valeur de base de la vitesse de référence du vent $V_{b,0}$, de la direction du vent et éventuellement de la saison dans l'année.

La pression dynamique de référence q_b est donnée en fonction du lieu géographique de la construction, à partir de la valeur de base de la vitesse de référence du vent $V_{b,0}$ (en m/s), comme :

$$q_b = \frac{1}{2} \rho (c_{dir} \cdot c_{season} V_{b,0})^2$$

où

- $\rho = 1.225 \text{ kg/m}^3$ est la valeur de la masse volumique de l'air adoptée par la France,

- $c_{dir} \leq 1$ est le **coefficient de direction** qui prend en compte d'éventuelles directions privilégiées (voir la carte de la Figure 4.4(NA) de l'EN 1991.1.4(NA)),

- $c_{season} \leq 1$ est le **coefficient de saison** qui prend en compte d'éventuelles modulations du vent en fonction de la saison. Ce coefficient n'est à utiliser que pour une construction provisoire dont la durée est inférieure à celle de la saison considérée (voir la carte de la Figure 4.5(NA) de l'EN 1991.1.4(NA)),

- $V_{b,0}$ est la **valeur de base de la vitesse de référence** du vent qui est définie comme la valeur qui représente la vitesse moyenne sur 10 minutes à 10 mètres au dessus du sol sur un terrain de catégorie II (voir paragraphe 3.4.6) avec une probabilité de dépassement annuelle de 0.02 (période de retour de 50 ans). La valeur de base de la vitesse de référence du vent dépend de la localisation de la construction. La France est découpée en quatre zones de vent, comme indiqué sur la Figure 7. Le Tableau 8 donne les valeurs de la valeur de base de la la vitesse de référence du vent à prendre pour chacune de ces quatre zones. Pour les valeurs des départements d'Outre-Mer, on adoptera $V_{b,0} = 36 \text{ m/s}$ pour la Guadeloupe, 17 m/s pour la Guyane, 32 m/s pour la Martinique et 34 m/s pour la Réunion.

3.4.4 Coefficient de pression externe c_{pe}

Le coefficient de pression externe c_{pe} fait partie des coefficients aérodynamiques présentés dans la Section 7 de la Partie 1.4 de l'EN 1991. Le coefficient de pression externe dépend de la dimension de la surface chargée. On définit $c_{pe,1}$ et $c_{pe,10}$ les coefficients de pression externe pour une surface de 1 m^2 et 10 m^2 ,

Région	1	2	3	4
$V_{b,0}$ [m/s]	22	24	26	28
En km/h	79.2	86.4	93.4	100.8
q_b [kN/m ²]	0.30	0.35	0.41	0.48

TAB. 8 : Valeur de base de la vitesse de référence du vent en fonction de la zone. On donne aussi ces vitesses en km/h ainsi que la valeur de q_b [kN/m²] lorsque $c_{dir} = c_{season} = 1$.

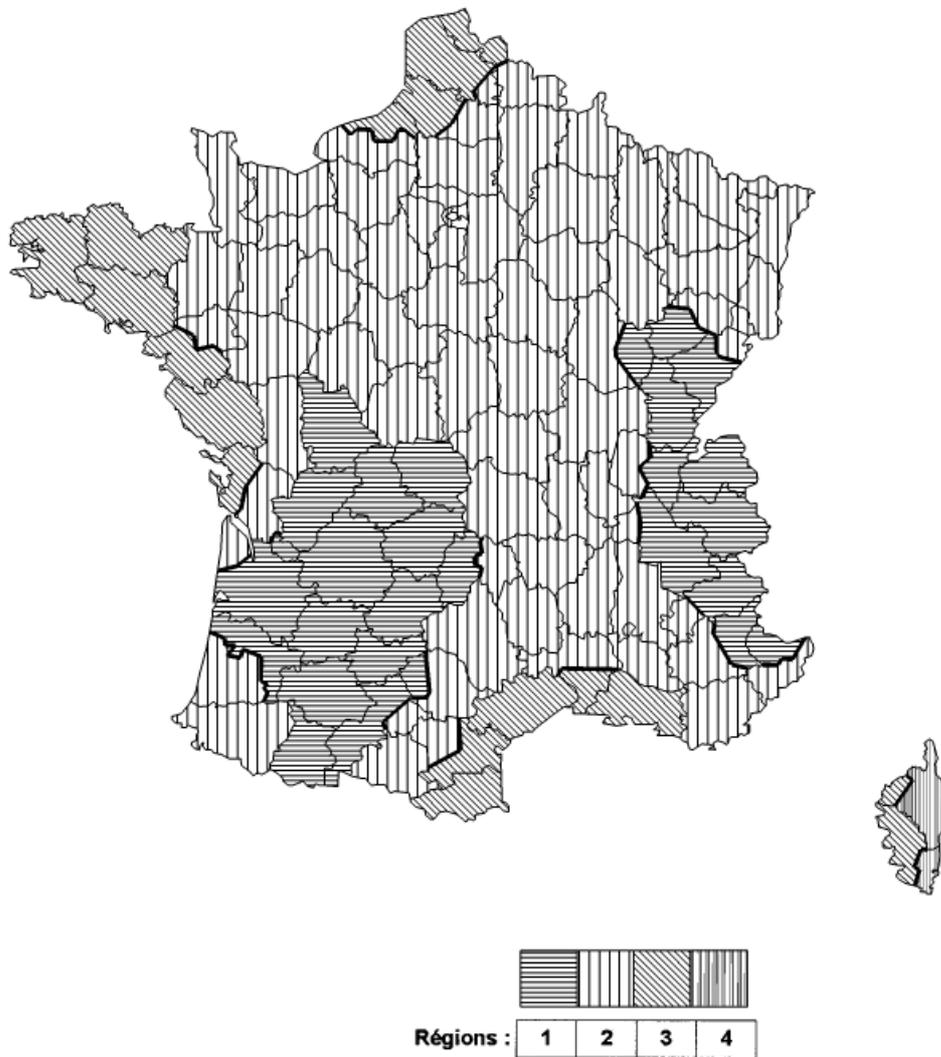


FIG. 7 : Carte de la répartition des différentes zones de la valeur de base de la vitesse de référence du vent en France.

respectivement. Les valeurs pour d'autres surfaces A s'obtiennent par une in-

terpolation logarithmique :

$$\begin{cases} c_{pe} = c_{pe,1} & \text{pour } A \leq 1 \text{ m}^2 \\ c_{pe} = c_{pe,1} + (c_{pe,10} - c_{pe,1}) \log A & \text{pour } 1 \text{ m}^2 < A < 10 \text{ m}^2 \\ c_{pe} = c_{pe,10} & \text{pour } A \geq 10 \text{ m}^2 \end{cases}$$

Les différentes valeurs des coefficients $c_{pe,1}$ et $c_{pe,10}$ dépendent du type de parois et l'EN 1991 donne ces valeurs pour des parois verticales à base rectangulaire (7.2.2), les toitures terrasses (7.2.3), les toitures à un seul versant (7.2.4), les toitures à deux versants (7.2.5), les toitures à quatre versants (7.2.6), les toitures multiples (7.2.7) et les toitures en voûte ou en dôme (7.2.8). Pour chacun de ces cas, les valeurs des coefficients de pression externe dépendent de la position sur la paroi qui est divisée en zone. Pour chacune de ces zones est défini la valeur de la hauteur de référence z_e à appliquer pour le calcul du coefficient d'exposition $c_e(z_e)$.

On donne ici à titre d'exemple le calcul des coefficients de pression externe sur les parois verticales d'un bâtiment à base rectangulaire (7.2.2). Dans ce cas, les valeurs des coefficients de pression externe dépendent du rapport de la largeur de la paroi au vent d sur la hauteur du bâtiment h . On distingue 5 zones sur les parois du bâtiments où les coefficients de pression externe prennent des valeurs différentes : une zone D pour la paroi au vent, une zone E pour la paroi sous le vent, perpendiculaire à la direction du vent, et trois zones A, B et C pour les deux parois parallèles à la direction du vent, comme indiqué sur la Figure 8. Le Tableau 9 permet de calculer ensuite en fonction du rapport d/h les coefficients $c_{pe,1}$ et $c_{pe,10}$ dans chacune des 5 zones. Pour obtenir la valeur de c_{pe} dans les zones D et E, pour des valeurs du rapport d/h différentes de 5, 1 ou 0.25, on procédera par interpolation linéaire.

zones	A		B		C		D		E	
d/h	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$								
5	-1.4	-1.2	-1.1	-0.8	-0.5	-0.5	+1.0	+0.8	-0.7	-0.7
1	-1.4	-1.2	-1.1	-0.8	-0.5	-0.5	+1.0	+0.8	-0.5	-0.5
≤ 0.25	-1.4	-1.2	-1.1	-0.8	-0.5	-0.5	+1.0	+0.7	-0.3	-0.3

TAB. 9 : Valeurs des coefficients de pression externe $c_{pe,1}$ et $c_{pe,10}$ en fonction de la zone sur la paroi. Voir la Figure 8 pour la définition des 5 zones (d'après le Tableau 7.1 de l'EN 1991-1.4).

Pour toutes les parois sous le vent, on adoptera $z_e = h$ (hauteur de la construction). Pour la paroi au vent (zone D), la valeur de la hauteur de référence z_e dépend de l'élancement de la paroi défini comme le rapport entre sa hauteur h et sa largeur b . Pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire, on distingue trois cas selon que $h < b$, $b \leq h < 2b$ ou $h \geq 2b$, comme indiqué sur la Figure 9. Dans le dernier cas correspondant à des bâtiments élancés, on divise la partie centrale de hauteur $h - 2b$ en un nombre entier de bande de hauteur maximale b et pour chacune de ces bandes la valeur de z_b est la cote du haut de la bande (Par exemple sur la Figure 9, $(h - 2b)/b \approx 2.3$ et il faut donc mettre $n = 3$ bandes de hauteurs $(h - 2b)/n$).

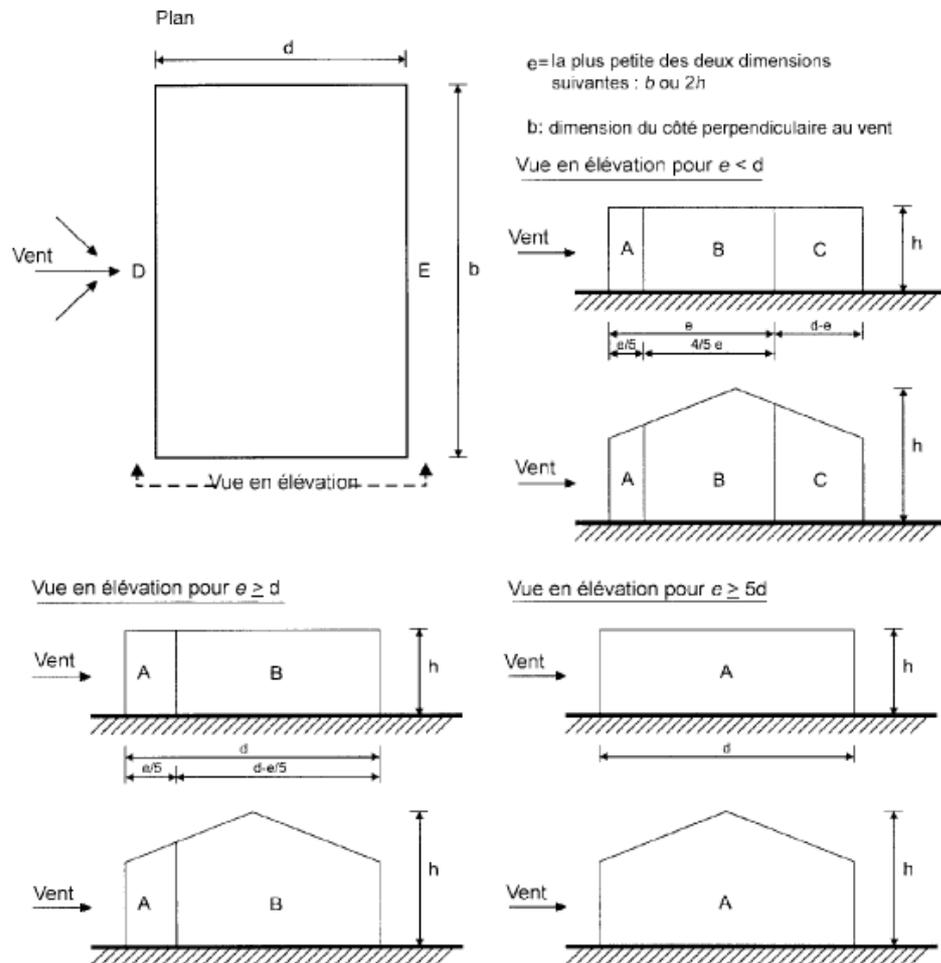


FIG. 8 : Définition des cinq zones de valeurs des coefficients de pression externe. La grandeur e est prise égale au minimum de b et $2h$ (d'après la Figure 7.5 de l'EN 1991-1.4).

3.4.5 Coefficient de pression interne c_{pi}

Le coefficient de pression intérieure c_{pi} dépend de la surface et de la distribution des ouvertures sur les différentes parties du bâtiment. Par ouvertures, on entend ouvertures permanentes (conduit de cheminée par exemple). Les fenêtres et portes sont considérées fermées en situation de projet durable et ne sont donc pas comptabilisées dans les ouvertures. Il est possible de les considérer ouvertes mais le vent doit alors être considéré comme une charge accidentelle dans une combinaison accidentelle.

Pour un bâtiment **sans face dominante**, c'est-à-dire un bâtiment où toutes les ouvertures sont bien réparties sur toutes les faces, le coefficient c_{pi} est fonction de la perméabilité μ , définie comme la somme des aires des ouvertures où $c_{pe} \leq 0$ divisé par l'aire totale des ouvertures. La valeur du coefficient de pression intérieure peut dans ce cas être déterminé à l'aide de la Figure 7.13 de l'EN 1991-1.4.

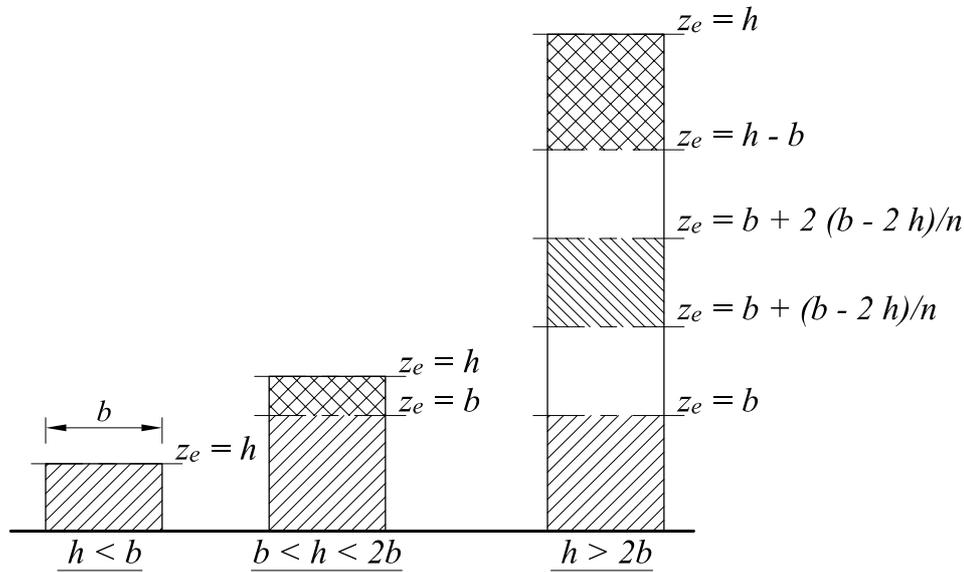


FIG. 9 : Définition de la hauteur de référence z_e en fonction de l'élancement h/b de la paroi. Dans le cas où $h \geq 2b$, le nombre de bandes intermédiaires n est calculé comme la valeur entière supérieure de $(h - 2b)/b$.

Pour un bâtiment **avec face dominante**, c'est-à-dire un bâtiment qui comporte une face dont l'aire des ouvertures est supérieure à deux fois celles de toutes les autres faces, alors $c_{pi} = 0.75 \cdot c_{pe}$ ⁵ si l'aire des ouvertures de la face dominante est le double des autres ouvertures et $c_{pi} = 0.9 \cdot c_{pe}$ si elle est le triple.

Dans la plupart des cas (pour un bâtiment classique), sans connaissance précise de la répartition des ouvertures, on adoptera les deux valeurs extrêmes $c_{pi} = +0.2$ (surpression) et $c_{pi} = -0.3$ (dépression).

La hauteur de référence intérieure z_i est égale à la hauteur de référence z_e des faces qui créent par leurs ouvertures la pression intérieure. Dans le cas courant où les ouvertures sont réparties, il convient d'adopter la plus grande des valeurs de hauteur de référence z_e .

3.4.6 Coefficient d'exposition $c_e(z)$

Le coefficient d'exposition $c_e(z)$ dépend de la rugosité du terrain et de la topographie au voisinage de la construction. La rugosité est créée par tout ce qui se trouve au dessus du sol, comme les arbres, les haies, les autres constructions, etc ... La topographie au voisinage de la construction, au travers du coefficient d'orographie⁶, quantifie les variations d'altitude de la surface terrestre dans un rayon d'un kilomètre autour de la construction.

⁵où c_{pe} est la coefficient de pression extérieur de la zone à laquelle appartient l'ouverture dominante

⁶l'orographie est l'étude du relief terrestre

Le coefficient d'exposition $c_e(z)$ est donné par la formule suivante :

$$c_e(z) = c_r^2(z)c_o^2(z) [1 + 7I_v(z)]$$

où

- $c_r(z)$ est le *coefficient de rugosité* qui tient compte de la rugosité du terrain selon la direction du vent.
- $c_o(z)$ est le *coefficient d'orographie* qui tient compte du relief du terrain aux alentours de la construction.
- $I_v(z)$ est le *coefficient d'intensité de la turbulence* qui quantifie l'écart à la moyenne de la pression exercée par le vent du fait de phénomènes turbulents.

Coefficient de rugosité ($0.6 < C_r(z) \leq 1.6$)

Il convient donc dans un premier temps de déterminer la classe de rugosité du terrain pour chaque direction de vent en fonction de la catégorie de terrain indiquée dans le Tableau 10 à l'aide des photographies aériennes données dans l'EN 1991-1.4/NA. Si la rugosité du terrain n'est pas homogène autour de la construction, on qualifiera la rugosité pour chaque direction de vent dans un secteur angulaire de $\pm 15^\circ$, sur une distance de $R = 23h^{1.2}$, avec $R > 300$ m et h la hauteur de la construction. C'est par exemple le cas pour une construction en bord de mer dans une ville qui aura une classe de rugosité de 0 si le vent souffle de la mer, et une classe de rugosité de *IIIb* ou *IV* pour un vent soufflant de la terre.

Catégories de terrains	z_0 [m]	z_{min} [m]	k_r	k_l (cas 2)
0 Mer, lac ou plan d'eau parcourus par le vent sur une distance d'au moins 5 km	0.005	1.0	0.16	1.0
II Rase campagne, avec ou non quelques obstacles isolés (arbres, bâtiments, ...), aéroports	0.05	2.0	0.19	0.995
IIIa Campagne avec des haies, vergers, petits bois, bocage, habitat dispersé	0.20	5.0	0.21	0.970
IIIb Zone industrialisée, urbaine ou forestière	0.5	9.0	0.22	0.923
IV Zones urbaines dans lesquelles les bâtiments occupent au moins 15% de la surface et ont une hauteur moyenne supérieure à 15 m	1.00	15.0	0.23	0.854

TAB. 10 : Valeurs de coefficients z_0 , z_{min} , k_r et k_l (pour le cas 2, voir au 3.4.6) en fonction de la catégorie du terrain.

Le coefficient de rugosité $c_r(z)$ s'exprime comme :

$$\begin{cases} c_r(z) = k_r \ln \frac{z}{z_0} & \text{si } z_{min} \leq z \leq 200 \text{ m} \\ c_r(z) = k_r \ln \frac{z_{min}}{z_0} & \text{si } z < z_{min} \end{cases}$$

où les coefficients k_r , z_{min} et z_0 sont donnés⁷ dans le Tableau 10 en fonction de la catégorie du terrain.

Coefficient d'orographie ($1 \leq C_o(z) \leq 1.15$) Le coefficient d'orographie $c_o(z)$ permet de prendre en compte l'influence du relief sur l'amplification ou la diminution de la vitesse du vent. On distinguera deux cas (Clause 4.3.3(1) de l'EN 1991-1.4/NA) :

- **cas 1** : le relief est constitué d'obstacles de hauteurs et de formes variées. C'est le cas général et on suppose alors que le coefficient d'orographie ne dépend pas de la direction du vent. On adoptera alors la procédure décrite ci-dessous (dites procédure 1) pour évaluer $c_o(z)$.

- **cas 2** : le relief est constitué d'obstacles bien individualisés, tels qu'une falaise ou une colline isolée. Dans ce cas, il convient d'appliquer la procédure 2 de la Clause 4.3.3(1) de l'EN 1991-1.4/NA, qui ne sera pas décrite dans ce document. Dans le cas 1, on calcule le coefficient d'orographie $c_o(z)$ à partir des valeurs de l'altitude à une distance de 500 m et 1 km de la construction. On définit l'altitude relative du lieu de la construction comme :

$$\Delta A_c = (8 \cdot A_c - A_{N1} - A_{N2} - A_{E1} - A_{E2} - A_{S1} - A_{S2} - A_{O1} - A_{O2})/10$$

où la localisation des mesures d'altitude est donnée sur la Figure 10. Le coefficient d'orographie est ensuite obtenu comme :

$$\begin{cases} c_o(z) = 1 + 0.004 \cdot \Delta A_c \cdot \exp -0.014(z - 10) & \text{si } z \geq 10 \text{ m} \\ c_o(z) = 1 + 0.004 \cdot \Delta A_c & \text{si } z < 10 \text{ m} \end{cases}$$

La Figure 10 illustre différentes situation et les valeurs de $c_o(z)$ qui en résultent. Dans le cas où $c_o(z) \leq 1$, on retiendra $c_o(z) = 1$ et lorsque $c_o(z) > 1.15$ il convient de mener une étude spécifique, soit par modélisation numérique du site, soit sur une maquette en soufflerie.

Coefficient d'intensité de la turbulence $I_v(z)$ Le coefficient d'intensité de la turbulence quantifie la variabilité de la vitesse du vent et par conséquent les effets turbulents induits par les variations de vitesse du vent. Il est défini comme l'écart type de la turbulence du vent σ_v divisée par la valeur moyenne de la vitesse du vent $V_m(z)$, soit :

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{V_m(z)}$$

⁷La valeur du coefficient k_r pour les différentes catégories de terrain est déduite de son expression donnée dans l'EN 1991, soit $k_r = 0.19 \cdot (z_0/z_{0,II})^{0.07}$, où $z_{0,II} = 0.05$ est la longueur de rugosité pour un terrain de catégorie II.

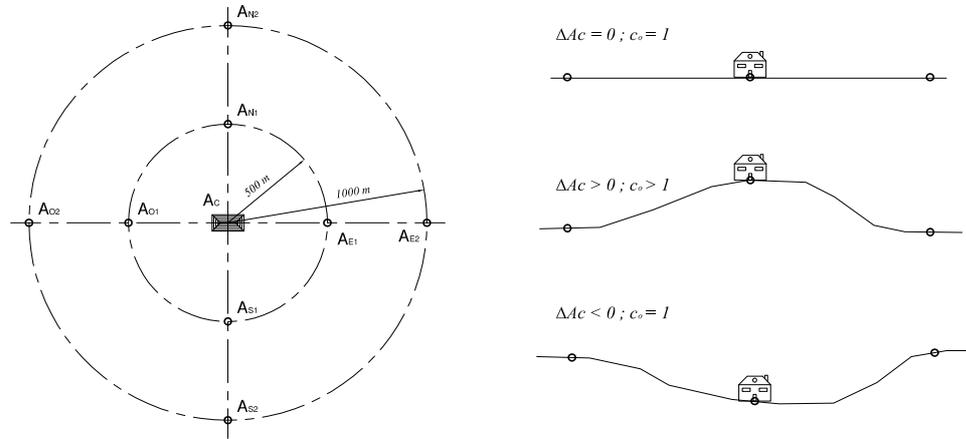


FIG. 10 : Définition des différentes altitudes de la surface entrant dans le calcul de l'altitude relative du lieu de construction ΔA_c et schématisation des différentes situations rencontrées.

avec

$$\sigma_v = k_r \cdot k_l \cdot c_{dir} \cdot c_{season} \cdot V_{b,0}$$

et

$$V_m(z) = c_r(z) \cdot c_o(z) \cdot c_{dir} \cdot c_{season} \cdot V_{b,0}$$

il vient après simplification :

$$\begin{cases} I_v(z) = k_l / (c_o(z) \cdot \ln(z/z_0)) & \text{si } z_{min} \leq z \leq 200 \text{ m} \\ I_v(z) = k_l / (c_o(z_{min}) \cdot \ln(z_{min}/z_0)) & \text{si } z < z_{min} \end{cases}$$

Le coefficient de turbulence k_l est donné dans l'Annexe Nationale en fonction des deux cas d'orographie définis dans le paragraphe précédent. Pour le cas 1 (obstacles réparties), on a

$$k_l = c_o(z) [1 - 2 \cdot 10^{-4} (\log(z_0) + 3)^6]$$

et pour le cas 2 des obstacles isolées (valeurs données directement dans le Tableau 10 en fonction de la catégorie de terrain) :

$$k_l = 1 - 2 \cdot 10^{-4} (\log(z_0) + 3)^6$$

Les valeurs données dans le Tableau 10 indiquent que moins le terrain est rugueux, plus les effets turbulents sont importants.

Dans le cas particulier où $c_o(z) = 1$ et $k_l = 1$, on peut directement déterminer la valeur du coefficient d'exposition $c_e(z)$ en fonction de la catégorie du terrain à l'aide de l'Abaque donné sur la Figure 11.

3.4.7 Coefficient Structural $c_s c_d$

Le coefficient structural est destiné à prendre en compte d'une part l'absence de simultanéité entre les points de pression sur les surfaces de la construction c_s

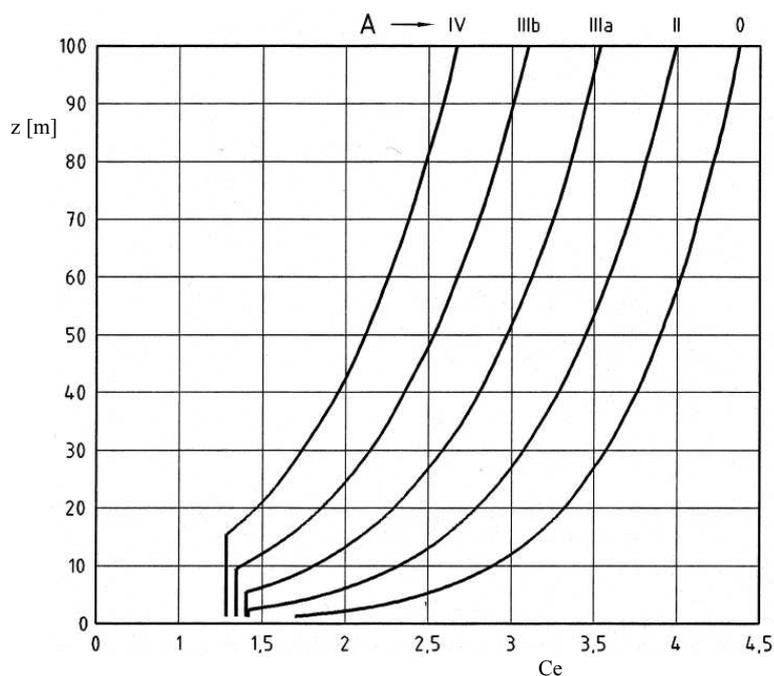


FIG. 11 : Abaque donnant la valeur de $c_e(z)$ en fonction de la catégorie du terrain (désignée par A) d'après la Figure 4.2(NA) de l'EN 1991-1.4.

et d'autre part les vibrations de la structure engendrées par la turbulence c_d . Le coefficient structural $c_s c_d$ peut être décomposé en un coefficient de dimension c_s et un coefficient dynamique c_d .

Le coefficient structural $c_s c_d$ peut être pris égal à 1 pour tous les bâtiments de hauteur inférieure à 15 m et pour les bâtiments de hauteur inférieure à 100 m comportant des cloisons et dont ladite hauteur est inférieure à 4 fois la largeur mesurée dans la direction du vent (élancement inférieure à 4).

Dans les autres cas, il convient d'évaluer le coefficient structural à l'aide de la formule 6.1 de l'EN 1991-1.4, qui nécessite de consulter les Annexes B, C, D et F. On notera que pour la France, l'Annexe C n'est pas applicable, tandis que l'Annexe B devient normative.

3.4.8 Coefficient de force c_f

Le coefficient de force (ou de traînée) c_f est à utiliser lorsque l'on veut calculer la force globale due au vent sur une structure. Ce coefficient est donné pour différents types de forme de construction : section rectangulaire, section polygonale régulière, section cylindrique, structures en treillis et échafaudages, drapeaux et panneaux publicitaires (données dans la Section 7 de la Partie 1.4 de l'EN 1991).

A titre d'exemple, on présente le calcul du coefficient de force c_f pour un bâtiment fermé de section rectangulaire reposant sur le sol, de hauteur h supérieure

à sa plus grande largeur b et dont les angles ne sont pas arrondis. Dans ce cas, le coefficient de force se réduit à ($\psi_r = 1$ dans l'équation 7.9) :

$$c_f = c_{f,0} \psi_\lambda$$

où

- $c_{f,0}$ est donné sur la Figure 12 en fonction du rapport d/b des deux dimensions dans le plan,

- ψ_λ est le facteur d'élanement donné sur la Figure 13 en fonction de $\lambda = h/b$ (ou h/d , attention hypothèse $b < 2h$) et du coefficient d'opacité $\varphi = A/A_c$ (où A est l'aire des éléments et A_c l'aire à l'intérieur du périmètre extérieur de la construction).

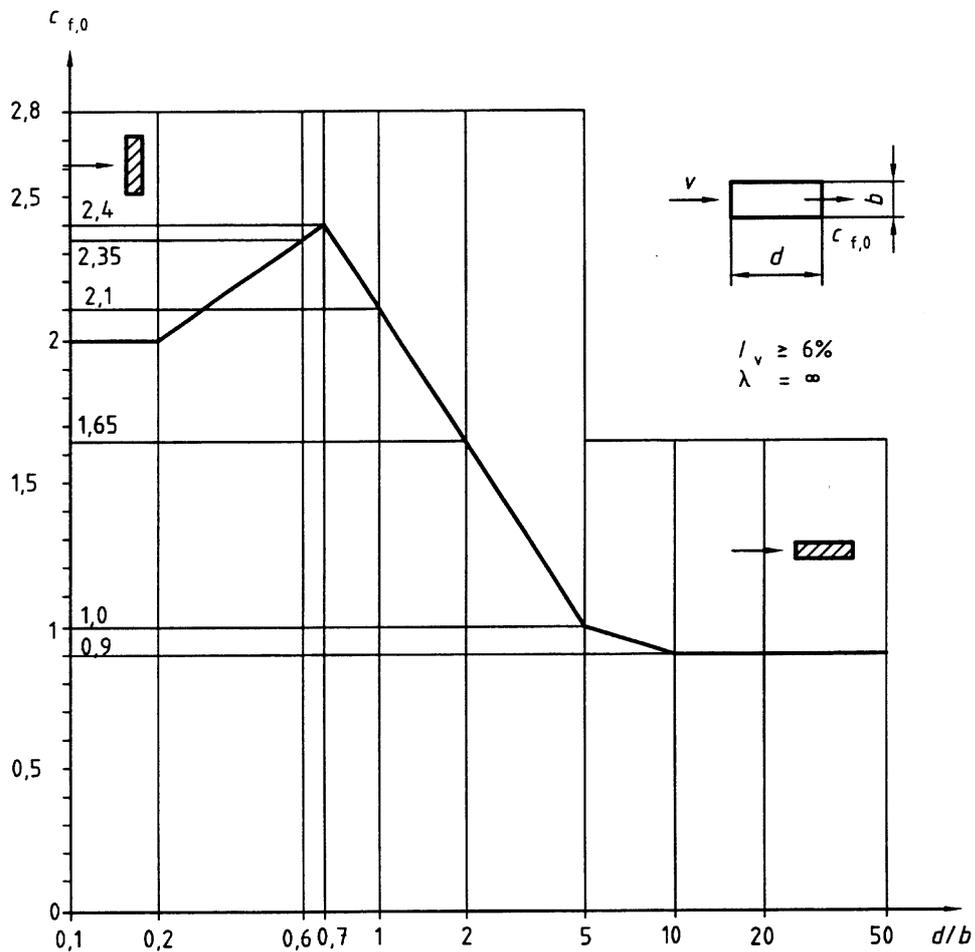


FIG. 12 : Valeurs du coefficient de force $c_{f,0}$ pour des sections rectangulaires en fonction du rapport d/b des dimensions dans le plan du bâtiment (Figure 10.5.1 de la Partie 2.4 de l'EN 1991).

3.4.9 Coefficient de frottement c_{fr}

Le coefficient de frottement c_{fr} est donnée en fonction de la rugosité de la surface du bâtiment. On distingue les surfaces lisses (acier, béton lisse) pour

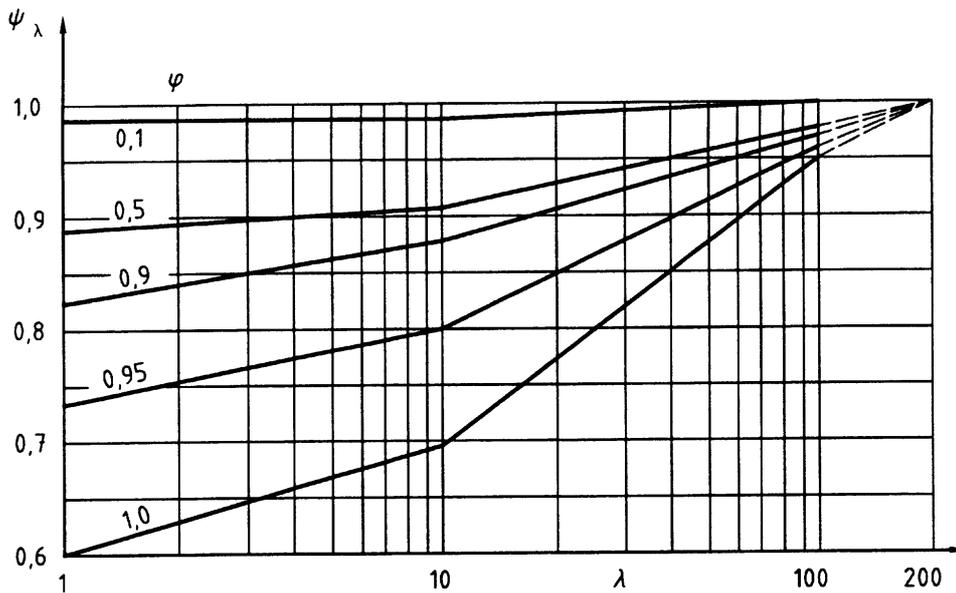


FIG. 13 : Valeurs du facteur d'élancement ψ_λ en fonction de l'élancement λ et de l'opacité de la construction φ (Figure 10.14.1 de la Partie 2.4 de l'EN 1991).

lesquelles $c_{fr} = 0.01$, les surfaces rugueuses (béton brut, bardeaux bituminés) pour lesquelles $c_{fr} = 0.02$ et les surfaces très rugueuses (surfaces comportant des ondulations, ou des nervures) pour lesquelles $c_{fr} = 0.04$. Pour un bâtiment, la hauteur de référence z_e à utiliser est la hauteur du bâtiment et l'aire de référence A_{fr} sur laquelle il convient de prendre en compte le frottement est définie comme la partie des surfaces extérieures du bâtiment parallèles au vent et situées au-delà d'une certaine distance des bords au vent (distance horizontale dans la direction du vent par rapport aux bords de la face au vent du bâtiment). Cette distance est égale à la plus petite des deux valeurs $2 \cdot b$ ou $4 \cdot h$. Les forces de frottement ne sont donc à prendre en considération que pour des bâtiments élancés horizontalement ($d > 2 \cdot b$) ou très aplatis ($d > 4 \cdot h$).

4 Descente de charges

L'objectif de cette partie est de présenter les méthodes utilisées pour calculer les sollicitations dans les éléments d'une structure. Il faut donc estimer le cheminement des charges dans la structure du haut de la structure jusqu'à l'élément considéré. Si la structure est isostatique, comme par exemple une charpente en bois, le calcul des sollicitations dans les différents éléments se fait simplement en appliquant le principe fondamental de la statique à chacun des éléments. Par contre, pour des structures hyperstatiques, comme des structures en béton armé, le calcul est plus complexe et l'objet de cette partie est de présenter les méthodes simplifiées qui permettent de déterminer les sollicitations dans les structures hyperstatiques.

4.1 Cheminement des charges

Les charges descendent : chaque élément supporte les charges qui sont au dessus de lui. Pour un étage donné, les charges transitent des dalles à leurs porteurs (poutres et/ou voiles), puis des poutres à leurs porteurs (poteaux, poutres et/ou voiles).

4.1.1 Charges sur les dalles

Pour déterminer comme descendent les charges de la dalle aux porteurs périphériques, on utilise la méthode *des lignes de rupture probables*. Pour cela on suppose que la dalle est liée aux porteurs par des appuis simples et on recherche les fissures (lignes de rupture) qui devrait apparaître à la ruine de la dalle. Les lignes de rupture sont les bissectrices des angles de la dalle et elles se rejoignent au centre de la dalle. On suppose ensuite que les charges sur la dalle se répartissent sur les différents porteurs selon le découpage donné par les lignes de rupture. A titre d'exercice, on tracera les lignes de rupture des différentes dalles présentées sur la Figure 14.

4.1.2 Charges sur les poutres

De la même façon, on supposera que les charges sur une poutre descendent sur les porteurs en recherchant les lignes de rupture probables de la poutre. Pour un chargement symétrique de la poutre, cette ligne de rupture est à mi-travée. D'une façon générale, c'est la section de la poutre où le moment fléchissant est maximum en valeur absolue.

4.1.3 Charges sur les poteaux ou les voiles

Les charges sur un poteau (ou un voile) se transmettent directement au poteau (ou au voile) de l'étage inférieur ou à la fondation.

4.2 Effet de la continuité des éléments

Les poutres et dalles reposant sur plus de deux appuis peuvent être considérées comme continu : c'est-à-dire que la rotation aux appuis intermédiaires n'est

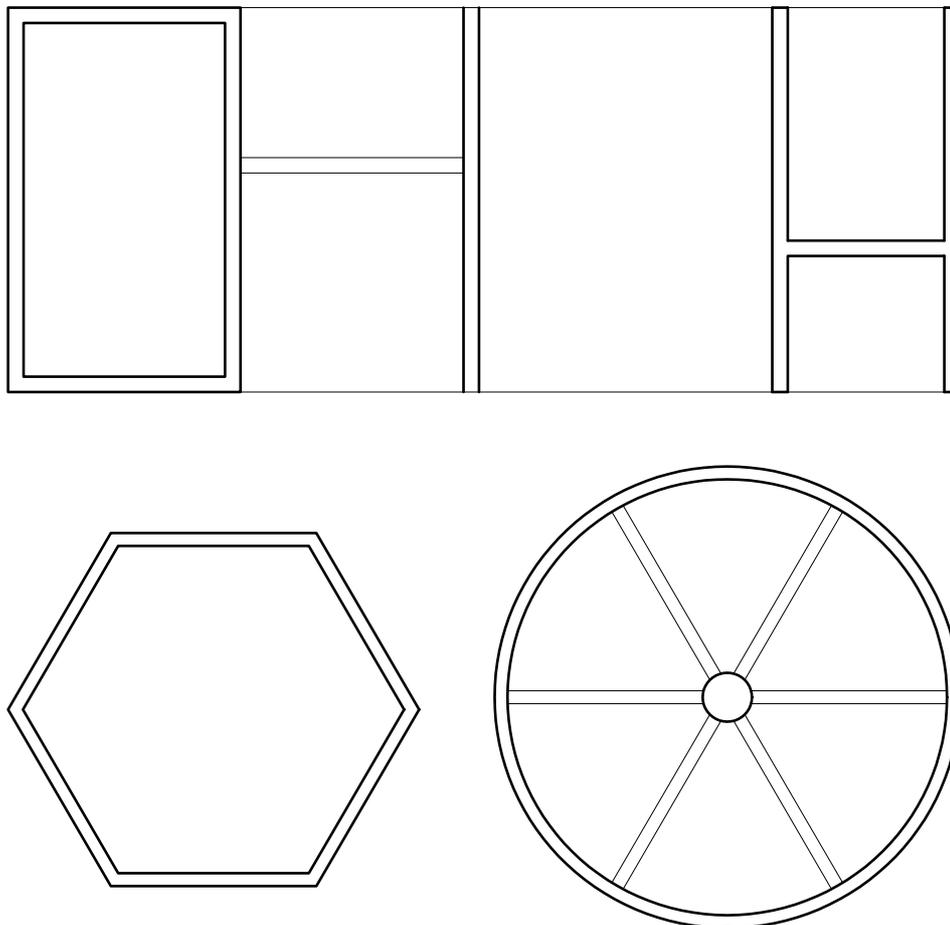


FIG. 14 : *Tracé des lignes de rupture probables pour différentes dalles. A compléter ...*

pas libre et qu'il existe par conséquent un moment non nul (négatif) sur ces appuis. L'effet de la continuité est que les appuis voisins des appuis de rive supportent un effort plus important que celui obtenu sans tenir compte de la continuité (voir la Figure 15). La valeur des réactions d'appui dépend du nombre de travée et de la géométrie de la poutre. Par conséquent, on adoptera une majoration forfaitaire pour prendre en compte la continuité. La réaction de l'appui central d'une poutre à deux travées sera majoré de 15% par rapport à la charge isostatique de référence. Pour une poutre à plus de deux travées, cette majoration est de 10% pour les appuis voisins des appuis de rive. On remarquera que la somme des charges dans les appuis est supérieure à la somme des charges sur la poutre.

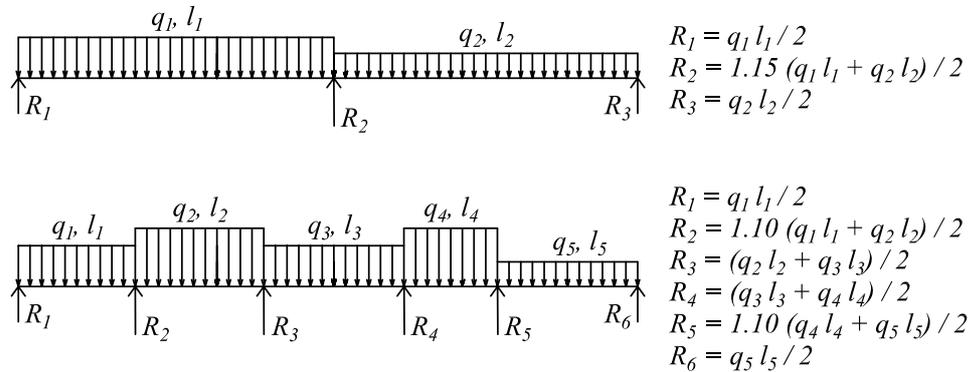


FIG. 15 : *Prise en compte forfaitaire de la continuité sur les appuis voisins des appuis de rive.*

4.3 Inventaire des charges

4.3.1 Les charges unitaires

On distingue :

- charge volumique kN/m^3 (poids propre, liquide, ...)
- charge surfacique kN/m^2 (exploitation, neige, vent, ...)
- charge linéique kN/m (cloison, ...)
- charge ponctuelle kN (Roue de camion, ...)

Pour la valeur de ces différentes charges, on se reportera à la Partie 3 de ce document.

4.4 Les influences

Pour chaque charge unitaire, on recherchera quelle est sa zone d'influence pour chacun des éléments porteurs. Par exemple, une charge répartie sur une dalle va se diviser selon quatre surfaces d'influences relatives aux quatre poutres périphériques. Chacune de ces quatre poutres transmettra aux poteaux la moitié des surfaces d'influences.

5 Bibliographie

- *Introduction aux Eurocodes*, Jean-Armand CALGARO, Presses de l'EN des Ponts et Chaussées.
- *La neige, Recherche et réglementation*, Association Française du Génie Civil, Cemagref Editions, Presses de l'EN des Ponts et Chaussées.
- *Traité de physique du bâtiment, Mécanique des ouvrages* Tome 1 et 2, CSTB.
- [http ://www.eurocode1.com/fr/](http://www.eurocode1.com/fr/)
- [http ://www.setra.fr/euronormes/](http://www.setra.fr/euronormes/)
- [http ://www.construction.equipement.gouv.fr/](http://www.construction.equipement.gouv.fr/)
- [http ://www.bbri.be/antenne_norm/eurocodes/fr](http://www.bbri.be/antenne_norm/eurocodes/fr) (site Belge qui propose des fiches synthétiques sur chaque partie des Eurocodes, attention ce ne sont pas les mêmes Annexes Nationales!)