



Programme d'éducation
et de formation
tout au long de la vie

PROJET SKILLS

BÂTIMENTS EN ACIER EN EUROPE

Bâtiments en acier à simple rez-de-chaussée

Partie 3 : Actions



Bâtiments en acier à simple rez-de-chaussée

Partie 3 : Actions

AVANT-PROPOS

Cette publication est la troisième partie du guide de conception et calcul : *Bâtiments en acier à simple rez-de-chaussée*.

Les 11 parties de ce guide sont :

- Partie 1 : Guide pour les architectes
- Partie 2 : Conception
- Partie 3 : Actions
- Partie 4 : Conception et calcul des portiques
- Partie 5 : Conception et calcul des structures à treillis
- Partie 6 : Conception et calcul des poteaux composés
- Partie 7 : Ingénierie incendie
- Partie 8 : Enveloppe des bâtiments
- Partie 9 : Introduction aux logiciels de calcul
- Partie 10 : Guide pour la spécification d'un projet de construction
- Partie 11 : Assemblages de continuité par platines d'about

Le guide *Bâtiments en acier à simple rez-de-chaussée* est le premier d'un ensemble en deux volumes, le second s'intitulant *Bâtiments en acier à plusieurs niveaux*.

Ces deux guides ont été réalisés dans le cadre du projet européen "Facilitating the market development for sections in industrial halls and low rise buildings (SECHALO) RFS2-CT-2008-0030" que l'on peut traduire en français par « Faciliter le développement du marché des profilés laminés pour les halles industrielles et les bâtiments de faible hauteur ».

Ces guides de conception et de calcul ont été rédigés sous la direction d'ArcelorMittal, Peiner Träger et Corus. Le contenu technique a été préparé par le CTICM et le SCI, collaborant dans le cadre de « Steel Alliance », réalisée grâce à une subvention financière du Fonds de Recherche du Charbon et de l'Acier (RFCS) de la Communauté européenne.

La traduction française de la présente publication a été réalisée dans le cadre du projet SKILLS, sous l'égide du CTICM et dans le cadre d'une collaboration avec ConstruireAcier et l'APK. Le projet SKILLS a été financé avec le soutien de la Commission européenne. Cette publication n'engage que son auteur et la Commission n'est pas responsable de l'usage qui pourrait être fait des informations qui y sont contenues.

Contenu

	Page n°
AVANT-PROPOS	iii
RÉSUMÉ	vi
1 INTRODUCTION	1
2 PHILOSOPHIE DE LA SÉCURITÉ SELON L'EN 1990	2
2.1 Format général des vérifications	2
2.2 États limites ultimes et états limites de service	2
2.3 Valeurs caractéristiques et valeurs de calcul des actions	3
3 COMBINAISONS D' ACTIONS	4
3.1 Généralités	4
3.2 Combinaisons ELU	4
3.3 Combinaisons ELS	6
4 ACTIONS PERMANENTES	8
5 CHARGES DE CONSTRUCTION	9
6 CHARGES D'EXPLOITATION	10
6.1 Généralités	10
6.2 Actions provoquées par les appareils de levage selon l'EN 1991-3	10
6.3 Charges horizontales sur les garde-corps	15
7 CHARGES DE NEIGE	16
7.1 Généralités	16
7.2 Méthodologie	16
8 ACTIONS DU VENT	22
8.1 Généralités	22
8.2 Méthodologie	22
8.3 Organigrammes	31
9 EFFETS DE LA TEMPÉRATURE	32
RÉFÉRENCES	33
Annexe A Exemple d'application : Charge de neige appliquée à un bâtiment à simple rez-de-chaussée	35
Annexe B Exemple d'application : Action du vent sur un bâtiment à simple rez-de-chaussée	45

RÉSUMÉ

Ce document fournit des recommandations pour déterminer les actions à prendre en compte pour le calcul d'un bâtiment à simple rez-de-chaussée selon l'EN 1990 et l'EN 1991. Après une courte description du format général des calculs aux états limites, ce guide donne des informations sur la détermination des charges permanentes, des actions variables et des combinaisons d'actions. Les procédures pour estimer les charges de neige et pour calculer les actions du vent sont décrites et résumées dans des organigrammes détaillés. Des exemples simples détaillant la détermination de ces mêmes actions climatiques sont également proposés.

1 INTRODUCTION

Ce document fournit les informations nécessaires pour la détermination des actions de calcul à prendre en compte pour un bâtiment à simple rez-de-chaussée. Il décrit les principes du calcul en référence au concept d'état limite associé à la méthode des coefficients partiels et cela d'après les parties suivantes des Eurocodes :

- EN 1990 : Bases de calcul des structures^[1].
- EN 1991 : Actions sur les structures
 - Partie 1-1 : Actions générales – Poids volumiques, poids propres, charges d'exploitation des bâtiments^[2].
 - Partie 1-3 : Actions générales – Charges de neige^[3]
 - Partie 1-4 : Actions générales – Actions du vent^[4]
 - Partie 1-5 : Actions générales – Actions thermiques^[5]
 - Partie 3 : Actions induites par les appareils de levage et les machines^[6].

Le présent document contient une présentation détaillée des règles de calcul appliquées aux bâtiments à simple rez-de-chaussée avec références aux clauses, tableaux et diagrammes appropriés des Eurocodes.

Des informations complémentaires peuvent être trouvées dans les références^{[7][8]}.

2 PHILOSOPHIE DE LA SÉCURITÉ SELON L'EN 1990

2.1 Format général des vérifications

Une distinction est faite entre les états limites ultimes (ELU) et les états limites de service (ELS).

Les états limites ultimes sont relatifs aux situations de calcul suivantes :

- Situations de projet durables (conditions normales d'utilisation) ;
- Situations de projet transitoires (conditions temporaires applicables à la structure, par exemple en cours d'exécution ou de réparation, etc.) ;
- Situations de projet accidentelles (conditions exceptionnelles applicables à la structure) ;
- Situations de projet sismiques (conditions applicables à la structure lorsqu'elle est soumise à un séisme). Ces événements sont traités dans l'EN 1998^[9] et sont hors du champ d'application de ce guide.

Les états limites de service concernent le fonctionnement de la structure en utilisation normale, le confort des personnes et l'aspect de la construction.

Les vérifications doivent être menées pour toutes les situations de projet et tous les cas de chargement.

2.2 États limites ultimes et états limites de service

2.2.1 États limites ultimes (ELU)

Les états classés comme états limites ultimes sont ceux qui concernent la sécurité des personnes ou la sécurité de la structure. La structure doit être vérifiée aux ELU lorsqu'il y a risque de :

- Perte d'équilibre de la structure ou d'une partie quelconque de celle-ci (EQU) ;
- Défaillance par déformation excessive, rupture, perte de stabilité de la structure ou d'une partie quelconque de celle-ci (STR) ;
- Défaillance ou déformation excessive du sol (GEO) ;
- Défaillance due à la fatigue ou à d'autres effets dépendant du temps (FAT).

2.2.2 États limites de service (ELS)

La structure doit être vérifiée aux ELS lorsque :

- Des déformations peuvent affecter l'aspect, le confort des utilisateurs ou le fonctionnement de la structure ;
- Des vibrations peuvent porter atteinte au confort des personnes ou limiter l'efficacité fonctionnelle de la structure ;
- Des dommages sont susceptibles de nuire à l'aspect, à la durabilité ou au fonctionnement de la structure.

2.3 Valeurs caractéristiques et valeurs de calcul des actions

2.3.1 Généralités

Les actions sont classées de la manière suivante en fonction de leur variation dans le temps :

- Actions permanentes (G), par exemple poids propre des structures, équipements fixes, etc.
- Actions variables (Q), par exemple charges d'exploitation, actions du vent, charges de neige, etc.
- Actions accidentelles (A), par exemple explosions, chocs de véhicules, etc.

Certaines actions, telles que les actions sismiques, les charges de la neige ou les charges de vent, peuvent être considérées comme accidentelles ou variables, selon la localisation du projet.

2.3.2 Valeurs caractéristiques des actions

La valeur caractéristique (F_k) d'une action est sa valeur représentative principale. Comme elle peut être définie sur bases statistiques, elle est choisie de manière à correspondre à une probabilité recherchée de ne pas être dépassée du côté défavorable, pendant une « période de référence » prenant en compte la durée d'utilisation de la structure.

Les valeurs caractéristiques sont spécifiées dans les différentes parties de l'EN 1991.

2.3.3 Valeurs de calcul des actions

La valeur de calcul F_d d'une action F peut s'exprimer de manière générale par :

$$F_d = \gamma_f \psi_i F_k$$

où :

- F_k est la valeur caractéristique de l'action,
- γ_f est un coefficient partiel pour l'action,
- ψ_i est pris égal, soit à 1,00, soit à ψ_0 , ψ_1 ou ψ_2 .

2.3.4 Coefficients partiels

Des coefficients partiels sont utilisés pour vérifier les structures aux ELU et aux ELS. Ils sont issus de l'Annexe A1 de l'EN 1990, de l'EN 1991 ou des Annexes Nationales appropriées.

2.3.5 Coefficients ψ

Dans les combinaisons d'actions, des coefficients ψ sont appliqués aux actions variables afin de prendre en compte la probabilité réduite d'occurrence simultanée de leurs valeurs caractéristiques.

Les valeurs recommandées pour les coefficients ψ pour les bâtiments sont définies dans le Tableau A1.1 de l'Annexe 1 de l'EN 1990, à partir de l'EN 1991 ou des Annexes Nationales appropriées.

3 COMBINAISONS D' ACTIONS

3.1 Généralités

Les actions individuelles doivent être combinées de manière à ne pas dépasser l'état limite pour les situations de calcul concernées.

Les actions qui ne peuvent pas agir simultanément, pour des raisons physiques par exemple, ne doivent pas être considérées ensemble dans une même combinaison.

Selon l'utilisation, la forme et l'emplacement d'un bâtiment, les combinaisons d'actions, peuvent être fondées sur deux actions variables au plus – Voir Note 1 dans l'EN 1990 § A1.2.1(1). L'Annexe Nationale peut fournir des informations complémentaires.

3.2 Combinaisons ELU

3.2.1 Équilibre statique

Si l'on considère un état limite d'équilibre statique d'une structure (EQU), il faut vérifier que :

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

où :

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

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

3.2.2 Rupture ou déformation excessive d'un élément

Pour vérifier un état limite de défaillance ou de déformation excessive d'une section, d'une barre ou d'une attache (STR ou GEO), il convient de vérifier que :

$$E_d \leq R_d$$

où :

E_d est la valeur de calcul de l'effet des actions,

R_d est la valeur de calcul de la résistance correspondante.

Chaque combinaison d'actions doit inclure l'action d'une variable dominante ou une action accidentelle.

3.2.3 Combinaisons d'actions pour situations de projet durables ou transitoires

Selon le § 6.4.3.2(3) de l'EN 1990, les combinaisons d'actions peuvent être déduites, soit de l'expression (6.10), soit des expressions (6.10a et 6.10b – en prenant celle qui est la plus défavorable). Le choix entre ces deux groupes d'expressions peut être imposé par l'Annexe Nationale.

Partie 3 : Actions

En général, l'expression (6.10) est conservative comparativement aux deux expressions (6.10a et 6.10b) mais elle conduit à un nombre réduit de combinaisons à étudier.

	Actions permanentes	Action variable dominante	Actions variables d'accompagnement			
$E_d =$	$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j}$	$+$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$	$+$	$\sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$	(6.10)
$E_d =$	$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j}$	$+$	$\psi_{0,1} \gamma_{Q,1} Q_{k,1}$	$+$	$\sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$	(6.10a)
$E_d =$	$\xi \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j}$	$+$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$	$+$	$\sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$	(6.10b)

G_k et Q_k sont définies dans l'EN 1991 ou dans son Annexe Nationale.

γ_G et γ_Q sont explicités dans l'EN 1990 ou dans l'Annexe Nationale, dans le Tableau A1.2(A) pour l'équilibre statique (EQU) et dans les Tableaux A1.2(B) et A1.2(C) pour la défaillance (STR ou GEO). Le Tableau 3.1 donne les valeurs recommandées pour les coefficients partiels.

Tableau 3.1 Valeurs recommandées pour les coefficients partiels

Tableau (EN 1990)	État limite	$\gamma_{G,inf}$	$\gamma_{G,sup}$	$\gamma_{Q,1} = \gamma_{Q,l}$	$\gamma_{Q,1} = \gamma_{Q,l}$
A1.2(A)	EQU	0,90	1,10	1,50	1,50
A1.2(B)	STR ou GEO	1,00	1,35	1,50	1,50
A1.2(C)	STR ou GEO	1,00	1,00	1,30	1,30

Les coefficients ψ_0 sont précisés dans le Tableau A1.1 de l'EN 1990 ou dans son Annexe Nationale. Ce coefficient varie entre 0,5 et 1 sauf pour les toitures de catégorie H ($\psi_0 = 0$).

ξ est un facteur de réduction pour les charges permanentes. Selon le Tableau A1.2(B) de l'EN 1990, la valeur recommandée pour les bâtiments est $\xi = 0,85$ sauf si l'Annexe Nationale spécifie une valeur différente.

Par exemple, selon l'expression 6.10 :

1. Avec la neige pour action variable dominante :

$$E_d = 1,35 G + 1,5 S + (1,5 \times 0,6) W = 1,35 G + 1,5 S + 0,9 W$$

2. Avec le vent pour action variable dominante et pour un lieu situé à une altitude $H \leq 1000$ m :

$$E_d = 1,35 G + 1,5 W + (1,5 \times 0,5) S = 1,35 G + 1,5 W + 0,75 S$$

3.2.4 Combinaisons d'actions pour les situations de projet accidentelles

Les combinaisons d'actions pour les situations de projet accidentelles doivent, soit inclure une action accidentelle explicite, soit se rapporter à une situation faisant suite à un événement accidentel.

	Actions permanentes	Action accidentelle	Action variable dominante	Actions variables d'accompagnement
$E_d =$	$\sum_{j \geq 1} G_{k,j}$	$+$	A_d	$+$
			$(\psi_{1,1} \text{ ou } \psi_{2,1}) Q_{k,1}$	$+$
				$\sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$

Le choix entre $\psi_{1,1} Q_{k,1}$ ou $\psi_{2,1} Q_{k,1}$ doit correspondre à la situation de projet accidentelle concernée. Des conseils sont donnés dans l'EN 1990 ou dans son Annexe Nationale.

3.3 Combinaisons ELS

3.3.1 États limites de service

Pour vérifier un état limite de service, il convient de s'assurer que :

$$E_d \leq C_d$$

où :

E_d est la valeur de calcul de l'effet des actions spécifiée dans le critère d'aptitude au service,

C_d est la valeur limite de calcul du critère d'aptitude au service considéré.

3.3.2 Combinaison caractéristique

La combinaison caractéristique est normalement utilisée pour les états limites irréversibles.

	Actions permanentes	Action variable dominante	Actions variables d'accompagnement
$E_d =$	$\sum_{j \geq 1} G_{k,j}$	$+$	$Q_{k,1}$
		$+$	$\sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$

Par exemple :

$$E_d = G + S + 0,6 W$$

$$E_d = G + W + 0,5 S \quad (\text{pour un lieu situé à une altitude } H \leq 1000 \text{ m})$$

3.3.3 Combinaison fréquente

La combinaison fréquente est normalement utilisée pour les états-limites réversibles.

	Actions permanentes		Action variable dominante		Actions variables d'accompagnement
$E_d =$	$\sum_{j \geq 1} G_{k,j}$	+	$\psi_{1,1} Q_{k,1}$	+	$\sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$

Par exemple, pour un lieu situé à une altitude $H \leq 1000$ m :

$$E_d = G + 0,2 S \quad (\psi_2 = 0 \text{ pour l'action du vent})$$

$$E_d = G + 0,2 W \quad (\psi_2 = 0 \text{ pour la charge de neige})$$

3.3.4 Combinaison quasi-permanente

La combinaison quasi-permanente est normalement utilisée pour les effets à long terme et pour l'aspect de la structure.

	Actions permanentes		Actions variables
$E_d =$	$\sum_{j \geq 1} G_{k,j}$	+	$\sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$

Par exemple, pour un lieu situé à une altitude $H \leq 1000$ m :

$$E_d = G \quad (\text{comme } \psi_2 = 0 \text{ à la fois pour l'action du vent et la charge de neige})$$

4 ACTIONS PERMANENTES

Le poids propre des constructions représente généralement la charge permanente principale et il doit être classé comme action permanente fixe. Dans la plupart des cas, le poids propre est représenté par une simple valeur caractéristique.

Le poids propre total des éléments structuraux et non structuraux, y compris les équipements fixes, doit être pris en compte dans les combinaisons d'actions comme une action unique.

Les éléments non structuraux comprennent les toitures, les revêtements de sol, les revêtements muraux, les cloisons et les doublages, les mains courantes, les barrières de sécurité, les garde-corps, les bardages, les plafonds suspendus, l'isolation thermique, les machines fixes et tous les équipements techniques fixes (les équipements de chauffage, de ventilation et d'air conditionné, les équipements électriques, les tuyauteries sans leur contenu, les réseaux de câbles et les gaines).

Les valeurs caractéristiques de poids propre doivent être déterminées à partir des dimensions et des densités des éléments.

Les valeurs des poids volumiques des matériaux de construction sont fournies dans l'Annexe A de l'EN 1991-1-1 (Tableaux A.1 à A.5).

Par exemple :

Acier : $\gamma = 77,0 \text{ à } 78,5 \text{ kN/m}^3$

Aluminium : $\gamma = 27,0 \text{ kN/m}^3$

Pour les éléments manufacturés (façades, plafond et autres équipements pour les bâtiments), des données peuvent être fournies par les fabricants.

5 CHARGES DE CONSTRUCTION

L'EN 1991-1-6 donne des règles pour la détermination des actions en cours d'exécution. Des vérifications sont requises, tant pour les états limites de service que pour les états limites ultimes.

Le Tableau 4.1 définit les charges de construction qui doivent être prises en compte :

- Personnel et petit outillage (Q_{ca}) ;
- Stockage d'éléments déplaçables (Q_{cb}) ;
- Équipements non permanents (Q_{cc}) ;
- Machines et équipements lourds déplaçables (Q_{cd}) ;
- Accumulation de matériaux de rebut (Q_{ce}) ;
- Charges dues à des parties d'une structure dans des phases provisoires (Q_{cf}).

Les valeurs recommandées sont fournies dans le même tableau mais certaines valeurs peuvent être données dans l'Annexe Nationale.

Dans les bâtiments à simple rez-de-chaussée, un exemple de charges de construction peut être le poids des paquets de bardages déposés sur la structure avant leur installation.

6 CHARGES D'EXPLOITATION

6.1 Généralités

Généralement, les charges d'exploitation des bâtiments doivent être classifiées comme des actions variables. Elles sont provoquées par l'occupation des locaux. Elles incluent l'utilisation normale par les personnes, les meubles et les objets mobiles, les véhicules, les événements rares prévus (concentrations de personnes ou de mobilier, déplacement temporaire ou empilage d'objets, etc.). Les cloisons mobiles doivent être considérées comme des charges d'exploitation.

Les charges d'exploitation sont représentées par des charges uniformément réparties, des charges linéiques ou des charges concentrées (ou une combinaison de ces charges) appliquées sur les toitures ou les planchers.

Les aires de planchers ou de toitures des bâtiments sont subdivisées en catégories selon leur utilisation (EN 1991-1-1, Tableau 6.1). Les valeurs caractéristiques q_k (charge uniformément distribuée) et Q_k (charge concentrée) relatives à ces catégories sont précisées dans le Tableau 6.2 de l'EN 1991-1-1 ou dans l'Annexe Nationale correspondante.

Pour le calcul d'un plancher simple ou d'une toiture, la charge d'exploitation doit être prise en compte comme une action libre appliquée dans la zone la plus défavorable de l'aire d'influence des effets des actions considérées.

Pour les charges d'exploitation des planchers et des toitures accessibles, la valeur caractéristique q_k peut être multipliée par des coefficients de réduction fonction de l'aire chargée et du nombre d'étages (EN 1991-1-1 § 6.3.1.2). De plus amples informations sont fournies dans la Section 6 du guide *Bâtiments en acier multi-étagés. Partie 3 : Actions*^[10].

Les valeurs caractéristiques des charges d'exploitation sont précisées dans la Section 6.3 de l'EN 1991-1-1 de la manière suivante :

- 6.3.1 Bâtiments résidentiels, sociaux, commerciaux ou administratifs
- 6.3.2 Aires de stockage et locaux industriels
- 6.3.3 Garages et aires de circulation accessibles aux véhicules
- 6.3.4 Toitures.

6.2 Actions provoquées par les appareils de levage selon l'EN 1991-3

6.2.1 Généralités

La plupart des bâtiments industriels doivent être équipés de systèmes de levage afin de permettre le déplacement et le transport des charges à l'intérieur de l'ouvrage. Un appareil de levage typique utilisé dans les bâtiments industriels est représenté à la Figure 6.1 avec les principaux termes techniques associés.

Il est ainsi fréquent que des bâtiments à simple rez-de-chaussée soient munis de ponts roulants. La structure est alors soumise à des charges qui agissent verticalement et latéralement et qui peuvent être prépondérantes pour le dimensionnement de la structure.

La détermination des actions induites par les ponts roulants est complexe car elles sont associées à de nombreux paramètres tels que :

- Le poids de l'appareil de levage et la charge admissible ;
- La rigidité à la fois de la structure du pont et des poutres de roulement ;
- La vitesse et l'accélération du pont roulant ;
- La conception de l'appareil de levage (pilotage des galets, systèmes de guidage, etc.).

Les caractéristiques des ponts roulants doivent généralement être fournies par les fabricants.

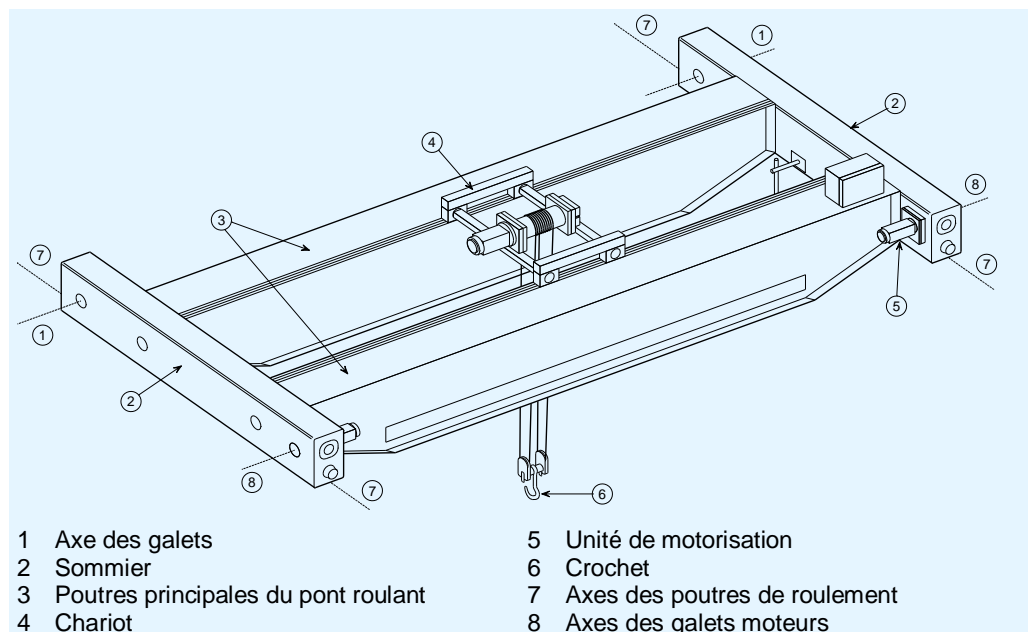


Figure 6.1 Principaux composants d'un pont roulant

La norme qui définit ces actions est l'EN 1991-3 « Actions sur les structures – Actions induites par les appareils de levage et les machines ».

Les actions variables induites par les appareils de levage sont respectivement :

- Les actions variables verticales dues au poids propre du pont roulant en incluant les masses à lever ;
- Les actions variables horizontales provoquées par les accélérations et décélérations ou par la marche en crabe et autres effets dynamiques.

6.2.2 Actions verticales

Les actions verticales incluent les charges permanentes (poids propre du pont, charge admissible, palan avec chariot, etc.)

Pour la distribution de ces charges permanentes, on adopte généralement l'hypothèse que les poutres principales et les poutres secondaires sur sommiers sont sur appuis simples.

Pour obtenir la disposition la plus défavorable des charges sur la poutre de roulement, on considère généralement que le chariot est situé à mi-portée ou à la distance minimale d'approche du crochet vers le chemin de roulement.

Ces deux positions du chariot correspondent aux charges maximales et minimales appliquées par les galets sur la poutre de roulement.

Il convient également de considérer une excentricité d'application de ces charges, généralement prise égale à $\frac{1}{4}$ de la largeur de la tête du rail.

Afin de prendre en compte quelques aspects spécifiques comme l'impact des galets au niveau des attaches des rails, l'usure de ces derniers et celle des galets, la libération ou le levage de la charge, etc., des coefficients dynamiques sont appliqués aux valeurs des actions statiques précédentes.

Les coefficients dynamiques utilisés pour les actions verticales sont notés φ_1 à φ_4 (voir le Tableau 2.4 de l'EN 1991-3).

6.2.3 Actions horizontales

Il convient de tenir compte des catégories de forces horizontales suivantes :

- Celles produites par l'accélération et la décélération du pont lors de ses déplacements le long des poutres de roulement ;
- Celles dues à l'accélération et à la décélération du chariot sur la poutre principale du pont ;
- Celles provoquées par la marche en crabe du pont lors de ses déplacements le long de la poutre de roulement ;
- Les forces de tamponnement liées au déplacement du pont ;
- Les forces de tamponnement liées au déplacement du chariot.

Il convient de ne considérer qu'un seul de ces cinq types de forces horizontales en même temps. La troisième est généralement supposée être couverte par la cinquième. Les deux dernières sont considérées comme des forces accidentelles.

Les situations suivantes qui prennent en compte les deux premiers types d'actions sont généralement celles qui conduisent au dimensionnement de la poutre de roulement :

1. Forces résultant de l'accélération et de la décélération du pont le long de ses poutres de roulement.

Elles agissent au niveau de la surface de contact entre le rail et le galet. Elles doivent être amplifiées par un coefficient dynamique φ_5 (voir Tableau 2.6 de l'EN 1991-3) dont les valeurs peuvent varier de 1,0 à 3,0, la valeur 1,5 étant généralement celle à retenir. Ces forces se décomposent en forces longitudinales (K_1 et K_2) et transversales ($H_{T,1}$ et $H_{T,2}$) comme montré à la Figure 6.2.

Les forces longitudinales correspondent à la résultante de la force d'entraînement K ; celle-ci devant être transmise sans glissement par les galets moteurs même lorsque le pont ne porte aucune charge.

La résultante de la force d'entraînement ne passe pas par le centre de gravité « S », ce qui engendre un moment dû à la marche en crabe chaque fois que le pont accélère ou freine. Ce moment est distribué sur chaque poutre de roulement en fonction de leur distance au centre de gravité.

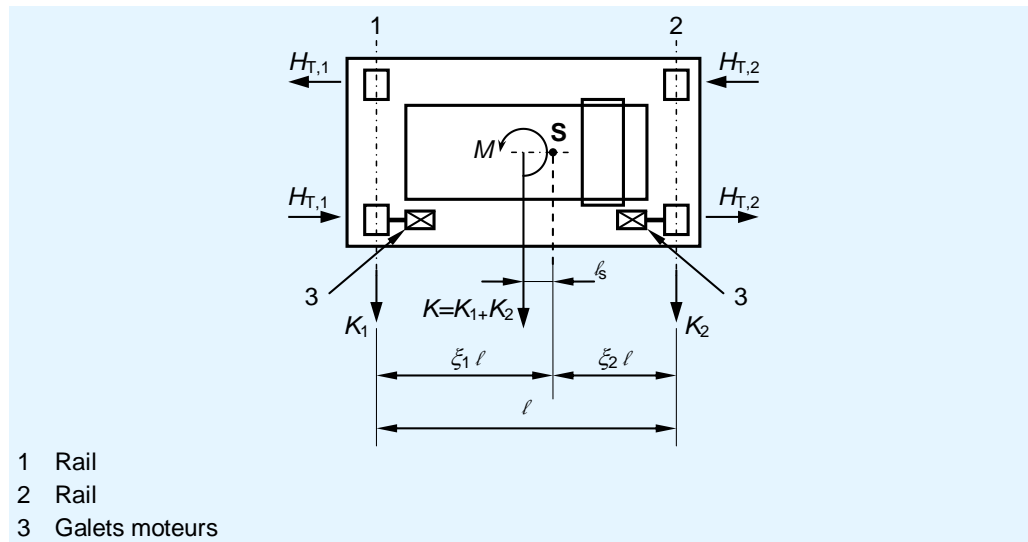


Figure 6.2 Forces d'accélération

2 Forces résultant de la marche en crabe du pont en relation avec son déplacement le long des poutres de roulement

Les forces décrites ci-dessous sont dues au déplacement oblique du pont quand il est supposé en position de crabe, quelle qu'en soit la raison, et lorsqu'il continue à se déplacer obliquement jusqu'à ce que le dispositif de guidage vienne en contact avec le bord du rail.

La force latérale sur le côté du rail augmente jusqu'à atteindre une valeur de pointe « S » et c'est sous l'action de cette dernière que le pont revient à une marche normale, du moins temporairement.

Les dispositifs de guidage peuvent être, soit un galet de guidage spécifique, soit les flasques des galets porteurs.

Le calcul des forces correspondantes dépend du type de système de guidage (unités à galets indépendants ou couplés), de la fixation des galets en fonction des mouvements latéraux et de la position du centre instantané de rotation.

Les forces résultant de la marche en crabe se décomposent en forces longitudinales et transversales comme indiqué à la Figure 6.3.

Ces charges s'appliquent au niveau de chaque galet ($H_{S,i,j,k}$) et une force de guidage S (appelée aussi effort de pilotage) agit sur le système.

Dans les forces $H_{S,i,j,k}$ les indices correspondent à :

- S pour « marche en crabe » (*skewing* en anglais) ;

- i pour une poutre de roulement ;
- j pour une paire de galets (la valeur 1 correspond au galet le plus éloigné du centre de rotation) ;
- k pour la direction de la force, L si elle agit longitudinalement ou T si elle agit transversalement.

La force S équilibre la somme des forces transversales.

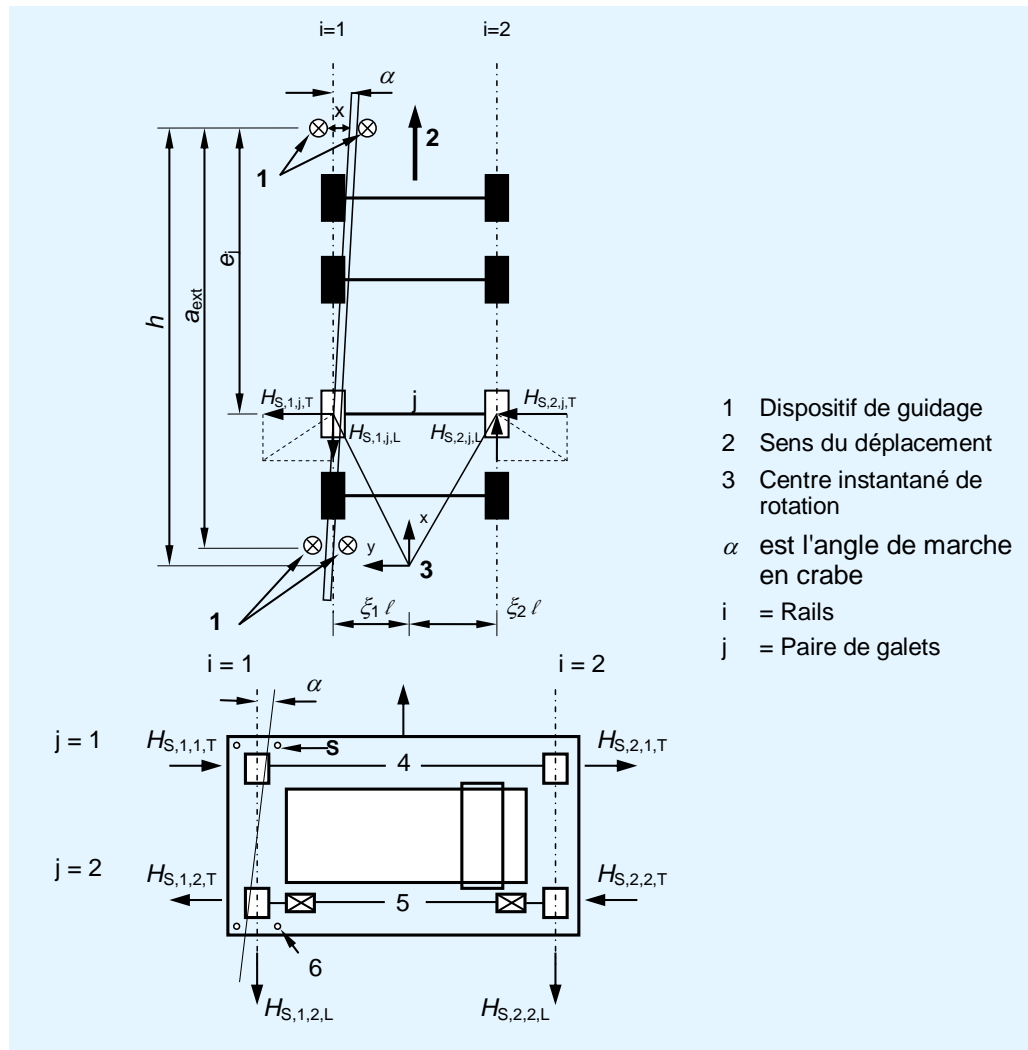


Figure 6.3 Forces dues à la marche en crabe

6.2.4 Autres charges ou forces

Pour donner une vision générale des charges induites par les appareils de levage, il convient de mentionner :

1. Les actions du vent sur la structure de l'appareil de levage et sur la masse à lever.

Généralement, le vent est considéré avec une vitesse de 20 m/s s'il est pris en compte avec la masse à lever (utilisation extérieure).

2. Charges d'essai

- Charge d'essai dynamique : au moins 110 % de la masse nominale à lever, amplifiée par un coefficient dynamique ϕ_6 (voir EN 1991-3 §2.10 (4)).
- Charge d'essai statique : au moins 125 % de la masse nominale à lever sans coefficient dynamique.

3. Forces accidentelles

- Forces de basculement : lorsque la charge ou les accessoires de levage entrent en collision avec un obstacle,
- et si nécessaire : l'action d'une rupture mécanique (rupture des freins, rupture d'un axe de galet, etc.).

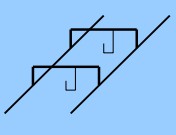
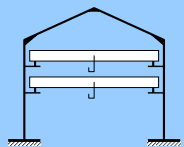
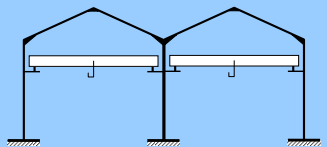
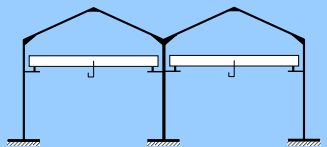
6.2.5 Actions dues à des appareils de levage multiples

Il existe souvent plus d'un appareil de levage dans un bâtiment ; ils peuvent se déplacer, soit sur la même poutre de roulement, soit sur plusieurs niveaux dans une même travée ou dans des bâtiments à travées multiples.

Les appareils de levage multiples doivent être étudiés dans la position la plus défavorable pour :

- la poutre de roulement,
- la structure qui la supporte.

Tableau 6.1 Nombre maximal recommandé d'appareils de levage à prendre en considération dans la position la plus défavorable

Action des appareils de levage	Appareil de levage sur chaque chemin de roulement	Appareils de levage dans chaque travée	Appareils de levage dans des bâtiments à travées multiples	
				
Verticale	3	4	4	2
Horizontale	2	2	2	2

Pour les actions horizontales des appareils de levage, on peut limiter à deux le nombre d'appareils de levage agissant avec leur charge utile. Pour les actions verticales, le nombre d'appareil de levage varie de deux à quatre.

Les appareils de levage non chargés doivent être pris en compte si leur présence conduit à un cas défavorable.

6.3 Charges horizontales sur les garde-corps

Les valeurs caractéristiques de la charge linéique q_k à appliquer horizontalement (en limitant à 1,20 m la hauteur du point d'application) à un mur de séparation ou en tête d'un garde-corps, doivent être prises dans le Tableau 6.12 de l'EN 1991-1-1 ou dans l'Annexe Nationale.

7 CHARGES DE NEIGE

7.1 Généralités

Ce chapitre fournit des informations pour déterminer les valeurs des charges de neige à prendre en compte selon l'EN 1991-1-3 pour le calcul d'un bâtiment à simple rez-de-chaussée typique. La procédure de calcul est résumée dans un organigramme (Figure 7.5). Un exemple, traitant de la détermination des charges de neige sur un tel bâtiment, est donné à l'Annexe A.

Ce guide ne s'applique pas pour des sites d'altitude supérieure à 1500 m (sauf spécifications contraires).

Les charges de neige doivent être classées comme actions variables fixes, sauf indications contraires précisées dans l'EN 1991-1-3. Selon leur localisation géographique, pour des sites particuliers où peuvent se produire des chutes de neige exceptionnelles ou des accumulations de neige exceptionnelles, les charges correspondantes peuvent être considérées comme des actions accidentelles.

Il convient de classer les charges de neige comme des actions statiques.

Deux situations de projet doivent être considérées :

- Une situation de projet durable ou transitoire à utiliser pour des cas de charge de neige avec ou sans accumulation dans des lieux où des accumulations de neige exceptionnelles ou des chutes de neige exceptionnelles sont peu probables.
- Une situation de projet accidentelle à utiliser pour des sites géographiques où des accumulations de neige exceptionnelles ou des chutes de neige exceptionnelles peuvent se produire.

L'Annexe Nationale peut définir quelle situation de projet il convient d'appliquer.

7.2 Méthodologie

7.2.1 Charge de neige sur le sol

Différentes conditions climatiques conduisent à des situations de projet différentes. Les possibilités sont :

- Cas A : Conditions normales (pas de chutes exceptionnelles et pas d'accumulation exceptionnelle)
- Cas B1 : Chutes exceptionnelles et pas d'accumulation exceptionnelle
- Cas B2 : Accumulation exceptionnelle et pas de chutes exceptionnelles (selon l'Annexe B de l'EN 1991-1-3)
- Cas B3 : Accumulation exceptionnelle et chutes exceptionnelles (selon l'Annexe B de l'EN 1991-1-3)

Les autorités nationales peuvent choisir le cas applicable pour des conditions locales inhabituelles sur leur propre territoire.

L'Annexe Nationale spécifie la valeur caractéristique s_k à prendre en compte pour la charge de neige sur le sol.

Pour les sites où des charges exceptionnelles de neige sur le sol peuvent survenir, celles-ci peuvent être déterminées par :

$$s_{Ad} = C_{esl} s_k$$

où :

- s_{Ad} est la valeur de calcul de la charge exceptionnelle de neige sur le sol pour le site considéré,
- C_{esl} est le coefficient pour les charges exceptionnelles de neige (la valeur recommandée est = 2,0),
- s_k est la valeur caractéristique de la charge de neige sur le sol pour le site considéré.

L'Annexe Nationale peut recommander une autre valeur de C_{esl} ou la valeur de calcul de la charge exceptionnelle de neige sur le sol s_{Ad} .

7.2.2 Charges de neige sur les toitures

Les charges de neige agissent verticalement et elles se réfèrent à une projection horizontale de la surface de toiture. La neige peut se déposer sur une toiture selon des dispositions très différentes.

Deux dispositions fondamentales doivent être prises en compte :

- la charge de neige sur la toiture sans accumulation,
- la charge de neige sur la toiture avec accumulation.

Les charges de neige sur les toitures sont déduites des charges de neige sur le sol en les multipliant par des coefficients de conversion appropriés (coefficient de forme, coefficient d'exposition et coefficient thermique). Il convient de les déterminer de la manière suivante :

- pour les situations de projet durables (conditions d'utilisation normale) ou transitoires (conditions temporaires) :

$$s = \mu_i C_e C_t s_k$$

- pour les situations de projet accidentelles (conditions exceptionnelles) dans lesquelles la charge de neige exceptionnelle est l'action accidentelle :

$$s = \mu_i C_e C_t s_{Ad}$$

- pour les situations de projet accidentelles dans lesquelles l'action accidentelle est une accumulation exceptionnelle et où l'Annexe B de l'EN 1991-1-3 s'applique :

$$s = \mu_i s_k$$

où :

- μ_i est le coefficient de forme. Il dépend de l'angle α du versant de la toiture (Tableau 6.1)

C_e est le coefficient d'exposition ($C_e = 1,0$ est la valeur par défaut)

C_t est le coefficient thermique ($C_t \leq 1$; $C_t = 1,0$ est la valeur par défaut).

L'Annexe Nationale peut donner les conditions d'utilisation de C_e et C_t .

Tableau 7.1 Coefficients de forme

Angle du toit α	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8 (60 - \alpha)/30$	0
μ_2	$0,8 + 0,8 \alpha/30$	1,6	-

Ces valeurs μ_1 et μ_2 s'appliquent lorsque la neige n'est pas empêchée de glisser de la toiture (pas de barres à neige ou d'autres obstacles comme des acrotères). Si des obstacles existent, le coefficient de forme ne doit pas être réduit en dessous de 0,8.

Le coefficient de forme qui doit être utilisé pour les toitures à un seul versant, est représenté à la Figure 7.1, μ_1 étant donné dans le Tableau 7.1.

Le cas de charge doit être utilisé à la fois pour les situations avec et sans accumulation.

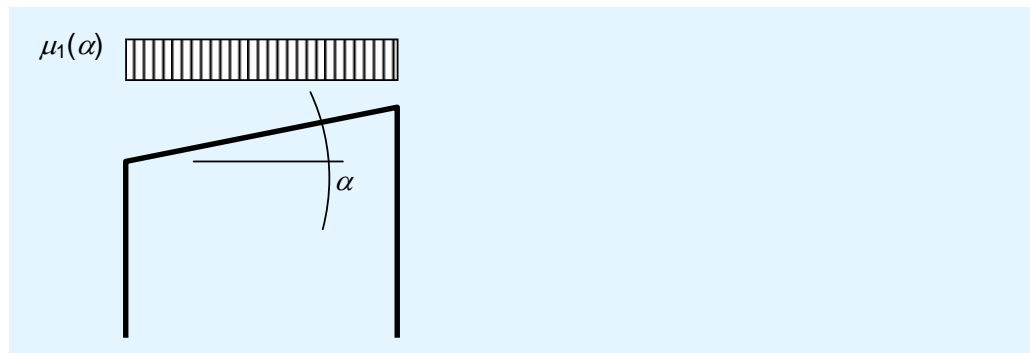


Figure 7.1 Coefficient de forme – Toiture à un seul versant

Les coefficients de forme qui doivent être utilisés pour les toitures à deux versants sont représentés à la Figure 7.2, μ_1 étant donné dans le Tableau 7.1.

Le cas (i) correspond à un cas de charge sans accumulation.

Les cas (ii) et (iii) correspondent à des cas de charge avec accumulation.

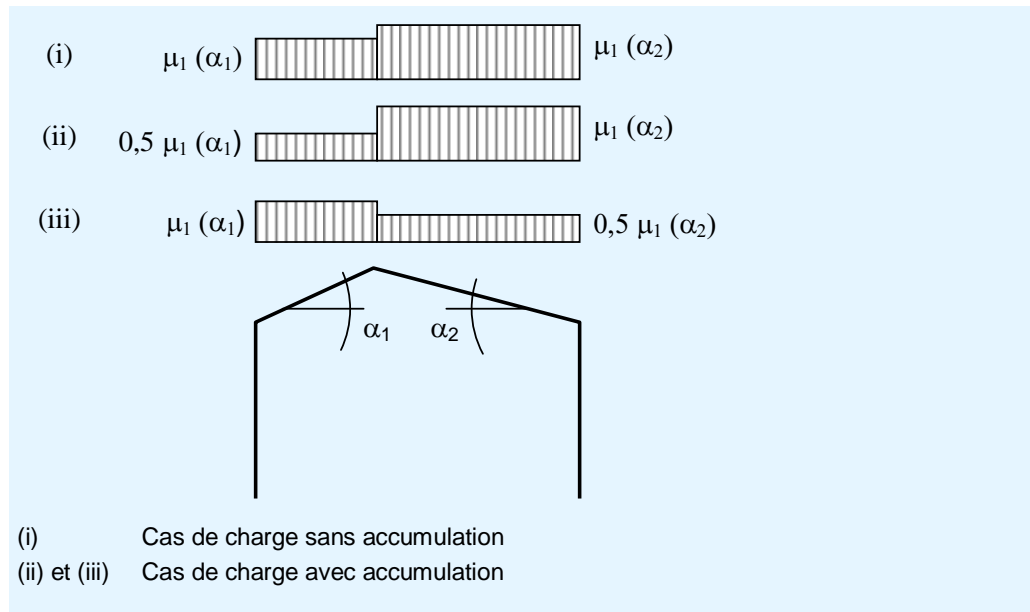


Figure 7.2 Coefficients de forme – Toiture à deux versants

Les coefficients de forme qu'il convient d'utiliser pour les toitures à versants multiples sont représentés à la Figure 7.3, μ_1 et μ_2 étant donnés dans le Tableau 7.1.

Le cas (i) correspond à un cas de charge sans accumulation.

Le cas (ii) correspond à un cas de charge avec accumulation.

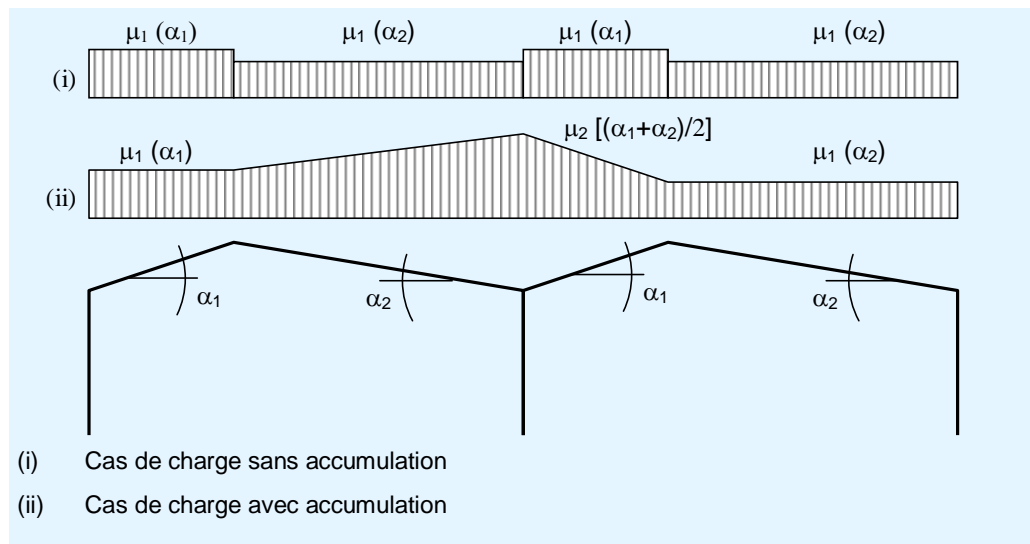


Figure 7.3 Coefficients de forme - Toiture à versants multiples

Les coefficients de forme qu'il convient d'utiliser pour des toitures attenantes à des constructions plus élevées sont représentés à la Figure 7.4, μ_1 , μ_2 , μ_s , μ_w étant obtenus à l'aide des expressions suivantes :

$\mu_1 = 0,8$ Cette valeur suppose que la toiture inférieure est plate. Si ce n'est pas le cas, une étude spécifique doit être menée en prenant en compte la direction de la pente.

$$\mu_2 = \mu_s + \mu_w$$

où :

μ_s est le coefficient de forme pour la neige qui a glissé de la toiture supérieure.

Pour $\alpha \leq 15^\circ$, $\mu_s = 0$

Pour $\alpha > 15^\circ$, $\mu_s =$ la moitié de la charge de neige sur le versant adjacent de la toiture supérieure

μ_w est le coefficient de forme pour la charge de neige due au vent

$$\mu_w = (b_1 + b_2)/2h \quad \text{avec } \mu_w \leq \gamma h / s_k$$

dont l'étendue recommandée est :

$$0,8 \leq \mu_w \leq 4 \quad (\text{elle peut être fournie dans l'Annexe Nationale})$$

b_1 , b_2 et h sont définis à la Figure 7.4

γ est le poids volumique de la neige pour ce calcul (2 kN/m^3)

l_s est la longueur d'accumulation déterminée comme suit :

$$l_s = 2 h$$

Les limites recommandées pour la longueur d'accumulation sont :

$$5 \text{ m} \leq l_s \leq 15 \text{ m} \quad (\text{elles peuvent être données dans l'Annexe Nationale})$$

Si $b_2 < l_s$, le coefficient μ_2 est tronqué à l'extrémité de la toiture inférieure.

Les cas (i) correspondent à une disposition de charge sans accumulation.

Les cas (ii) correspondent à des dispositions de charge avec accumulation.

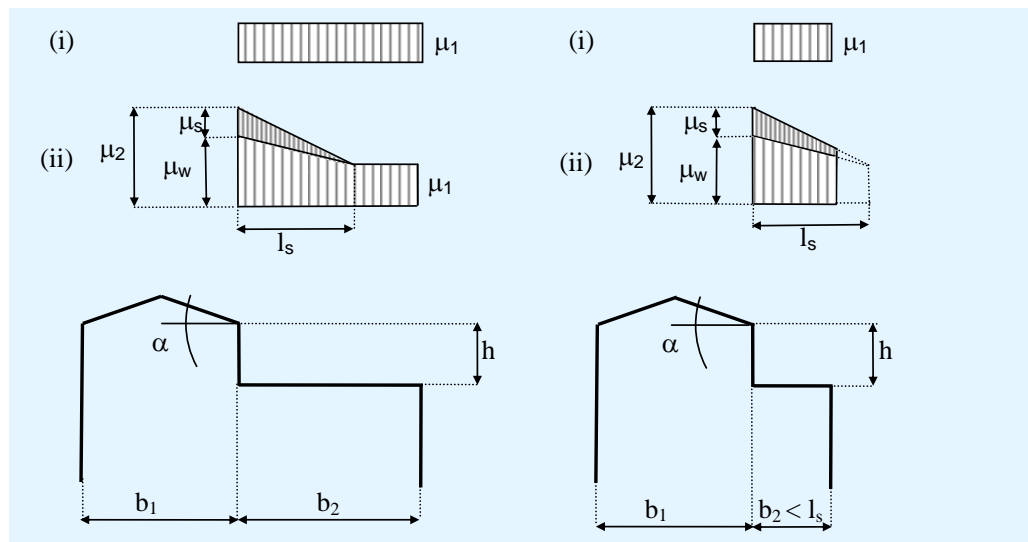


Figure 7.4 Coefficients de forme – Toitures attenantes à des constructions plus élevées

7.2.3 Effets locaux

Il convient de considérer les situations de projet durables ou transitoires. La Section 6 de l'EN 1991-1-3 donne les forces à appliquer pour les vérifications locales relatives :

- aux accumulations au droit de saillies et d'obstacles (EN 1991-1-3 § 6.2)
- à la neige en débord de toiture (EN 1991-1-3 § 6.3)
- aux charges sur les barres à neige et autres obstacles (EN 1991-1-3 § 6.4).

7.2.4 Organigramme

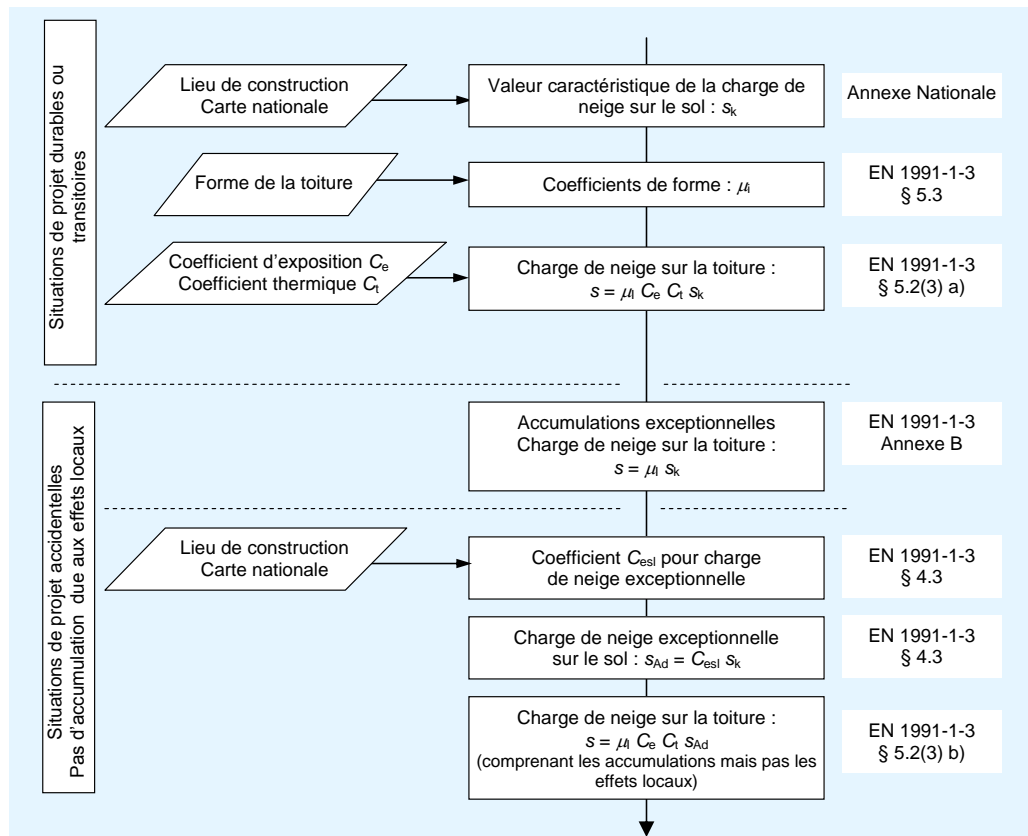


Figure 7.5 Détermination des charges de neige

8 ACTIONS DU VENT

8.1 Généralités

Ce chapitre fournit des informations pour déterminer les valeurs des actions du vent à prendre en compte selon l'EN 1991-1-4 pour le calcul d'un bâtiment à simple rez-de-chaussée typique. La procédure de calcul est résumée dans les organigrammes de la Figure 8.6 et de la Figure 8.7. Un exemple traitant de la détermination des actions du vent sur un tel bâtiment est donné à l'ANNEXE B.

Les règles s'appliquent à toute ou partie de la structure comme par exemple des composants ou des éléments de façade et leurs fixations.

L'action du vent est représentée par un ensemble simplifié de pressions ou de forces dont les effets sont équivalents aux effets extrêmes du vent turbulent.

Les actions du vent doivent être classées comme des actions fixes variables.

Les actions exercées par le vent doivent être déterminées pour chaque situation de projet identifiée.

Lorsque le calcul est mené avec l'hypothèse que les fenêtres et les portes seront fermées en cas de tempête, il convient de traiter l'effet de leur ouverture comme une situation de projet accidentelle.

8.2 Méthodologie

La réponse de la structure aux effets du vent dépend de la taille, de la forme et des propriétés dynamiques de la construction. Cette réponse doit être calculée à partir de la pression dynamique de pointe q_p et des coefficients de force ou de pression.

8.2.1 Pression dynamique de pointe

La pression dynamique de pointe $q_p(z)$ est la pression dynamique utilisée dans les calculs.

Elle dépend du climat du lieu, de la hauteur de référence, de la rugosité du terrain et de l'orographie. Elle est égale à la pression dynamique moyenne augmentée de la contribution de fluctuations rapides de pression.

La pression dynamique de pointe peut être calculée en utilisant la procédure suivante.

1. Valeur de base de la vitesse de référence du vent $v_{b,0}$

La valeur de base de la vitesse de référence du vent est la vitesse caractéristique moyenne sur 10 minutes, indépendamment de la direction du vent et de la période de l'année, à une hauteur de 10 m au-dessus du sol en terrain dégagé, Elle correspond à une période de retour moyenne de 50 ans (probabilité annuelle de dépassement de 0,02).

Partie 3 : Actions

L'Annexe Nationale précise la valeur de base de la vitesse de référence du vent.

2. Vitesse de référence du vent v_b

$$v_b = c_{dir} c_{season} v_{b,0}$$

où :

c_{dir} est le coefficient de direction,

c_{season} est le coefficient de saison.

La valeur recommandée est 1,0 à la fois pour c_{dir} et pour c_{season} mais l'Annexe Nationale peut donner d'autres valeurs.

3. Pression dynamique de référence

La pression dynamique de référence q_b est calculée comme suit :

$$q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2$$

où :

ρ est la densité de l'air

= 1,25 kg/m³ (valeur recommandée mais l'Annexe Nationale peut donner une autre valeur)

4. Facteur de terrain k_r

$$k_r = 0,19 \left(\frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0,07}$$

où :

z_0 est la longueur de rugosité selon la catégorie de terrain

$z_{0,II}$ est la longueur de rugosité pour un terrain de catégorie II :

$$z_{0,II} = 0,05 \text{ m}$$

Les catégories et les paramètres de terrain sont définis dans le Tableau 4.1 de l'EN 1991-1-4, mais l'Annexe Nationale peut donner d'autres valeurs.

5. Coefficient de rugosité $c_r(z)$

$$c_r(z) = k_r \ln(z/z_0) \quad \text{pour } z_{\min} \leq z \leq z_{\max}$$

$$c_r(z) = c_r(z_{\min}) \quad \text{pour } z \leq z_{\min}$$

où :

z est la hauteur de référence définie par l'EN 1991-1-4, Figure 7.4.

z_{\min} dépend de la catégorie de terrain, EN 1991-1-4, Tableau 4.1.

$$z_{\max} = 200 \text{ m}$$

6. Coefficient d'orographie $c_o(z)$

L'orographie consiste en l'étude de la forme du terrain au voisinage de la construction.

Les effets de l'orographie peuvent être négligés lorsque la pente moyenne du terrain dans le sens du vent est inférieure à 3°. La valeur recommandée de $c_o(z)$ est égale à 1,0 (elle correspond à la valeur minimale) mais l'Annexe Nationale peut donner la procédure pour calculer le coefficient d'orographie.

L'Annexe A3 de l'EN 1991-1-4 recommande une procédure pour déterminer c_o dans le cas de collines, falaises, etc.

7. Coefficient de turbulence k_1

La valeur recommandée est égale à 1,0 mais l'Annexe Nationale peut donner d'autres valeurs.

8. Pression dynamique de pointe $q_p(z)$

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

où :

$I_v(z)$ est l'intensité de la turbulence qui permet de prendre en compte la contribution des fluctuations rapides de pression

$$I_v(z) = \frac{k_1}{c_o(z) \ln(z/z_0)} \quad \text{pour } z_{\min} \leq z \leq z_{\max}$$

$$I_v(z) = I_v(z_{\min}) \quad \text{pour } z < z_{\min}$$

$$z_{\max} = 200 \text{ m}$$

$v_m(z)$ est la vitesse moyenne du vent à la hauteur z au-dessus du terrain :

$$v_m(z) = c_r(z) c_o(z) v_b$$

Alternative pour l'étape 8 :

Pour les bâtiments à simple rez-de-chaussée, la détermination de la vitesse moyenne du vent $v_m(z)$ n'est pas absolument nécessaire. La pression dynamique de pointe peut être obtenue directement à partir du coefficient d'exposition $c_e(z)$:

$$q_p(z) = c_e(z) q_b$$

où :

$$c_e(z) = \left(1 + \frac{7k_1 k_r}{c_o(z) c_r(z)} \right) c_o^2(z) c_r^2(z)$$

Pour un terrain plat ($c_o(z) = 1$) et un coefficient de turbulence $k_1 = 1$, le coefficient d'exposition $c_e(z)$ peut être obtenu directement à partir de la Figure 4.2 de l'EN 1991-1-4, en fonction de la hauteur au-dessus du terrain et de sa catégorie.

8.2.2 Pression du vent sur les parois – Efforts de vent

Les efforts du vent agissant sur un bâtiment sont de trois types :

- Forces extérieures $F_{w,e}$ (voir 8.2.2.1) ;
- Forces intérieures $F_{w,i}$ (voir 8.2.2.2) ;
- Forces de frottement F_{fr} (voir 8.2.2.3).

Les forces extérieures et intérieures produisent des pressions perpendiculaires aux parois (murs verticaux, toitures, etc.). Par convention, une pression, exercée en direction de la surface est considérée comme positive, tandis qu'une succion, qui s'éloigne de la surface, est considérée comme négative (Figure 8.1).

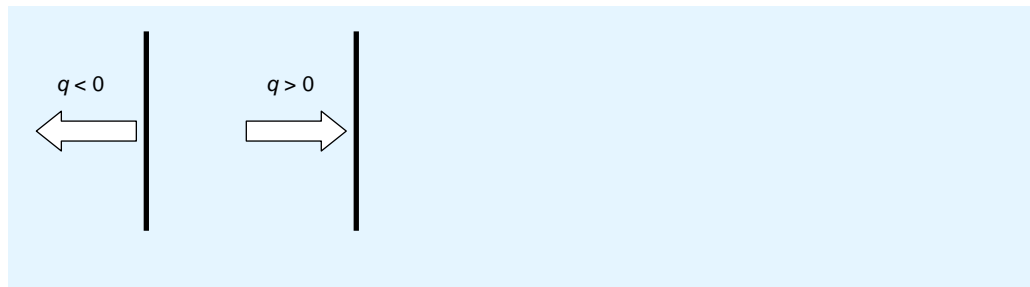


Figure 8.1 Conventions de signes pour la pression

Comme précisé dans l'EN 1991-1-4 § 5.3(2), la force exercée par le vent F_w agissant sur une structure ou un élément de structure, peut être déterminée par sommation vectorielle de $F_{w,e}$, $F_{w,i}$ et F_{fr} . Elle peut être exprimée globalement de la manière suivante :

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

où :

$c_s c_d$ est le coefficient structural (pour les bâtiments d'une hauteur inférieure à 15 m, il peut être pris égal à 1),

Note : La vitesse moyenne du vent $v_m(z)$ est nécessaire pour calculer ce coefficient $c_s c_d$.

c_f est le coefficient de force applicable à la structure (ou à un élément structural),

A_{ref} est l'aire de référence de la structure (ou d'un élément structural). Ici, elle peut être définie comme l'aire de la projection de la structure ou d'un composant structural, sur un plan vertical perpendiculaire à la direction du vent.

Approche pratique

En pratique, le projeteur doit évaluer la pression résultante sur les parois afin de déterminer les actions sur les éléments structuraux. La pression résultante peut être déterminée de la manière suivante :

$$F_w/A_{ref} = c_s c_d w_e - w_i$$

où :

w_e est la pression du vent agissant sur la surface extérieure (voir 7.2.1.2),

w_i est la pression du vent agissant sur la surface intérieure (voir 7.2.1.3).

De plus, lorsque nécessaire, les effets des forces de frottement (voir 7.2.1.4) doivent être pris en compte.

8.2.2.1 Forces extérieures

Les forces extérieures sont obtenues à partir de :

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

où :

$c_s c_d$ est le coefficient structural (voir 7.2.1.1)

w_e est la pression du vent s'exerçant sur la surface extérieure :

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

$q_p(z_e)$ est la pression dynamique de pointe à la hauteur de référence z_e

z_e est la hauteur de référence pour la pression extérieure (généralement, la hauteur de la structure). Elle dépend du facteur de forme h/b où h est la hauteur du bâtiment et b est la dimension perpendiculaire à la direction du vent.

Généralement, pour les bâtiments à simple rez-de-chaussée, h est inférieur à b . Dans ce cas, z_e est pris égal à la hauteur du bâtiment et la pression dynamique $q_p(z)$ est uniforme sur l'ensemble de la structure : $q_p(z_e) = q_p(h)$.

c_{pe} est le coefficient de pression pour la pression extérieure (voir le §8.2.3 pour les murs verticaux et le §8.2.4 pour les toitures).

A_{ref} est l'aire de référence. Ici, il s'agit de l'aire de la surface considérée pour le calcul de la structure ou de ses composants.

8.2.2.2 Forces intérieures

Les forces intérieures sont obtenues à partir de :

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

où :

w_i est la pression du vent s'exerçant sur la surface intérieure :

$$w_i = q_p(z_i) c_{pi}$$

z_i est la hauteur de référence pour la pression intérieure (généralement : $z_i = z_e$)

$q_p(z_i)$ est la pression dynamique de pointe à la hauteur z_i (généralement : $q_p(z_i) = q_p(z_e)$)

c_{pi} est le coefficient de pression pour la pression intérieure, voir §8.2.5.

8.2.2.3 Forces de frottement

Les forces de frottement résultent du frottement du vent parallèlement aux surfaces extérieures. Le frottement est à prendre en compte lorsque l'aire totale de toutes les surfaces parallèles au vent est plus grande que quatre fois l'aire totale de toutes les surfaces extérieures perpendiculaires à la direction du vent (au vent et sous le vent), ce qui est le cas pour les structures longues.

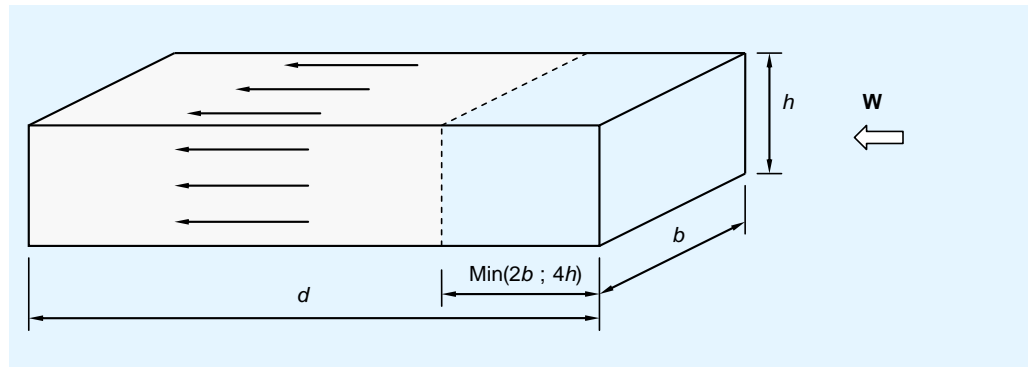


Figure 8.2 Forces de frottement

Les forces de frottement sont obtenues à partir de :

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

où :

c_{fr} est le coefficient de frottement. Il peut être pris égal à :

0,01 pour les surfaces lisses (acier, béton lisse, etc.)

0,02 pour les surfaces rugueuses (béton brut, bardeaux bitumés, etc.)

0,03 pour les surfaces très rugueuses (ondulations, nervures, pliuers, etc.).

$q_p(z_e)$ est la pression dynamique de pointe à la hauteur de référence z_e .

A_{fr} est l'aire de référence. Les forces de frottement sont appliquées sur la partie des surfaces extérieures parallèle au vent A_{fr} , située au-delà d'une distance des bords ou des angles au vent, égale à la plus petite valeur de $2b$ ou $4h$, b et h étant définis à la Figure 8.2.

8.2.3 Coefficients de pression extérieure sur les murs verticaux

Les valeurs des coefficients de pression extérieure données dans les tableaux de l'Eurocode sont attachées à des zones bien définies. Les coefficients dépendent de la dimension de la surface chargée A produisant l'action du vent dans la section à calculer. Dans les tableaux, les coefficients de pression extérieure sont donnés pour des surfaces chargées de 1 m^2 ($c_{pe,1}$) et 10 m^2 ($c_{pe,10}$). Dans ce guide, seules les valeurs de $c_{pe,10}$ sont prises en compte car elles sont utilisées pour le calcul de la capacité portante globale de la structure des bâtiments.

Les zones pour les murs verticaux sont définies à la Figure 7.5 de l'EN 1991-1-4 et les coefficients de pression extérieure $c_{pe,10}$ sont donnés au Tableau 7.1 de ce même EN 1991-1-4. Pour les valeurs intermédiaires de h/d , il est possible d'avoir recours à une interpolation linéaire.

Les valeurs des coefficients de pression extérieure peuvent être données dans l'Annexe Nationale.

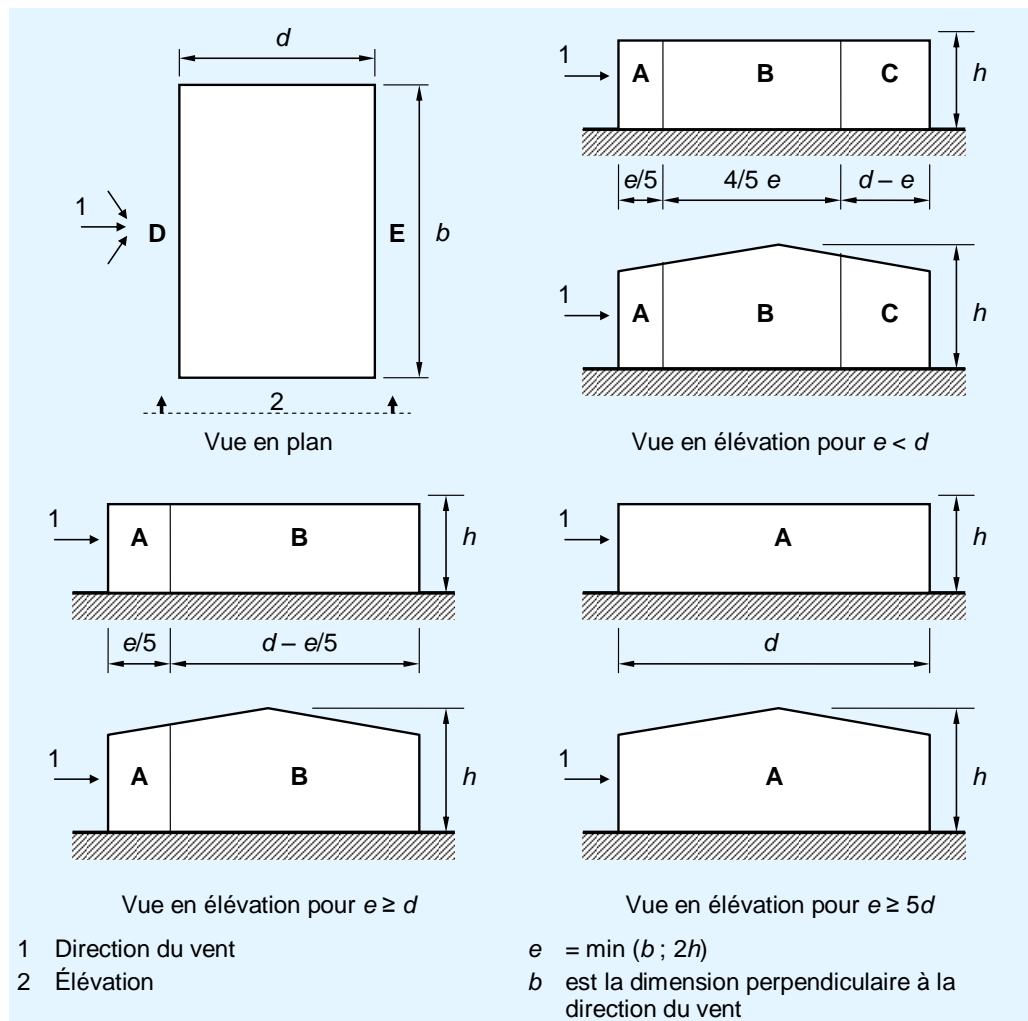


Figure 8.3 Légendes relatives aux parois verticales

Pour les bâtiments pour lesquels $h/d > 5$, la charge totale de vent peut être déterminée par les coefficients de force c_f .

Dans les cas où l'action du vent s'exerçant sur les structures de bâtiments est calculée par l'application des coefficients de pression c_{pe} sur les faces au vent et sous le vent (zones D et E) du bâtiment de manière simultanée, le défaut de corrélation entre les pressions aérodynamiques au vent et sous le vent peut devoir être pris en compte de la manière suivante :

- Pour les bâtiments où $h/d \geq 5$, la force résultante est multipliée par 1 ;
- Pour les bâtiments où $h/d \leq 1$, la force résultante est multipliée par 0,85 ;
- Pour les valeurs intermédiaires de h/d , il convient d'appliquer une interpolation linéaire.

8.2.4 Coefficients de pression extérieure sur les toitures

Les zones pour les toitures et les coefficients de pression extérieure $c_{pe,10}$ qui y sont attachées, sont définies dans l'EN 1991-1-4 comme suit :

- Toiture-terrace : Figure 7.6 et Tableaux 7.2

- Toitures à un seul versant : Figure 7.7 et Tableaux 7.3a et 7.3b
- Toitures à deux versants : Figure 7.8 et Tableaux 7.4a et 7.4b
- Toitures à quatre versants : Figure 7.9 et Tableau 7.5
- Toitures multiples : Figure 7.10 et les coefficients c_{pe} sont déduits des Tableaux 7.3 à 7.4.

La Figure 8.4 de ce guide représente les zones pour les toitures à deux versants.

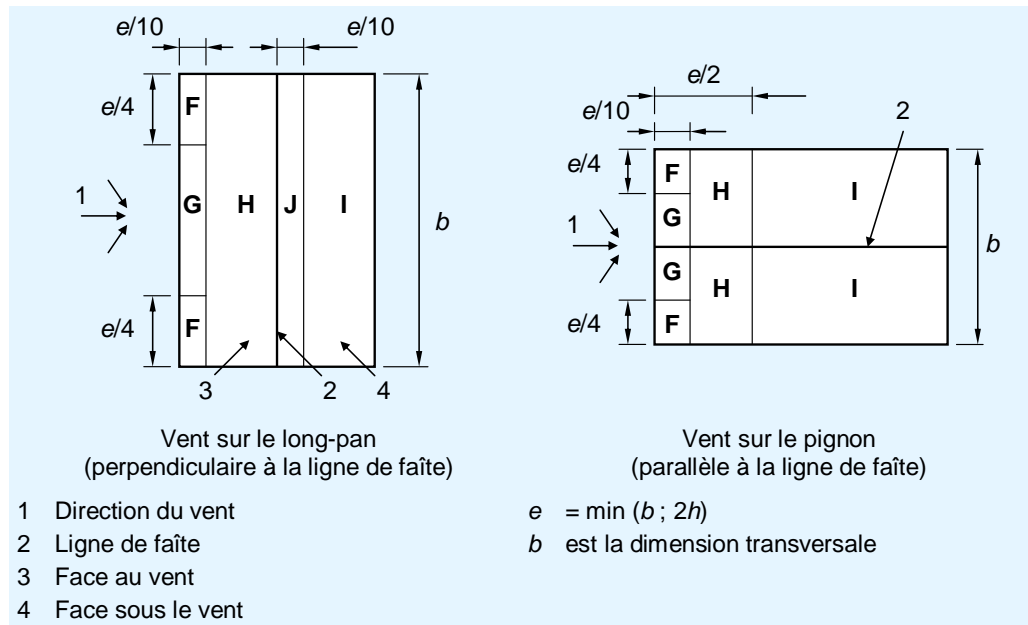


Figure 8.4 Zones les toitures à deux versants

8.2.5 Coefficients de pression intérieure

Le coefficient de pression intérieure c_{pi} dépend de la dimension et de la répartition des ouvertures dans l'enveloppe du bâtiment.

Lorsque, sur au moins deux faces du bâtiment (façades ou toiture), l'aire totale des ouvertures existant sur chacune des faces représente au moins 30 % de l'aire de cette face, les actions exercées sur la structure doivent être déterminées comme dans le cas d'une toiture et de murs isolés.

Une face d'un bâtiment est généralement considérée comme dominante lorsque l'aire des ouvertures dans ladite face est au moins égale à deux fois l'aire des ouvertures dans les autres faces du bâtiment considéré.

Lorsqu'une ouverture extérieure est dominante en position ouverte mais est considérée fermée à l'état limite ultime, lors de vents violents extrêmes (vent utilisé pour le calcul de la structure), il convient de considérer la situation avec l'ouverture ouverte comme une situation de projet accidentelle.

Pour un bâtiment avec une face dominante, il convient de prendre la pression intérieure comme une fraction de la pression extérieure au niveau des ouvertures de la face dominante :

- Lorsque l'aire des ouvertures dans la face dominante est au moins égale à $2 \times$ l'aire des ouvertures dans les autres faces :

$$c_{pi} = 0,75 c_{pe}$$

- Lorsque l'aire des ouvertures dans la face dominante est au moins égale à $3 \times$ l'aire des ouvertures dans les autres faces :

$$c_{pi} = 0,90 c_{pe}$$

- Lorsque l'aire des ouvertures dans la face dominante est comprise entre 2 et 3 fois l'aire des ouvertures dans les autres faces :
calcul de c_{pi} par interpolation linéaire.

Lorsque les ouvertures sont situées dans des zones avec des valeurs différentes de c_{pe} , il convient d'utiliser une valeur d'aire moyenne pondérée.

Pour les bâtiments sans face dominante, il convient de déterminer le coefficient c_{pi} à partir d'une fonction du rapport h/d et du rapport d'ouverture μ pour chaque direction du vent, comme montré à la Figure 8.5.

$$\text{où : } \mu = \frac{\sum \text{aire des ouvertures où } c_{pe} \leq 0}{\sum \text{aire de toutes les ouvertures}}$$

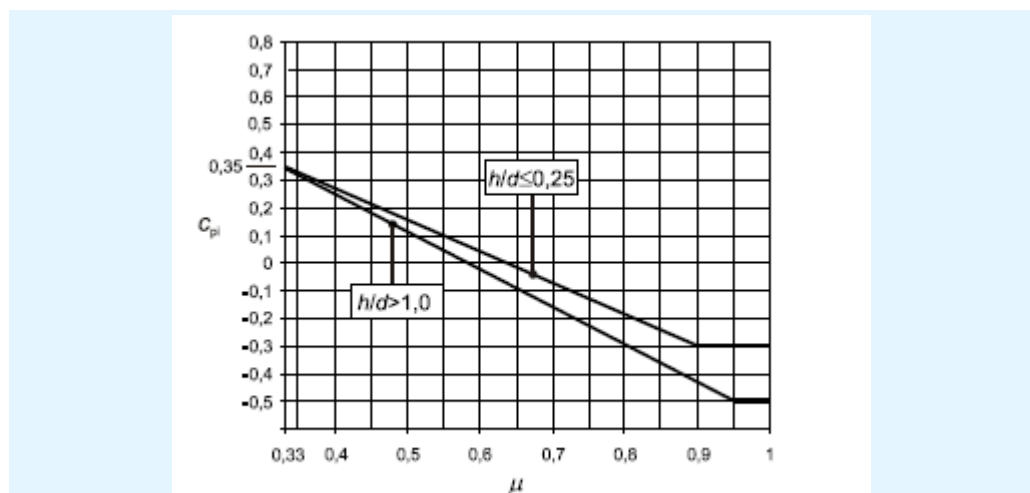


Figure 8.5 Coefficients de pression intérieure applicables pour des ouvertures uniformément réparties

Pour les valeurs comprises entre $h/d = 0,25$ et $h/d = 1,0$, il est possible d'utiliser une interpolation linéaire.

Lorsqu'il se révèle impossible, ou lorsqu'il n'est pas considéré justifié d'évaluer μ pour un cas particulier, il convient alors de donner à c_{pi} la valeur la plus sévère de $+ 0,2$ et $- 0,3$.

La hauteur de référence z_i qu'il convient d'utiliser pour les pressions intérieures est égale à la hauteur de référence z_e pour les pressions extérieures exercées sur les faces qui contribuent, par leurs ouvertures, à la création de la pression intérieure. Généralement, pour les bâtiments à simple rez-de-chaussée, $z_i = z_e = h$ et la pression dynamique $q_p(z)$ est :

$$q_p(z_i) = q_p(z_e) = q_p(h)$$

8.3 Organigrammes

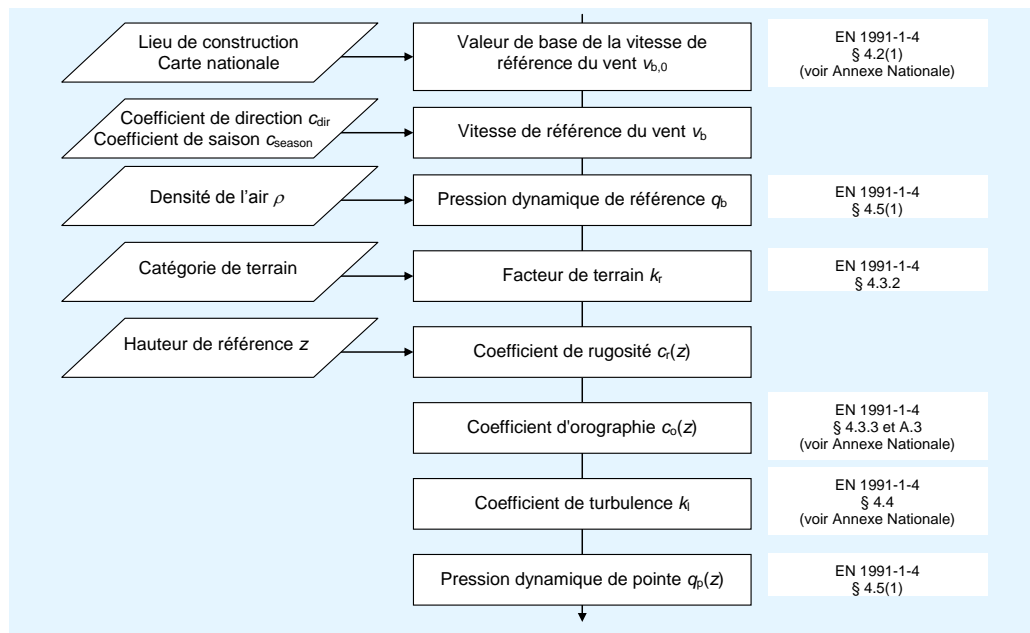


Figure 8.6 Organigramme A : calcul de la pression dynamique de pointe

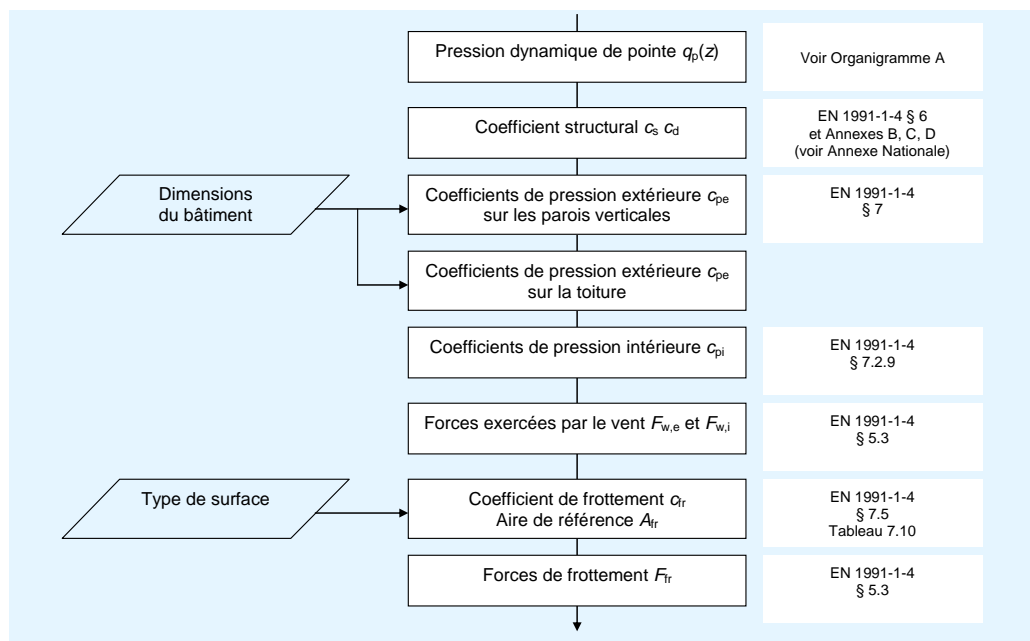


Figure 8.7 Organigramme B : Calcul des actions du vent

9 EFFETS DE LA TEMPÉRATURE

Les bâtiments qui ne sont pas soumis à des variations climatiques journalières ou saisonnières n'ont pas besoin d'être étudiés face aux actions thermiques. Pour les grands bâtiments, il est généralement de bonne pratique de les concevoir avec des joints de dilation de manière à ce que les variations de température ne créent pas d'efforts internes dans la structure. Des informations sur le calcul des joints de dilation sont données au chapitre 1.4.2 du guide *Bâtiments en acier à simple rez-de-chaussée. Partie 2 : Conception*^[11].

Lorsque les effets de la température doivent être pris en compte, l'EN 1993-1-5 fournit des règles pour les étudier.

RÉFÉRENCES

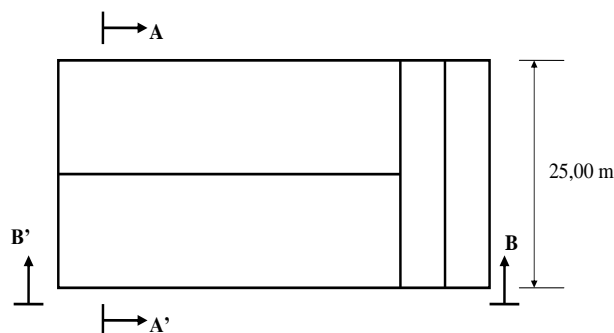
- 1 EN 1990:2002 : Eurocodes structuraux. Bases de calcul des structures.
- 2 EN 1991-1-1:2002 : Eurocode 1. Actions sur les structures. Actions générales. Poids volumiques, poids propres, charges d'exploitation des bâtiments.
- 3 EN 1991-1-3:2003 : Eurocode 1. Actions sur les structures. Partie 1-3 : Actions générales - Charges de neige.
- 4 EN 1991-1-4:2005 : Eurocode 1. Actions sur les structures. Partie 1-4 : Actions générales - Actions du vent.
- 5 EN 1991-1-5:2003 : Eurocode 1. Actions sur les structures. Partie 1-5 : Actions générales - Actions thermiques.
- 6 EN 1991-3:2006 : Eurocode 1. Actions sur les structures. Partie 3: Actions induites par les appareils de levage et les machines.
- 7 CLAVAUD, D.
Exemple de détermination des charges de neige selon l'EN 1991-1-3. Revue Construction Métallique n°2-2007.
CTICM.
- 8 CLAVAUD, D.
Exemple de détermination des actions du vent selon l'EN 1991-1-4. Revue Construction Métallique n°1-2008.
CTICM.
- 9 EN 1998-1:2004 : Eurocode 8. Calcul des structures pour leur résistance aux séismes.
- 10 Bâtiments en acier en Europe
Bâtiments en acier à plusieurs niveaux. Partie 3 : Actions
- 11 Bâtiments en acier en Europe
Bâtiments en acier à plusieurs niveaux. Partie 2 : Conception

ANNEXE A

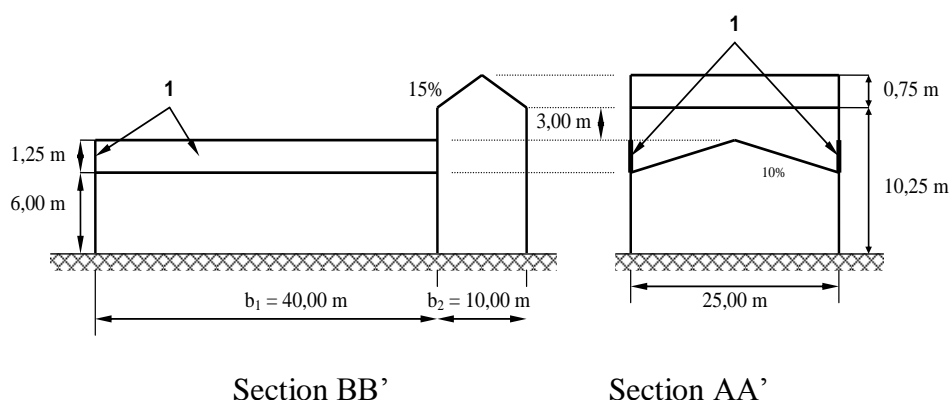
EXEMPLE D'APPLICATION : CHARGE DE NEIGE SUR UN BÂTIMENT À SIMPLE REZ-DE- CHAUSSÉE

1. Données

Cet exemple concerne le bâtiment à simple rez-de-chaussée représenté ci-dessous.



Vue en plan



1 Acrotères

Figure A.1– Géométrie du bâtiment

2. Charge de neige sur le sol

Valeur caractéristique s_k de la charge de neige sur le sol :

$$s_k = 0,65 \text{ kN/m}^2$$

Coefficient pour charge de neige exceptionnelle :

$$C_{esl} = 2$$

Charge de neige exceptionnelle sur le sol :

$$s_{Ad} = C_{esl} s_k = 2 \times 0,65 = 1,30 \text{ kN/m}^2$$

EN 1991-1-3
§ 4.3

Titre	ANNEXE A. Exemple : Charge de neige sur un bâtiment à simple rez-de-chaussée	2 sur 9
<p>3. Charge de neige sur la toiture</p> <p>3.1. Généralités</p> <p>Les charges agissent verticalement et elles se réfèrent à une projection horizontale de la surface de la toiture.</p> <p>Deux dispositions de charges fondamentales doivent être prises en compte :</p> <ul style="list-style-type: none"> • charge de neige sans accumulation sur les toitures • charge de neige avec accumulation sur les toitures <p>Les charges de neige sur les toitures sont déterminées comme suit :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Situations de projet durables (conditions d'utilisation normale) ou situations de projet transitoires (conditions temporaires) : $s = \mu_i C_e C_t s_k$ • Situations de projet accidentelles (chutes de neige exceptionnelles) dans lesquelles la charge de neige exceptionnelle est une action accidentelle : $s = \mu_i C_e C_t s_{Ad}$ • Situations de projet accidentelles (à l'exception d'une accumulation de neige) dans lesquelles l'action accidentelle est une accumulation exceptionnelle et où s'applique l'Annexe B : $s = \mu_i s_k$ <p>où :</p> <p>μ_i est le coefficient de forme pour la neige</p> <p>C_e est le coefficient d'exposition, $C_e = 1,0$</p> <p>C_t est le coefficient thermique, $C_t = 1,0$</p> <p>3.2. Toiture la plus haute (toitures à deux versants)</p> <p>Angle de la toiture (15 %) :</p> $\alpha = \arctan(0,15) = 8,5^\circ$ $0 \leq \alpha \leq 30^\circ$ <ul style="list-style-type: none"> • Situations de projet durables ou transitoires <ul style="list-style-type: none"> - Cas (i) : cas de charge sans accumulation $\mu_i(\alpha = 8,5^\circ) = 0,8$ $s = 0,8 \times 0,65 = 0,52 \text{ kN/m}^2$ 		<p>EN 1991-1-3 § 5.2(1)</p> <p>EN 1991-1-3 § 5.2(3) a)</p> <p>§ 5.2(3) b)</p> <p>§ 5.2(3) c)</p> <p>EN 1991-1-3 § 5.3</p> <p>§ 5.2(7)</p> <p>§ 5.2(8)</p> <p>EN 1991-1-3 § 5.3.3 Figure 5.3</p>

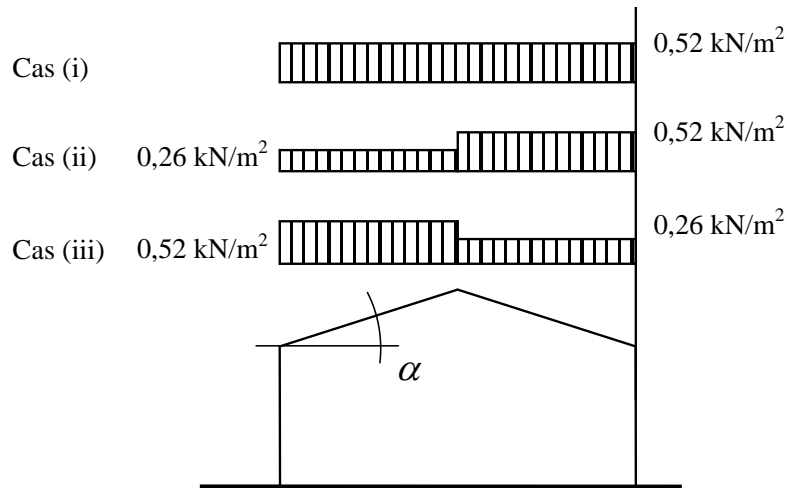
- Cas (ii) : cas de charge avec accumulation

$$0,5 \mu_1 (\alpha = 8,5^\circ) = 0,4$$

$$s = 0,4 \times 0,65 = 0,26 \text{ kN/m}^2$$

- Cas (iii) : cas de charge avec accumulation

Ce cas (iii) est symétrique du cas (ii) du fait de la symétrie de la toiture ($\alpha_1 = \alpha_2 = 8,5^\circ$).



EN 1991-1-3
Figure 5.3

Figure A.2 Cas de charge de neige sur la partie supérieure de la toiture en situation de projet durable

- Situations de projet accidentelles – charge exceptionnelle sur le sol

- Cas (i) : cas de charge sans accumulation

$$\mu_1 (\alpha = 8,5^\circ) = 0,8$$

$$s = 0,8 \times 1,30 = 1,04 \text{ kN/m}^2$$

- Cas (ii) : cas de charge avec accumulation

$$0,5 \mu_1 (\alpha = 8,5^\circ) = 0,4$$

$$s = 0,4 \times 1,30 = 0,52 \text{ kN/m}^2$$

- Cas (iii) : cas de charge avec accumulation

Ce cas (iii) est symétrique du cas (ii) du fait de la symétrie de la toiture ($\alpha_1 = \alpha_2 = 8,5^\circ$)

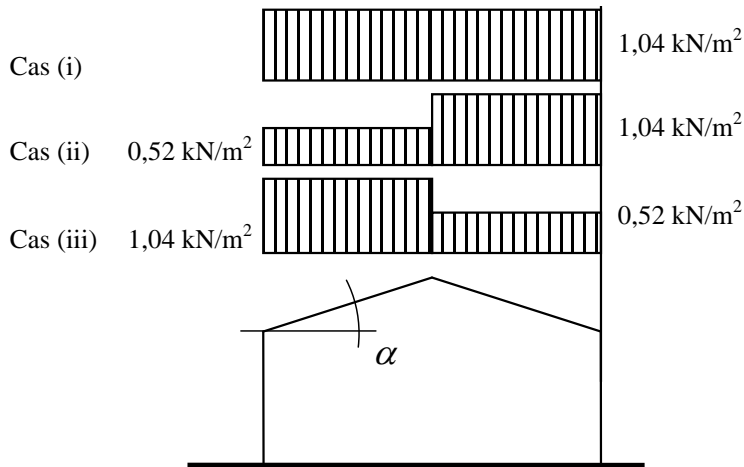


Figure A.3 Cas de charge de neige sur la partie supérieure de la toiture en situation de projet accidentelle

- Situations de projet accidentelles – accumulation exceptionnelle :

Ce cas n'est pas applicable. Il n'y a pas d'acrotère ou de noue.

3.3. Toiture la plus basse : toiture à deux versants attenante à un ouvrage plus haut

Angle de la toiture (10 %) :

$$\alpha = \arctan(0,10) = 5,7^\circ$$

$$0 \leq \alpha \leq 30^\circ$$

- Situations de projet durables ou transitoires
 - Cas (i) : cas de charge sans accumulation

$$\mu_1(5,7^\circ) = 0,8$$

$$s = 0,8 \times 0,65 = 0,52 \text{ kN/m}^2$$

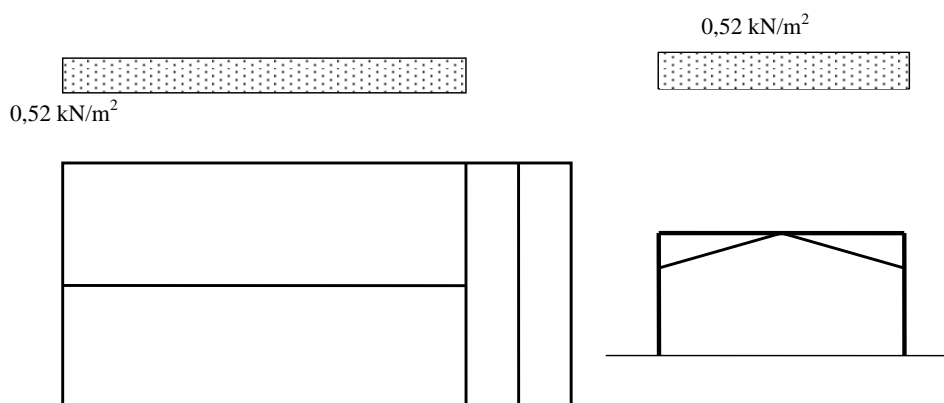


Figure A.4 – Charge de neige sur la toiture inférieure en l'absence d'accumulation et en situation de projet durable

EN 1991-1-3
§ 5.3.6(1)

Titre	ANNEXE A. Exemple : Charge de neige sur un bâtiment à simple rez-de-chaussée	5 sur 9
<p>- Cas (ii) : cas de charge avec accumulation</p> $\mu_1(5,7^\circ) = 0,8$ $s = 0,8 \times 0,65 = 0,52 \text{ kN/m}^2$ $\mu_2 = \mu_s + \mu_w$ <p>où :</p> <p>μ_s est le coefficient de forme pour la neige qui a glissé de la toiture supérieure.</p> <p>Pour $\alpha \leq 15^\circ$: $\mu_s = 0$</p> <p>μ_w est le coefficient de forme pour la charge de neige due au vent</p> $\mu_w = (b_1 + b_2) / 2h$ <p>avec : $\mu_w \leq \gamma h/s_k$</p> $b_1 = 10 \text{ m}$ $b_2 = 40 \text{ m}$ <p>h varie de 3 m au faîte à 4,25 m au bord de la toiture</p> $\gamma = 2 \text{ kN/m}^3$ <p>Les limites recommandées sont : $0,8 \leq \mu_w \leq 4$</p> <p>Au faîte : $\gamma h/s_k = 2 \times 3/0,65 = 9,2$</p> $\mu_w = (10 + 40)/(2 \times 3) = 8,3 \leq \gamma h/s_k$ <p>Au bord de la toiture : $\gamma h/s_k = 2 \times 4,25/0,65 = 13,1$</p> $\mu_w = (10 + 40)/(2 \times 4,25) = 5,9 \leq \gamma h/s_k$ <p>Mais μ_w ne doit pas dépasser 4, ainsi :</p> $\mu_w = 4$ <p>Par conséquent :</p> $s = 4 \times 0,65 = 2,60 \text{ kN/m}^2$ <p>l_s est la longueur d'accumulation déterminée par :</p> $l_s = 2h$ <p>Cette longueur d'accumulation varie de 6 m au faîte à 8,50 m au bord de la toiture.</p> <p>La limite recommandée est : $5 \text{ m} \leq l_s \leq 15 \text{ m}$</p>		<p>EN 1991-1-3 § 5.3.6(1)</p>

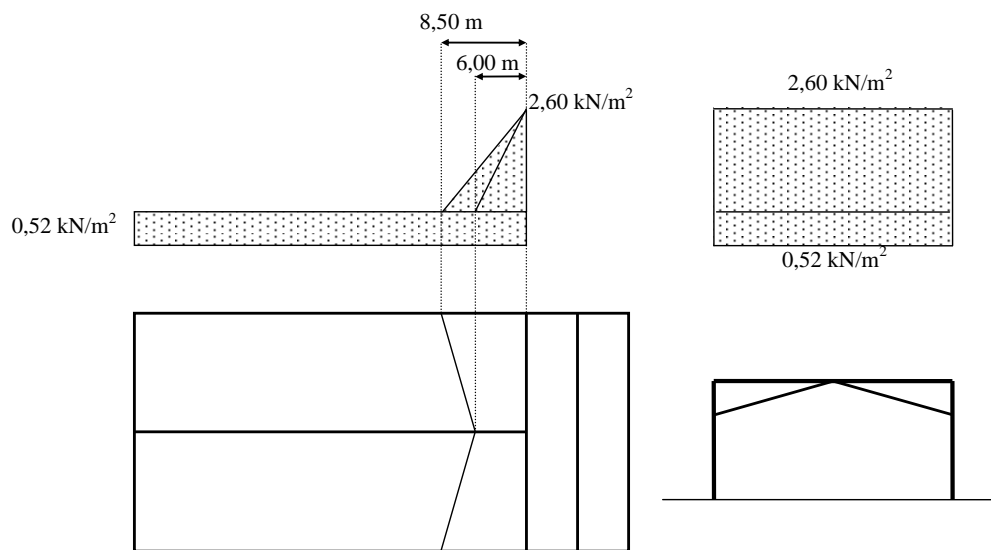
EN 1991-1-3
Figure 5.7

Figure A.5 Cas de charge de neige avec accumulation sur la toiture la plus basse dans le cas d'une toiture attenante à un ouvrage plus haut en situation de projet durable

- Situation de projet accidentelle – charge exceptionnelle sur le sol :

- Cas (i) : Cas de charge sans accumulation

$$\mu_1(5,7^\circ) = 0,8$$

$$s = 0,8 \times 1,3 = 1,04 \text{ kN/m}^2$$

Ce cas de charge est celui de la Figure A.4 avec : $s = 1,04 \text{ kN/m}^2$

- Cas (ii) : Cas de charge avec accumulation

Ce cas de charge est celui de la Figure A.5 avec : $s_1 = 1,04 \text{ kN/m}^2$

où :

$$\mu_1 = 0,8$$

$$\text{et } s_2 = 5,20 \text{ kN/m}^2 \text{ où } \mu_w = 4$$

3.4. Toiture la plus basse : accumulation au droit d'obstacles (acrotères)

Seules les situations de projet durables ou transitoires doivent être considérées.

Angle de la toiture (10 %) : $\alpha = 5,7^\circ$

$$\mu_1(5,7^\circ) = 0,8$$

$$s = 0,8 \times 0,65 = 0,52 \text{ kN/m}^2$$

EN 1991-1-3
§ 6.2(2)

$$\mu_2 = \gamma h / s_k$$

où :

h est la hauteur de l'acrotère. Elle varie de 0 m au faîte à 1,25 m au bord de la toiture basse.

$$\gamma = 2 \text{ kN/m}^3$$

Au faîte : $\mu_2 = 0$

Au bord de la toiture basse : $\mu_2 = 2 \times 1,25 / 0,65 = 3,8$

Avec la limitation : $0,8 \leq \mu_2 \leq 2$

$\therefore \mu_2$ varie de 0,8 au faîte à 2 au bord de la toiture.

s varie de $0,52 \text{ kN/m}^2$ au faîte à $2 \times 0,65 = 1,30 \text{ kN/m}^2$ au bord de la toiture basse.

La longueur d'accumulation l_s est déterminée par : $l_s = 2 h$

Cette longueur d'accumulation varie de 0 m au faîte à 2,50 m au bord de la toiture basse.

Les limites recommandées sont : $5 \text{ m} \leq l_s \leq 15 \text{ m}$. Par conséquent :

$l_s = 5 \text{ m}$ au bord de la toiture basse.

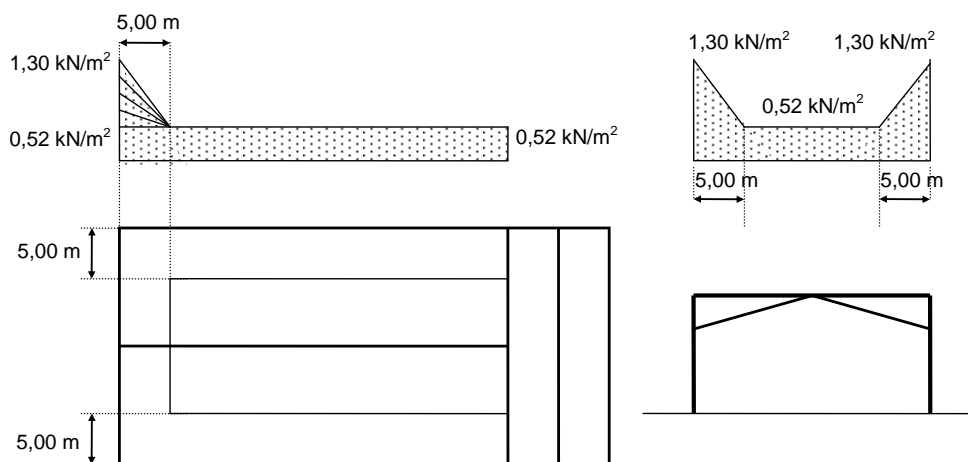


Figure A.6 Cas de charge de neige avec accumulation sur la toiture la plus basse dans le cas d'obstacle en situation de projet durable

3.5. Accumulations exceptionnelles de neige

3.5.1. Toitures attenantes à des constructions plus élevées ou très proches d'elles

$$\alpha < 15^\circ$$

$$\mu_1 = \mu_2 = \mu_3 = \text{Min} (2h/s_k ; 2b/l_s ; 8)$$

où b est la plus grande valeur entre b_1 et b_2

$$l_s = \text{Min} (5h ; b_1 ; 15 \text{ m})$$

$$h = 4,25 \text{ m}$$

$$b_1 = 40,00 \text{ m}$$

$$b_2 = 10,00 \text{ m}$$

$$s_k = 0,65 \text{ kN/m}^2$$

$$5h = 21,25 \text{ m} ; l_s = 15,00 \text{ m} ; \quad 2h/s_k = 13,08 ; \quad 2b/l_s = 5,3$$

$$\therefore \mu_1 = \mu_2 = \mu_3 = 5,3$$

$$\text{et : } s = \mu_3 s_k = 3,45 \text{ kN/m}^2$$

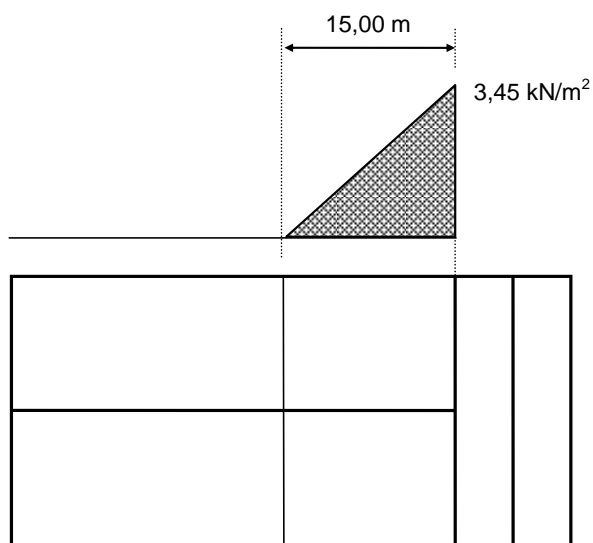


Figure A.7 Accumulation exceptionnelle de neige sur la toiture inférieure dans le cas d'une toiture attenante à un bâtiment plus haut

EN 1991-1-3
Annexe B § B.3

3.5.2. Toitures où l'accumulation se produit derrière les acrotères au bord de la toiture

$$\mu_1 = \text{Min} (2 h/s_k ; 2 b_2/l_s ; 8)$$

$$\text{où : } l_s = \text{Min} (5h ; b_1 ; 15 \text{ m})$$

$$h = 1,25 \text{ m}$$

$$b_1 = 12,50 \text{ m}$$

$$b_2 = 25,00 \text{ m}$$

$$s_k = 0,65 \text{ kN/m}^2$$

$$5h = 6,25 \text{ m} ; l_s = 6,25 \text{ m} ; 2h/s_k = 3,85 ; 2b_2/l_s = 8,00$$

$$\therefore \mu_1 = 3,85$$

$$\text{et : } s = \mu_1 s_k = 2,50 \text{ kN/m}^2$$

3.5.3. Toitures où l'accumulation se produit derrière l'acrotère de mur de pignon

$$\mu_1 = \text{Min} (2 h/s_k ; 2 b_1/l_s ; 8)$$

$$\text{où : } l_s = \text{Min} (5h ; b_1 ; 15 \text{ m})$$

$$h \text{ varie entre } 0 \text{ et } 1,25 \text{ m}$$

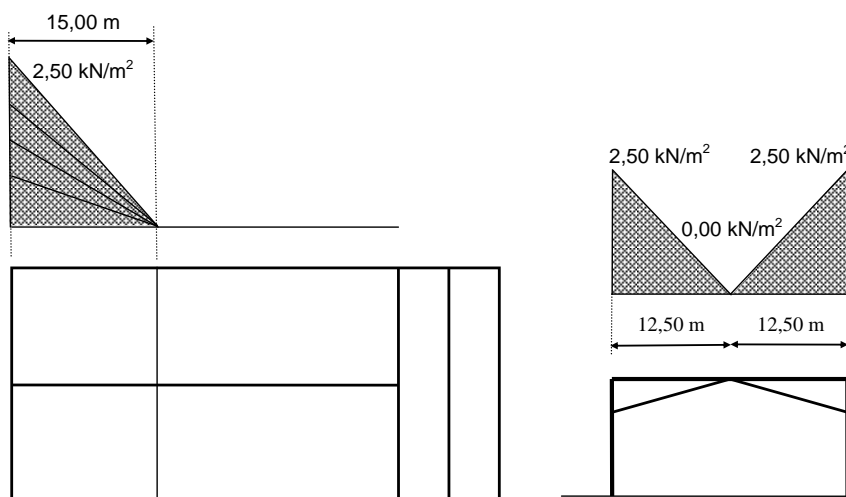
$$b_1 = 40,00 \text{ m}$$

$$s_k = 0,65 \text{ kN/m}^2$$

$$5h \text{ varie entre } 0 \text{ et } 6,25 \text{ m} ; l_s \text{ varie entre } 0 \text{ et } 6,25 \text{ m} ; 2h/s_k \text{ varie entre } 0 \text{ et } 3,85 ; (2b_1/l_s)_{\text{min}} = 12,80.$$

$$\therefore \mu_1 \text{ varie de } 0 \text{ au faîtage à } 3,85 \text{ en bord de toiture}$$

$$\text{et : } s = \mu_1 s_k \text{ varie de } 0 \text{ au faîtage à } 2,50 \text{ kN/m}^2 \text{ en bord de toiture.}$$



Neige derrière l'acrotère de mur de pignon

Neige derrière l'acrotère de bord de toiture

Figure A.8 Accumulation exceptionnelle de neige sur la toiture inférieure dans le cas où l'accumulation se produit derrière les acrotères

EN 1991-1-3
Annexe B § B.4

EN 1991-1-3
Annexe B § B.4

ANNEXE B

EXEMPLE D'APPLICATION : ACTION DU VENT SUR UN BÂTIMENT À SIMPLE REZ-DE- CHAUSSÉE

1. Données

Cet exemple présente le calcul de l'action du vent sur un bâtiment à simple rez-de-chaussée selon l'EN 1991-1-4. Les dimensions générales du bâtiment sont données à la Figure B.1.

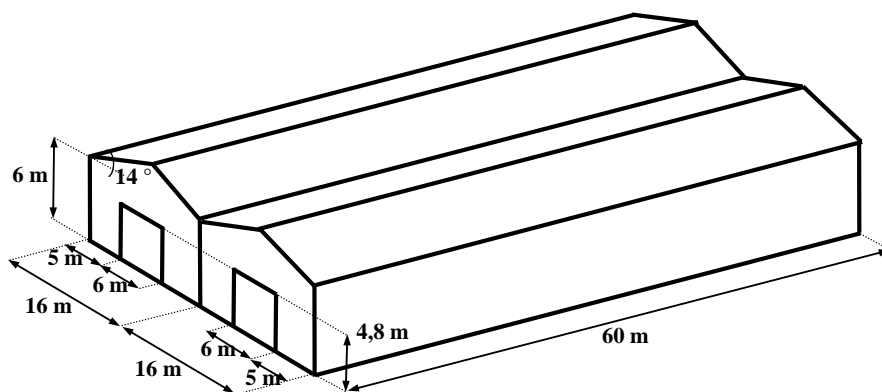


Figure B.1 Géométrie du bâtiment

Les portes sont supposées être fermées pendant des vents de tempête.

La valeur de base de la vitesse de référence du vent est :

$$v_{b,0} = 26 \text{ m/s}$$

2. Pression dynamique de pointe

La pression dynamique de pointe est déterminée selon la procédure pas-à-pas donnée dans ce guide.

1. Valeur de base de la vitesse de référence du vent

$$v_{b,0} = 26 \text{ m/s}$$

2. Vitesse de référence du vent

Pour c_{dir} et c_{season} , les valeurs recommandées sont :

$$c_{dir} = 1,0$$

$$c_{season} = 1,0$$

D'où : $v_b = v_{b,0} = 26 \text{ m/s}$

EN 1991-1-4
§ 4.2(2)

Titre	ANNEXE B. Exemple : Action du vent sur un bâtiment à simple rez-de-chaussée	2 sur 11
<p>3. Pression dynamique de référence</p> $q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2$ <p>où :</p> $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3 \text{ (valeur recommandée)}$ <p>Soit : $q_b = 0,5 \times 1,25 \times 26^2 = 422,5 \text{ N/m}^2$</p> <p>4. Facteur de terrain</p> $k_r = 0,19 \left(\frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0,07}$ <p>La catégorie du terrain est la catégorie III, donc :</p> $z_0 = 0,3 \text{ m}$ $z_{\min} = 5 \text{ m}$ $z_{0,II} = 0,05 \text{ m}$ $k_r = 0,19 \left(\frac{0,30}{0,05} \right)^{0,07} = 0,215$ <p>5. Coefficient de rugosité</p> $c_r(z) = k_r \ln \left(\frac{z}{z_0} \right)$ <p>z est pris égal à la hauteur du bâtiment :</p> $z = 8 \text{ m}$ <p>D'où : $c_r(z) = 0,215 \times \ln \left(\frac{8,0}{0,3} \right) = 0,706$</p> <p>6. Coefficient d'orographie</p> <p>Le bâtiment est érigé en zone suburbaine où la pente moyenne du terrain est très faible ($< 3^\circ$), ainsi :</p> $c_o(z) = 1$ <p>7. Coefficient de turbulence</p> <p>La valeur recommandée est utilisée :</p> $k_1 = 1,0$		<p>EN 1991-1-4 § 4.5(1)</p> <p>EN 1991-1-4 § 4.3.2(1) Tableau 4.1</p> <p>EN 1991-1-4 § 4.3.2(1)</p> <p>EN 1991-1-4 § 4.3.3(2)</p> <p>EN 1991-1-4 § 4.4(1)</p>

Titre	ANNEXE B. Exemple : Action du vent sur un bâtiment à simple rez-de-chaussée	3 sur 11
<p>8. Pression dynamique de pointe (alternative pour un bâtiment à simple rez-de-chaussée)</p> $q_p(z) = c_e(z) q_b$ <p>où :</p> $c_e(z) = \left(1 + \frac{7k_1 k_r}{c_o(z) c_r(z)} \right) c_o^2(z) c_r^2(z)$ $c_e(z) = \left(1 + \frac{7 \times 1,0 \times 0,215}{1,0 \times 0,706} \right) \times 1,0^2 \times 0,706^2 = 1,56$ <p>Soit : $q_p(z) = 1,56 \times 423 = 659 \text{ N/m}^2$ $q_p(z) = 0,659 \text{ kN/m}^2$ pour $z = 8 \text{ m}$</p> <p>3. Pression du vent sur les parois</p> <p>3.1. Coefficients de pression extérieure $c_{pe,10}$</p> <p>3.1.1. Murs verticaux</p> <p>1. Vent sur le pignon</p> <p>$h = 8 \text{ m}$ $b = 32 \text{ m}$ (dimension transversale) $h < b$, ainsi $z_e =$ hauteur de référence $= h = 8 \text{ m}$ $d = 60 \text{ m}$ $h/d = 8/60 = 0,13$ ($h/d < 0,25$) $2h = 16 \text{ m}$ $e = 16 \text{ m}$ (b ou $2h$, en choisissant la valeur la plus faible) $e < d$ $e/5 = 3,2 \text{ m}$ $4/5 e = 12,8 \text{ m}$ $d - e = 44 \text{ m}$</p> <p>La Figure B.2 représente les coefficients de pression extérieure $c_{pe,10}$ sur les murs verticaux pour les zones A, B, C, D et E avec vent sur pignon.</p>		<p>EN 1991-1-4 § 4.5(1)</p> <p>EN 1991-1-4 7.2.2 (1) Figure 7.4</p> <p>EN 1991-1-4 7.2.2 (2) Tableau 7.1</p> <p>EN 1991-1-4 § 7.2.2 (1) Figure 7.5</p> <p>EN 1991-1-4 § 7.2.2(2) Tableau 7.1</p>

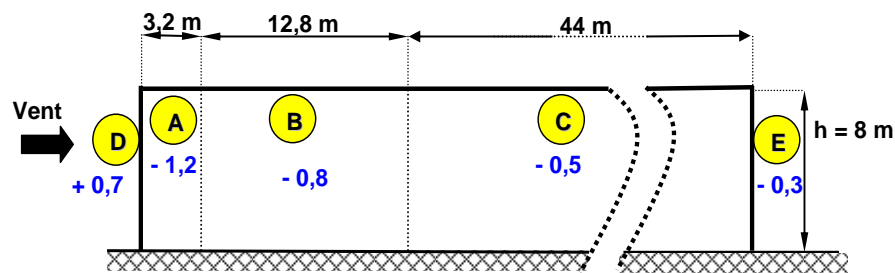


Figure B.2 $c_{pe,10}$ pour les zones A, B, C, D et E avec vent sur pignon

2. Vent sur le long-pan

$$h = 8 \text{ m}$$

$$b = 60 \text{ m (dimension transversale)}$$

$$h < b, \text{ ainsi } z_e = \text{hauteur de référence} = h = 8 \text{ m}$$

$$d = 32 \text{ m}$$

$$h/d = 8/32 = 0,25$$

$$2h = 16 \text{ m}$$

$$e = 16 \text{ m (} b \text{ ou } 2h, \text{ en choisissant la valeur la plus faible)}$$

$$e < d$$

$$e/5 = 3,2 \text{ m}$$

$$4/5 e = 12,8 \text{ m}$$

$$d - e = 16 \text{ m}$$

La Figure B.3 représente les coefficients de pression extérieure $c_{pe,10}$ sur les murs verticaux pour les zones A, B, C, D et E avec vent sur long-pan.

EN 1991-1-4
7.2.2 (1)
Figure 7.4

EN 1991-1-4
§ 7.2.2(2)
Tableau 7.1
EN 1991-1-4
§ 7.2.2(1)
Figure 7.5

EN 1991-1-4
§ 7.2.2(2)
Tableau 7.1

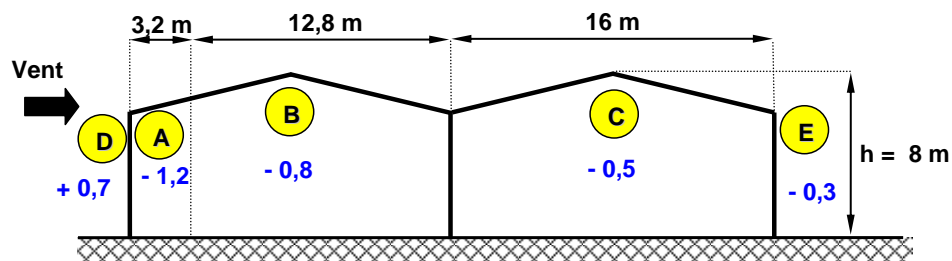


Figure B.3 $c_{pe,10}$ pour les zones A, B, C, D et E avec vent sur long-pan

3.1.2. Toitures

1. Vent sur le pignon

Les faîtes sont parallèles à la direction du vent : $\theta = 90^\circ$

Angle de pente: $\alpha = 14^\circ$

$h = 8$ m

$b = 32$ m (dimension transversale)

La hauteur de référence est : $z_e = h = 8$ m

$2h = 16$ m

$e = 16$ m (b ou $2h$, en choisissant la valeur la plus faible)

$e/4 = 4$ m

$e/10 = 1,6$ m

$e/2 = 8$ m

La Figure B.4 représente les coefficients de pression extérieure $c_{pe,10}$ sur les toitures pour les zones F, G, H and I avec vent sur pignon.

EN 1991-1-4
§ 7.2.5(1)
Figure 7.8

EN 1991-1-4
§ 7.2.7(3)

EN 1991-1-4
§ 7.2.5(1)
Figure 7.8

EN 1991-1-4
§ 7.2.2(2)
Tableau 7b

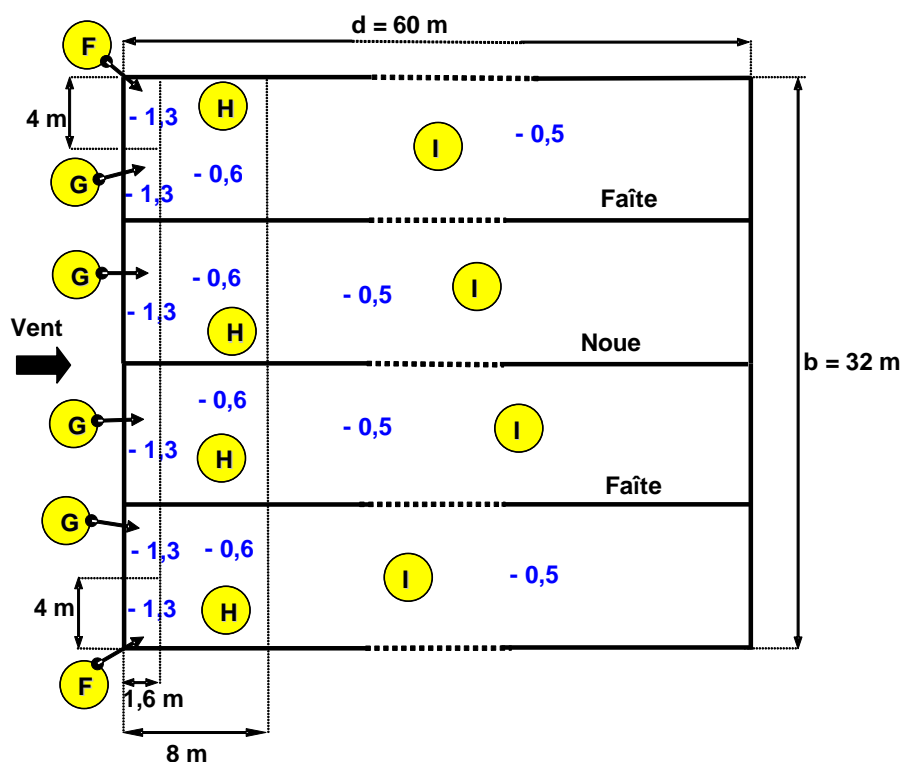


Figure B.4 $c_{pe,10}$ pour les zones F, G, H et I avec vent sur pignon

2. Vent sur le long-pan

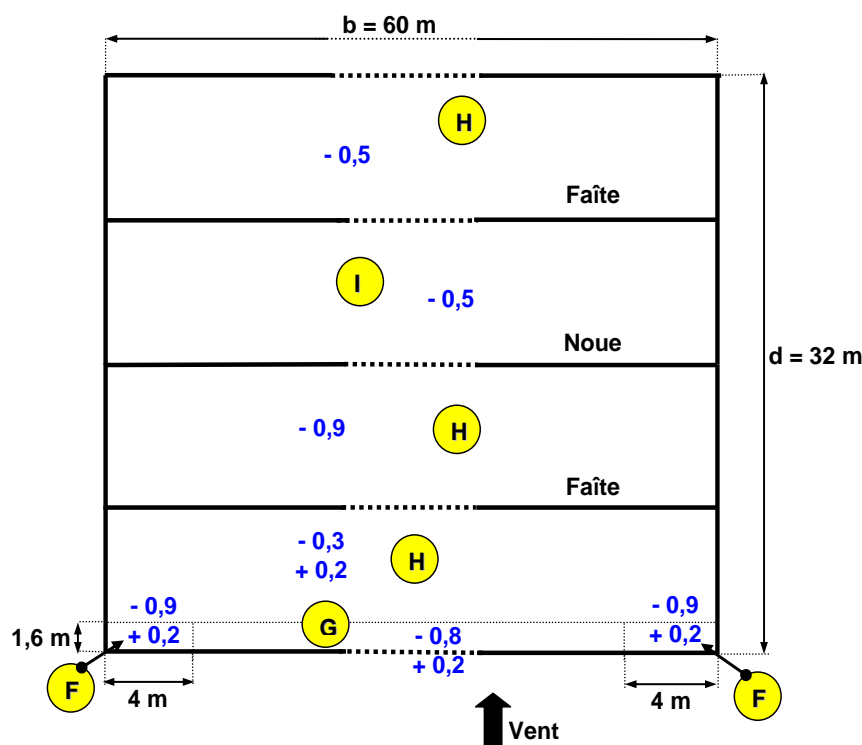
- i. Les faîtes sont perpendiculaires à la direction du vent : $\theta = 0^\circ$
- ii. Angle de pente $\alpha = 14^\circ$
- iii. $h = 8$ m
- iv. $b = 60$ m (dimension transversale)
- v. $h < b$, ainsi la hauteur de référence est : $z_e = h = 8$ m
- vi. $d = 32$ m
- vii. $2h = 16$ m
- viii. $e = 16$ m (b ou $2h$, en choisissant la valeur la plus faible)
- ix. $e/4 = 4$ m
- x. $e/10 = 1,6$ m

La Figure B.5 représente les coefficients de pression extérieure $c_{pe,10}$ sur les toitures pour les zones F, G, H, I et J avec vent sur long-pan.

EN 1991-1-4
§ 7.2.5(1)
Figure 7.8

EN 1991-1-4
§ 7.2.5(1)
Figure 7.8

EN 1991-1-4
§ 7.2.7(2)
Figure 7.10c

Figure B.5 $c_{pe,10}$ pour les zones F, G, H et I avec vent sur long-pan

3.2. Coefficients de pression intérieure c_{pi}

3.2.1. Situation de projet durable ou transitoire

Les portes sont supposées être fermées pendant des vents de tempête :

$$c_{pi} = +0,2$$

et $c_{pi} = -0,3$

avec la hauteur de référence pour la pression intérieure : $z_i = z_e = h = 8 \text{ m}$

3.2.2. Situation de projet accidentelle

- Une porte s'ouvre au vent (vent sur pignon) : cette face est dominante et l'aire des ouvertures de la face dominante = $3 \times$ l'aire des ouvertures dans les autres faces :

$$c_{pi} = 0,90 c_{pe}$$

$$c_{pi} = 0,90 \times (+0,7) = +0,63$$

- Une porte s'ouvre sous le vent (vent sur long-pan) : cette face est dominante et l'aire des ouvertures de la face dominante = $3 \times$ l'aire des ouvertures dans les autres faces.

EN 1991-1-4
§ 7.2.9(6)

§ 7.2.9(7)

EN 1991-1-4
§ 7.2.9(3)

§ 7.2.9(5)

Titre	ANNEXE B. Exemple : Action du vent sur un bâtiment à simple rez-de-chaussée	8 sur 11
<p>Le cas le plus sévère correspond au cas où l'ouverture est dans une zone où c_{pe} est le plus grand (la porte se trouve entièrement dans la zone B).</p> $c_{pi} = 0,90 c_{pe}$ $c_{pi} = 0,90 \times -0,8 = -0,72$ <h2>4. Forces de frottement</h2> <h3>4.1. Vent sur pignon</h3> <p>L'aire des surfaces extérieures parallèles au vent est calculée avec :</p> $60 \times 2 \times (6 + 8,25 \times 2) = 2700 \text{ m}^2$ <p>L'aire des surfaces extérieures perpendiculaires au vent est :</p> $2 \times 2 \times 16 \times (6 + 1) = 448 \text{ m}^2$ <p>L'aire des surfaces extérieures parallèles au vent sont plus grandes que $4 \times$ l'aire des surfaces extérieures perpendiculaires au vent : les forces de frottement doivent être prises en compte :</p> $4 h = 32 \text{ m}$ $2 b = 64 \text{ m}$ $4 h < 2 b$ <p>Les forces de frottement appliquées à l'aire A_{fr} :</p> $A_{fr} = 2 \times (60 - 32) \times (6 + 8,25 \times 2) = 1260 \text{ m}^2$ <p>Pour une surface lisse (acier) :</p> $c_{fr} = 0,01$ <p>et la force de frottement F_{fr} (agissant dans la direction du vent) :</p> $F_{fr} = c_{fr} q_p(z_e) A_{fr} = (0,01 \times 66 \times 1260) 10^{-2} = 8,316 \text{ kN}$ $4 h < 2 b$ <p>Les forces de frottement appliquées à l'aire A_{fr} :</p> $A_{fr} = 2 \times (60 - 32) \times (6 + 8,25 \times 2) = 1260 \text{ m}^2$ <p>Pour une surface lisse (acier) :</p> $c_{fr} = 0,01$ <p>et la force de frottement F_{fr} (agissant dans la direction du vent) :</p> $F_{fr} = c_{fr} q_p(z_e) A_{fr} = (0,01 \times 66 \times 1260) 10^{-2} = 8,316 \text{ kN}$ <h3>4.2. Vent sur long-pan</h3> <p>Les aires des surfaces extérieures parallèles au vent $< 4 \times$ les aires des surfaces extérieures perpendiculaires au vent : les forces de frottement ne doivent pas être prises en compte.</p>		<p>EN 1991-1-4 § 7.2.9(6)</p> <p>EN 1991-1-4 § 5.3(4)</p> <p>EN 1991-1-4 § 7.5(3)</p> <p>EN 1991-1-4 § 5.5(3)</p> <p>EN 1991-1-4 § 7.5(3)</p> <p>EN 1991-1-4 § 5.5(3)</p> <p>EN 1991-1-4 § 5.3(4)</p>

5. Efforts du vent sur les parois

$$F/A_{\text{ref}} = c_s c_d q_p(z_e) c_{pe} - q_p(z_i) c_{pi}$$

avec : $c_s c_d = 1$ (hauteur < 15 m)

$$q_p(z_e) = q_p(z_i) = 0,66 \text{ kN/m}^2$$

Les figures ci-dessous représentent les efforts du vent par paroi :

$$F/A_{\text{ref}} = 0,66 (c_{pe} - c_{pi}) \text{ (en kN/m}^2\text{)}$$

EN 1991-1-4
§ 6.2(1)b

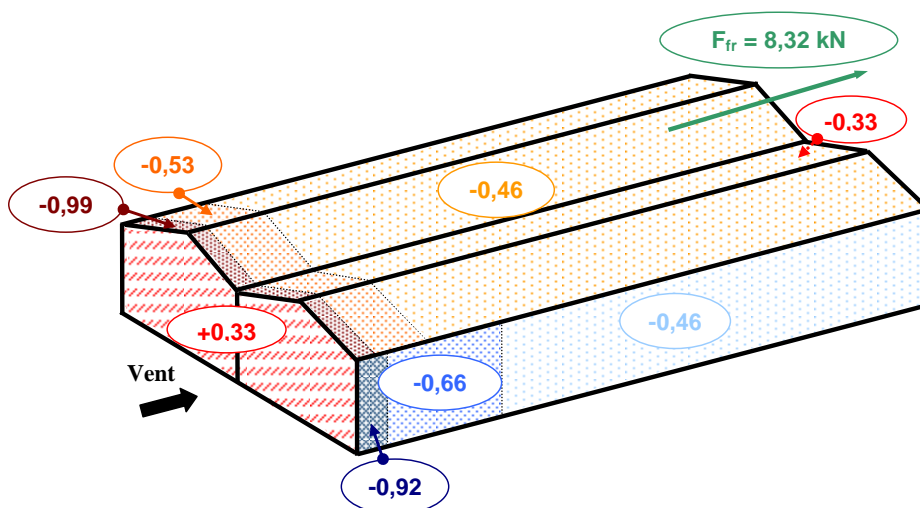


Figure B.6 Vent sur pignon avec $c_{pi} = +0,2$

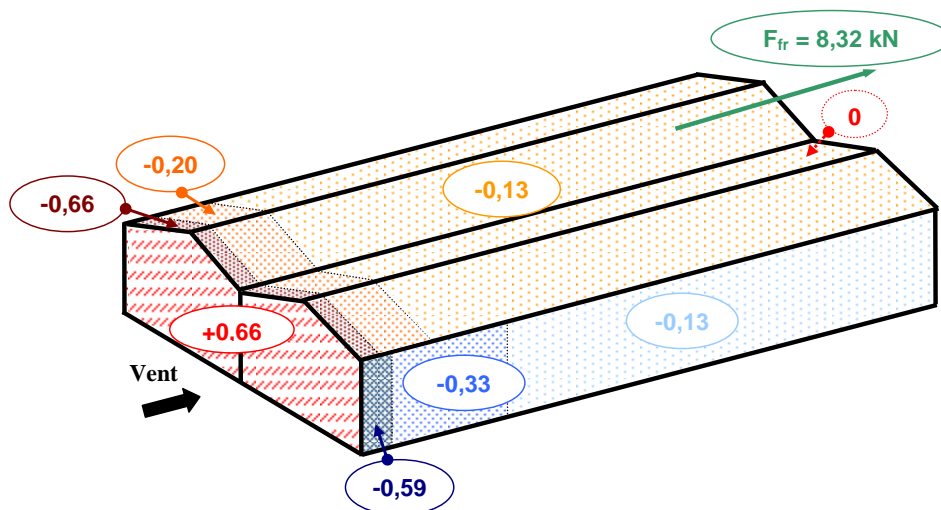


Figure B.7 Vent sur pignon avec $c_{pi} = -0,3$

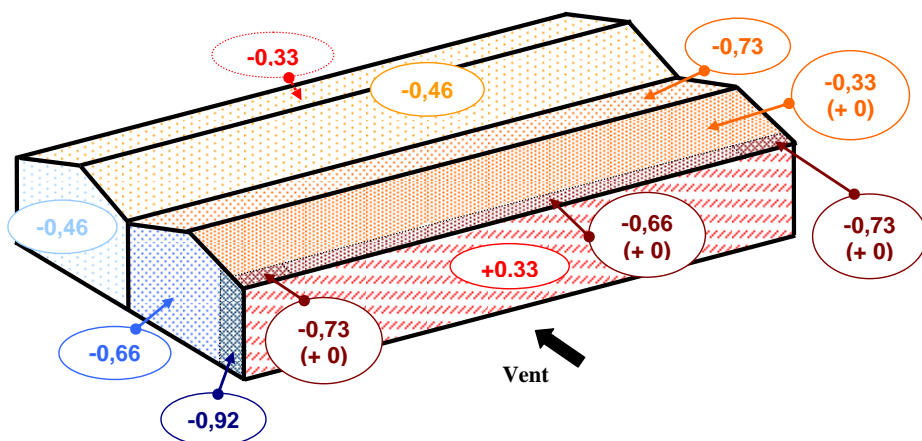


Figure B.8 Vent sur long-pan avec $c_{pi} = +0,2$

Les valeurs entre parenthèses doivent être utilisées ensemble.

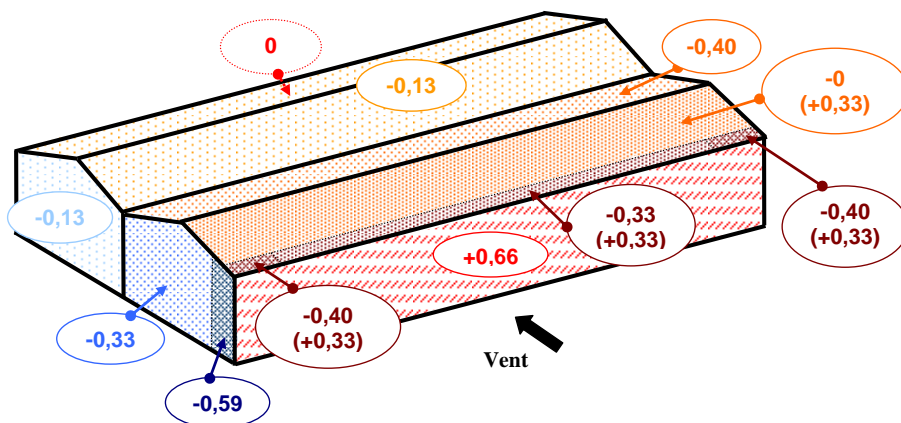


Figure B.9 Vent sur long-pan avec $c_{pi} = -0,3$

Les valeurs entre parenthèses doivent être utilisées ensemble.

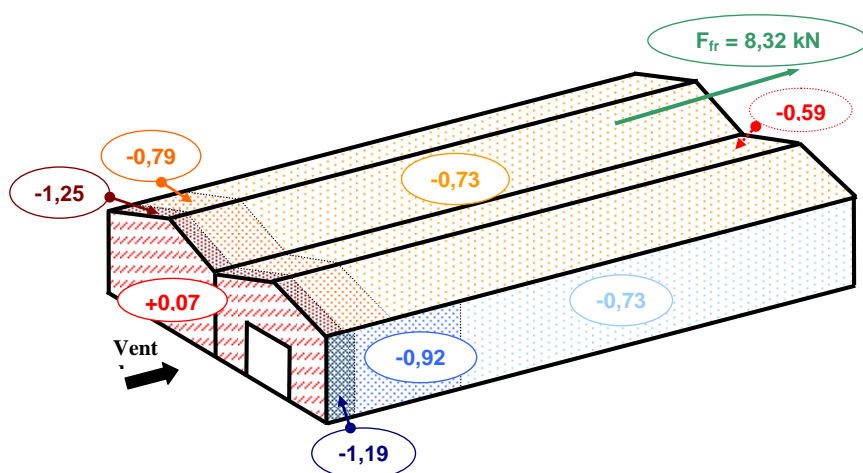


Figure B.10 Situation de projet accidentelle : porte ouverte au vent (vent sur pignon) avec $c_{pi} = +0,6$

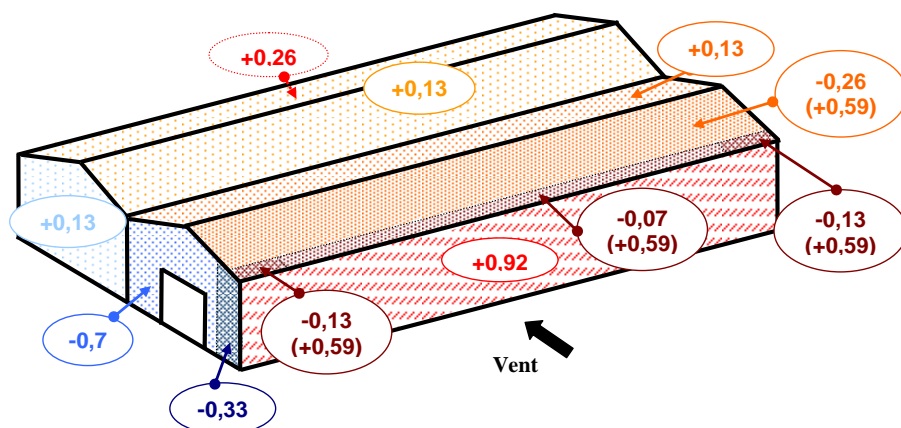


Figure B.11 Situation de projet accidentelle : porte ouverte sous le vent (vent sur long-pan) avec $c_{pi} = -0,7$

Les valeurs entre parenthèses doivent être utilisées ensemble.