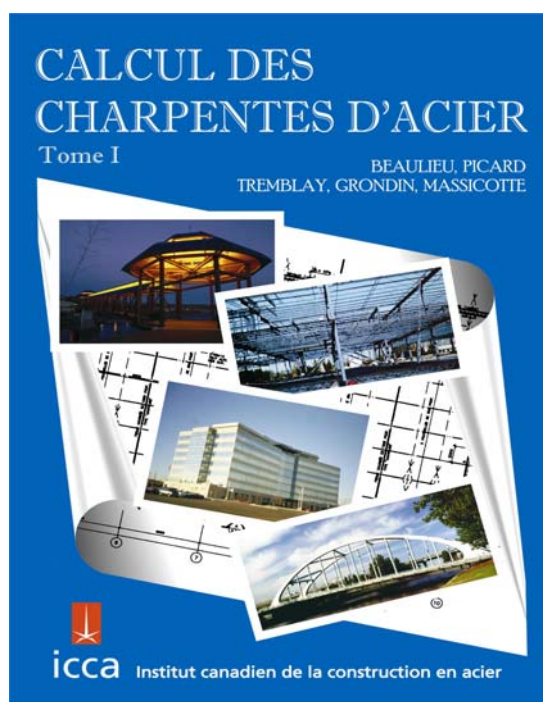


Calcul des charpentes d'acier – Tome I

2^e édition, 2^e tirage revu, 2008

RÉVISIONS



À l'intention des lecteurs de la 2^e édition, 1^{er} tirage, 2005, les principales révisions apportées au 2^e tirage se trouvent aux pages 11 à 21.

qui ont conduit à ces équations. Quant au terme de droite de l'équation (1.5), lequel concerne l'effet des charges pondérées, il ne peut être complètement ignoré même s'il relève de l'analyse des structures, car le mode d'analyse peut influencer les équations de calcul de la résistance (voir les sections 1.4 à 1.7).

Pour la vérification des états limites d'utilisation, il s'agit d'abord de définir des critères de bon comportement en service, tels que des limites aux déformations (exemple : flèches maximales admissibles). Dans ce cas, la règle fondamentale du calcul aux états limites peut s'énoncer ainsi :

Les limites acceptées comme critères de bon comportement en service ne doivent pas être dépassées sous la combinaison des charges d'utilisation la plus critique pour chacun des états limites considérés.

Cette règle est plus difficile à exprimer mathématiquement, car pour la satisfaire, il ne s'agit pas de limiter les efforts dus aux charges d'utilisation, mais de limiter d'autres effets de ces charges.

1.4 CHARGES ET COEFFICIENTS POUR LES BÂTIMENTS

Dans cette section, on définit brièvement les charges à considérer pour le calcul des bâtiments et on présente les valeurs numériques des divers coefficients de pondération et de simultanéité des charges, ainsi que des coefficients de pondération de la résistance (coefficients de tenue).

1.4.1 Définition antérieure des charges

Au Canada, pour le calcul des bâtiments, on utilise généralement les charges prescrites dans le *Code national du bâtiment*^{1.12, 1.13}. La norme canadienne de calcul des charpentes métalliques^{1.1} se réfère à cette norme pour les charges qu'elle recommande de prendre en considération. La version antérieure (1995)^{1.12} du *Code national du bâtiment* prévalait au moment de la première édition du volume. C'est la raison pour laquelle la définition et la combinaison des charges utilisées dans les exemples de calcul se réfèrent à cette édition du Code. Les sous-sections 1.4.1 et 1.4.2 sont donc conservées dans cette réimpression du volume mais seront éliminées dans la prochaine édition pour être remplacées par le contenu des sous-sections 1.4.4 et 1.4.5.

Les principales charges d'utilisation de la référence [1.12], résumées dans le tableau 1.3, sont dénotées et définies de la façon suivante :

Tableau 1.3 – Définition antérieure des charges pour le calcul des bâtiments^{1.12}

$D =$	charge permanente
$L =$	surcharge d'exploitation, (charges dues à l'utilisation, neige, glace, pluie, poussées des sols, pressions hydrostatiques, etc.)
$W =$	surcharge due au vent
$E =$	surcharge due aux séismes
$T =$	charge due aux tassements différentiels et aux dilatations et contractions forcées résultant des variations de température, ainsi que du retrait et du fluage des matériaux

La charge permanente (D) comprend le poids des pièces de la charpente, le poids des composantes non structurales (matériaux de construction et éléments architecturaux incorporés au bâtiment et supportés par la charpente), le poids de l'équipement permanent et les sollicitations de précontrainte. La surcharge d'exploitation (L) est celle qui résulte de l'usage prévu du bâtiment (y compris les charges sollicitant les ponts roulants); elle comprend aussi la surcharge due à la neige, à la glace et à la pluie, ainsi que les surcharges dues aux poussées des sols et aux pressions hydrostatiques.

Au cours de sa vie utile, un bâtiment sera exposé à diverses charges ou sollicitations tels le poids de la neige, les poussées dues au vent ou les variations thermiques qui s'ajouteront au poids de l'ouvrage pour produire des efforts et déformations dans les éléments de la structure. Ces charges doivent donc être prises en compte dans la conception de la structure et des valeurs minimales sont spécifiées dans les codes de calcul^{1.12, 1.13}. Ces charges minimales sont représentatives des conditions normales d'utilisation et d'exposition et sont établies pour certains niveaux de probabilité de dépassement pour une période donnée. Il est important de noter qu'il est fréquent que des structures soient soumises à des charges plus sévères ou d'une nature différente en raison de conditions particulières d'exploitation. Il revient alors au concepteur de vérifier cette possibilité avec le propriétaire ou l'utilisateur de l'ouvrage.

Certaines des sollicitations imposées aux structures sont de nature statique, comme le poids de la charpente ou les forces de précontrainte, mais plusieurs varient suffisamment rapidement dans le temps pour causer des oscillations ou des vibrations de la structure, parfois même des phénomènes de résonance. C'est le cas, par exemple, des forces exercées par le déplacement des personnes, des pressions du vent, des secousses sismiques, ou des forces imposées par des équipements motorisés. L'amplitude des efforts et déformations produits par de tels chargements doit parfois être évaluée par une analyse dynamique faisant intervenir les propriétés dynamiques de l'ouvrage (fréquences, modes, amortissement).

Afin de simplifier les calculs, plusieurs de ces sollicitations dynamiques sont traitées dans les codes sous la forme de charges statiques équivalentes^{1.12, 1.13}. Les pressions du vent et les forces sismiques en sont des exemples. Il faut noter que cette simplification n'est pas toujours permise, selon le type et l'importance de la structure ou l'amplitude des sollicitations, et que certaines situations requièrent tout de même que l'on vérifie si le comportement dynamique de la structure peut compromettre le confort des usagers. C'est le cas des vibrations des planchers causées par la circulation des personnes ou des oscillations des bâtiments élancés produites par le vent. Il faut alors déterminer les efforts et déformations à partir d'une analyse dynamique de la structure.

Les charges sismiques sont établies de façon à ce que la structure puisse résister, sans effondrement, à des séismes de nature exceptionnelle, c'est-à-dire des événements importants ayant une très faible probabilité de se produire. Il n'y a donc pas, à proprement parler, d'états limites d'utilisation à respecter pour la surcharge due aux séismes. Il est cependant admis que la résistance des structures sera suffisante pour limiter les dommages structuraux sous des tremblements de terre plus fréquents mais de plus faible importance. Pour les bâtiments, les références [1.12 et 1.13] imposent aussi des limites aux déformations interétages sous les charges sismiques. Ces limites visent essentiellement à maintenir l'intégrité de la structure sous le séisme de calcul, mais aussi et de façon indirecte, à minimiser les dommages aux éléments non structuraux lors de séismes plus faibles.

1.4.2 Pondération et combinaison des charges

Les charges pondérées sont obtenues en multipliant les charges d'utilisation par les coefficients de pondération des charges. Toutefois, en général, *on pondère les efforts et non les charges*, c'est-à-dire qu'on calcule séparément les efforts dus à chacune des charges d'utilisation, et ensuite on pondère et combine les efforts. C'est la façon la plus pratique de procéder, comme on le verra à l'exemple 1.1. Toutefois, il faut utiliser une approche où on pondère d'abord les charges lorsqu'on procède à une analyse non linéaire de la structure, comme le calcul plastique décrit à la sous-section 1.6.2 ou l'analyse incrémentale expliquée à la sous-section 1.6.5. C'est aussi le cas pour le calcul des effets du deuxième ordre (de type $P-\Delta$) qui sont définis à la sous-section 1.7.4, comme on le verra dans l'exemple 7.4, qui fait suite à l'exemple 1.1.

Les sollicitations dues aux charges pondérées (S_f) sont représentées par l'équation suivante, où les coefficients α sont les *coefficients de pondération des charges*, γ est le *coefficient de risque* et ψ , le *coefficient de simultanéité des charges* :

$$S_f = \alpha_D D + \gamma \psi (\alpha_L L + \alpha_W W + \alpha_T T) \quad (1.6)$$

Dans cette équation, les variables D , L , W et T représentent les efforts dus à chacune des charges d'utilisation définies précédemment.

Pour tenir compte des séismes, la référence [1.12] propose les équations suivantes :

$$S_f = 1,0D + \gamma(1,0E) \quad (1.7)$$

$$S_f = 1,0D + \gamma(1,0L + 1,0E) \quad (\text{aires d'entreposage et de réunion}) \quad (1.8)$$

$$S_f = 1,0D + \gamma(0,5L + 1,0E) \quad (\text{autres usages}) \quad (1.9)$$

L'équation (1.7) est utilisée lorsque D (et L) s'opposent à E , alors qu'on utilise les deux autres lorsque les effets de D , L et E s'additionnent. On note, dans les équations (1.7) à (1.9), que les coefficients de pondération des charges, y compris celui de la charge sismique, sont en général égaux à 1,0. La charge sismique est considérée comme *exceptionnelle* et la valeur prescrite dans le *Code national du bâtiment* correspond à un état limite ultime.

Les valeurs spécifiées dans la référence [1.12] et adoptées par la référence [1.1] pour les coefficients α , ψ et γ sont résumées dans le tableau 1.4.

Tableau 1.4 – Coefficients à considérer pour les charges dans le calcul des bâtiments ^{1.1, 1.12}

α_D	=	1,25 ou 0,85
α_L	=	1,50
α_W	=	1,50
α_E	=	1,0
α_T	=	1,25
ψ	=	1,0 lorsqu'une seule des sollicitations L , W ou T agit avec D
ψ	=	0,7 lorsque deux des sollicitations L , W ou T agissent avec D
ψ	=	0,6 lorsque les trois sollicitations L , W et T agissent avec D
γ	=	1,0 (exceptionnellement : $0,8 \leq \gamma < 1,0$)

La charge permanente est connue avec plus de précision que les surcharges et elle a une variabilité statique moins grande, c'est-à-dire un coefficient de variation plus petit. Par conséquent, le coefficient de pondération de la charge permanente est plus petit.

En général, pour les charges, on s'intéresse aux plus grandes valeurs, c'est-à-dire celles qui dépassent de façon significative la valeur moyenne, d'où les valeurs supérieures à 1,0 pour les coefficients de charge. Toutefois, lorsque la sollicitation due à la charge permanente s'oppose à celle qui est due aux autres charges, il faut considérer les valeurs de la charge permanente inférieures à la moyenne, d'où une valeur égale ou inférieure à 1,0 pour le coefficient de pondération de la charge permanente.

Ainsi, dans le cas de soulèvement et de renversement, la charge permanente a un effet stabilisant qui s'oppose à l'effet déstabilisant produit par les charges latérales dues au vent ou aux séismes. Dans ce cas, il faut utiliser $\alpha_D = 0,85$ pour la charge permanente, selon la référence [1.12].

Le *coefficient de risque* (γ), qui affecte les charges autres que la charge permanente, tient compte des conséquences d'effondrement en fonction de l'usage du bâtiment. Ce coefficient est généralement égal à 1,0. Toutefois, dans certains cas prévisibles quoique exceptionnels, le coefficient γ peut être réduit jusqu'à 0,8, lorsqu'on peut admettre un plus grand risque. C'est le cas des bâtiments pour lesquels on peut démontrer que l'effondrement n'entraînerait aucun risque corporel ou autre conséquence grave.

Le *coefficient de simultanéité des charges* (ψ) affecte les charges autres que la charge permanente qui, par définition, est toujours présente. Ce coefficient prend l'une des valeurs suivantes, selon le cas considéré :

- $\psi = 1,0$ lorsqu'une seule des charges L , W ou T agit avec la charge D ;
- $\psi = 0,7$ lorsque deux des charges L , W ou T agissent avec la charge D ;
- $\psi = 0,6$ lorsque les trois charges agissent avec la charge D .

Le coefficient de simultanéité des charges tient compte du fait que les surcharges sont transitoires et que la probabilité qu'elles atteignent simultanément les valeurs prescrites est très faible.

Ce coefficient s'applique également lorsqu'il s'agit de vérifier les états limites d'utilisation. La *simultanéité d'action des charges d'utilisation* est représentée par la relation suivante :

$$S = D + \psi(L + W + T) \quad (1.10)$$

1.4.3 Pondération des résistances

Les valeurs des coefficients α et ψ définies précédemment s'appliquent à tous les bâtiments couverts par le *Code national du bâtiment*, quel que soit le matériau utilisé pour la charpente. Par contre, les *coefficients de tenue*, aussi appelés coefficients de résistance (ϕ), qui tiennent compte de la variabilité statistique de la résistance, dépendent du matériau choisi pour la charpente. Ainsi, chaque norme spécialisée (acier, béton, aluminium, acier laminé à froid, etc.^{1.1-1.11}) a ses propres valeurs de ϕ . Généralement ces valeurs se ressemblent et elles ont pour limites inférieures et supérieures 0,6 et 0,95, respectivement. Dans cette sous-section, on ne présentera que les coefficients de tenue utilisés dans la norme de calcul des charpentes de bâtiments en acier du Canada^{1.1}.

Les coefficients de tenue donnés dans le tableau 1.5 sont tirés de cette norme et tiennent compte de l'imprécision des équations de calcul de la résistance, de la varia-

bilité des dimensions des pièces, de la variabilité des propriétés mécaniques de l'acier, des imprécisions de construction et du type de rupture.

Comme il est indiqué dans le tableau 1.5, le coefficient de tenue (ϕ) est en général égal à 0,9. Toutefois, dans certains cas, l'utilisation de $\phi = 0,9$ ne couvrirait pas adéquatement la variabilité des équations de calcul de la résistance, observée lors d'essais expérimentaux. Dans ces cas, on a préféré ajuster les équations de calcul de la résistance plutôt que de réduire la valeur de ϕ .

Tableau 1.5 – Coefficients de tenue pour le calcul des charpentes de bâtiments en acier^{1.1}

$\phi = 0,9$	acier structural, en général
$\phi_r = 0,85$	acier d'armature
$\phi_b = 0,8$	boulons
$\phi_{sc} = 0,8$	connecteurs de cisaillement (goujons)
$\phi_{bi} = 0,8$	écrasement de l'âme le long des poutres
$\phi_{bc} = 0,75$	écrasement de l'âme aux extrémités des poutres
$\phi_{br} = 0,67$	pression diamétrale autour des boulons
$\phi_w = 0,67$	soudures
$\phi_{ar} = 0,67$	barres d'ancrage
$\phi_c = 0,6$	béton

Dans les équations utilisées pour le calcul de la résistance des barres d'ancrage et des soudures, et de la résistance à l'écrasement autour des boulons, la valeur du coefficient de tenue est égale à 0,67. On veut ainsi s'assurer que la rupture des pièces assemblées sera atteinte avant celle des connecteurs et avant la rupture par écrasement autour des boulons. Le coefficient de tenue recommandé pour le calcul de la résistance en cisaillement et en traction des boulons fait toutefois exception, puisque $\phi_b = 0,8$ représente une valeur qui s'apparente davantage à la valeur de base (ϕ), qui est égale à 0,9. Dans les versions antérieures de la référence [1.1], ϕ_b était égal à 0,67, comme ϕ_w pour les soudures. La hausse résulte d'un nouveau calcul du coefficient de tenue des boulons A325 et A490, qui tient compte des données statistiques disponibles sur la variabilité de ces boulons à haute résistance.

Dans les équations donnant la résistance à la flexion des poutres mixtes, la valeur du coefficient de tenue est égale à 0,6 pour le béton et à 0,8 pour les goujons reliant la dalle de béton à la poutre d'acier.

En général, dans les charpentes d'acier, la résistance pondérée d'une pièce ou d'un assemblage (terme R_r de l'équation 1.5) s'obtient en multipliant la résistance ultime

par le coefficient de tenue approprié^{1.1}. Il n'y a que deux exceptions et elles concernent les poutres mixtes et les poteaux mixtes. Des ces cas, on utilise des coefficients de tenue partiels pour l'acier ($\phi = 0,9$), pour le béton ($\phi_c = 0,6$), pour l'acier d'armature ($\phi_r = 0,85$) et pour les goujons ($\phi_{sc} = 0,8$), de sorte qu'on obtient la résistance pondérée en flexion ou en compression sans connaître la résistance ultime. Toutefois, il est possible d'utiliser un coefficient de tenue global pour les poutres mixtes, tel qu'expliqué dans la référence [1.14].

1.4.4 Nouvelle définition des charges

La plus récente édition du *Code national du bâtiment du Canada*^{1.13} comporte des modifications *majeures* apportées à la définition des charges, ainsi qu'à la façon de les pondérer et de les combiner, comparée à l'édition antérieure^{1.12, 1.16, 1.17}. La nouvelle approche est analogue à celle adoptée par la norme ISO pour le traitement des charges sollicitant les bâtiments^{1.18}.

Dans les grandes lignes, les deux règles fondamentales énoncées à la sous-section 1.3.4 demeurent inchangées. Les charges structurales sont classées en trois catégories : les charges *constantes* (charges mortes, par exemple), les charges *variables* (charges d'utilisation, neige, vent, etc.) et les charges ou situations *rare*s (séismes, feu, collisions ou explosions). La notation est la même que précédemment, à quelques nuances près. Les nouvelles définitions de charges sont présentées au tableau 1.6.

1.4.5 Pondération et combinaison des charges

Pour la pondération et la combinaison des charges définies dans le tableau 1.6, il faut utiliser une seconde classification, laquelle consiste à appeler *charge principale*, la charge variable qui prédomine dans une combinaison donnée de charges, et *charge d'action concomitante*, la charge variable qui accompagne la charge principale dans une combinaison de charges quelconque.

Le *coefficient de pondération de la charge principale* est celui qui pondère la charge principale et le *coefficient de pondération de la charge d'action concomitante* est celui qui pondère la charge d'action concomitante. Les coefficients de pondération tiennent compte des mêmes variables statistiques que précédemment. Toutefois, les *coefficients de risque* sont définis directement dans le calcul des charges de neige, de vent et de séismes, en fonction de l'usage prévu du bâtiment. On définit ainsi quatre catégories de bâtiments auxquelles correspondent des coefficients de risque adaptés aux différentes charges : les bâtiments qui présentent un risque faible, normal ou élevé de pertes de vies humaines et les bâtiments de protection civile en cas de catastrophe. Ces coefficients ne sont pas présentés ici puisqu'ils sont directement liés au calcul des charges. Ils remplacent le coefficient γ des équations (1.6) à (1.9).

Tableau 1.6 – Définition des charges pour le calcul des bâtiments, selon la référence [1.13]

Charges constantes	
D	= charge permanente
H	= charge due à la poussée latérale des terres et aux pressions hydrostatiques
P	= effet permanent causé par la précontrainte
T	= charge et effet dus aux tassements différentiels, aux variations de température et au retrait, fluage et variations d'humidité du béton
Charges variables	
L	= surcharge due à l'usage, charge de pont roulant, pression des liquides dans les réservoirs
S	= charge due à la neige, à la glace et à la pluie
W	= charge due au vent
T_s	= effet variable à court terme de la charge T
Charge rare	
E	= charge et effet dus aux séismes, composante dynamique de la pression des terres due aux séismes

Les *coefficients de simultanéité des charges* sont directement pris en compte dans la définition des coefficients de pondération des charges d'action concomitantes. Par conséquent, ces derniers tiennent aussi compte de l'intensité probable des charges d'action concomitante lorsqu'elles sont combinées avec les charges principales.

Les combinaisons de charges sont en général établies sur la base des principes suivants^{1.17-1.19} : les charges sont soit constantes (D, H, T, P), soit transitoires (L, S, W, T_s, E). Les charges transitoires ont une durée limitée (L, S, W, T_s) ou se produisent rarement (E). Il est peu probable que les composantes transitoires des différentes charges se produisent simultanément. Ainsi la combinaison critique pour une action structurale donnée (moment fléchissant, charge axiale, ...) est obtenue en combinant les charges constantes pondérées avec la charge variable (ou la charge rare) possédant la composante transitoire la plus élevée, plus les composantes probables de toutes les autres charges variables pouvant agir de façon concomitante.

Ces principes se traduisent de façon concrète en équations équivalentes aux équations (1.6) à (1.10) de l'approche antérieure, pour les états limites ultimes et les états limites d'utilisation.

La simultanéité d'action des *charges variables* est donnée par l'équation suivante :

$$S_f = \sum \alpha_{Gi} G_i + \alpha_{Q1} Q_1 + \sum \alpha_{CQj} Q_j \quad (1.11)$$

Les termes de cette équation se définissent comme suit (voir le tableau 1.6) :

G_i = charge constante (D, H, T ou P);

Q_1 = charge variable principale (L, S , ou W);

Q_i = toute charge variable (L, S , ou W);

α_{G_i} = coefficient de charge principale pour la charge constante G_i ;

α_{Q_1} = coefficient de charge principale pour la charge variable principale Q_1 ;

α_{CQ_i} = coefficient de charge d'action concomitante pour les autres charges variables.

La simultanéité d'action de *charges ou de situations rares* est donnée par l'équation suivante, où E est la charge due aux séismes ou autres charges accidentelles (impacts d'aéronef, de voiture, etc.), à l'exception des incendies, et Q_i représente les charges L et S :

$$S_f = \sum G_i + E + \sum \alpha_{CQ_i} Q_i \quad (1.12)$$

Le tableau 1.7 présente les différents coefficients de pondération des charges (α) utilisés dans les équations (1.11) et (1.12).

Tableau 1.7 – Coefficients de charge (états limites ultimes)^{1.13}

Charge	Coefficient de charge principale α_{G_i} ou α_{Q_1}	Coefficient de charge d'action concomitante α_{CQ_i}
Charge constante :		
D seule	1,4	–
D avec charges variables	1,25 ⁽¹⁾ ou 0,9 ⁽²⁾ ou 1,0 ⁽³⁾	–
H	1,5 ou 0,0 ou 1,0 ⁽³⁾	–
T	1,25	–
P	1,0	–
Charge variable :		
L	1,5 ⁽⁴⁾	0,5 ⁽⁵⁾
S	1,5	0,5 ou 0,25 ⁽³⁾
W	1,4	0,4 ou 0,0 ⁽³⁾
T_s	1,25	–
Charge rare :		
E	1,0	0,0
(1) $1,25 \leq 1 + (0,6/h_{\text{sol}}) \leq 1,5$ où h_{sol} est la profondeur du sol en mètres supportée par la structure. (2) Pour charge permanente en opposition à l'action des autres charges. (3) Lorsque combiné avec une charge rare comme E . (4) 1,25 pour les liquides entreposés dans des réservoirs. (5) 1,0 pour les aires d'entreposage, les aires réservées à l'équipement et les locaux techniques.		

CALCUL DES CHARPENTES D'ACIER

Le tableau 1.8 présente les combinaisons de charges, basées sur les équations (1.11) et (1.12) et proposées dans la référence [1.13], pour le calcul de la résistance et de la stabilité des bâtiments.

Tableau 1.8 – Combinaisons de charges aux fins du calcul aux états limites ultimes

Condition	Combinaison de charges ⁽¹⁾	
	Charges principales	Charges d'action concomitantes
1	1,4D	–
2	(1,25D ou 0,9D) + 1,5L	0,5S ou 0,4W
3	(1,25D ou 0,9D) + 1,5S	0,5L ou 0,4W
4	(1,25D ou 0,9D) + 1,4W	0,5L ou 0,5S
5	1,0D + 1,0E	0,5L + 0,25S

(1) Se référer au Tableau 1.7 ou directement à la Partie 4 de la référence [1.13] pour une description détaillée des coefficients de charge utilisés dans ce tableau.

Tableau 1.9 – Charges et combinaisons de charges proposées pour le calcul des états limites d'utilisation⁽¹⁾

Cas	États limites	Paramètre structural	Charges	Combinaison des charges
1	Vibrations	Accélération	$L_C^{(2)}, W_C^{(2)}$	$L_C^{(2)}$ ou $W_C^{(2)}$
2	Fonctionnement d'équipement mobile	Déformation : Long terme Court terme	$D, H, T_p^{(3)}, P$ L	$D + H + T_p^{(3)} + P$ L
3	Dommages aux éléments non structuraux	Déplacement : Long terme Court terme	$T_p^{(3)}, P$ L, S, W, E	$T_p^{(3)} + P$ $L + \alpha^{(4)}$ ou $S + \alpha^{(4)}L$ ou W ou E
4	Dommages aux éléments structuraux	Contrainte, effort, largeur des fissures	$D, H, L, S, W,$ $E, T_p^{(3)}, T_S^{(5)}$	$D + H + L + T_p^{(3)} +$ $[L$ ou S ou W ou E ou $T_S^{(5)}] +$ charges d'action concomitante

- (1) S et W incluent un coefficient de risque pour la tenue en service.
- (2) L'indice C renvoie aux composantes cycliques des effets de charge (p. ex., accélération).
- (3) T_p inclut le fluage (ou le tassement du sol) sous l'effet de $D + H + L_p + P$, ou L_p est la composante soutenue de la surcharge due à l'usage.
- (4) On suppose habituellement un coefficient de la charge d'action concomitante, α , de 0,5 pour la surcharge due à l'usage, sauf pour les lieux de stockage, pour lesquels on suppose un coefficient de 1,0 et de 0,5 pour la charge due à la neige dans les climats froids.
- (5) T_S est l'effet variable à court terme causé par les déformations imposées dues aux variations de température ou de teneur en humidité ou une combinaison des deux.

Les charges et effets de type T n'apparaissent pas dans le tableau 1.8 puisqu'il a été démontré, par la recherche et par l'expérience, qu'ils n'affectent pas la résistance et la stabilité des systèmes structuraux *ductiles et hyperstatiques*. Lorsqu'une structure ne possède pas ces caractéristiques, les efforts et effets de type T doivent être considérés dans les équations (1.11) et (1.12) avec les coefficients de pondération appropriés, tirés du tableau 1.7.

La simultanéité d'action des *charges d'utilisation* dépend très étroitement de l'état limite considéré et des propriétés des matériaux. Les charges peuvent être combinées sur le modèle des équations (1.11 et 1.12), mais généralement, les charges non pondérées sont considérées individuellement pour les vérifications des états limites d'utilisation. Le tableau 1.9 présente les principales charges et combinaisons qu'il est proposé de considérer pour différents états limites d'utilisation. Les calculs pour les effets à long terme concernent davantage les éléments structuraux associés avec le béton (poutres et poteaux mixtes).

1.4.6 Exemple de calcul

L'exemple de calcul suivant met en application les recommandations des références [1.1] et [1.12] concernant la pondération et la combinaison des charges pour l'analyse du premier ordre d'un portique en acier.

EXEMPLE 1.1

Dans cet exemple, on demande de calculer les efforts et les déformations par une analyse du premier ordre et, ensuite, de pondérer et de combiner les efforts pour la vérification des états limites ultimes. La charge permanente sur la poutre (w_D) est égale à 20 kN/m et la surcharge (w_L) à 30 kN/m (figure 1.4). La charge permanente (P_D) et la surcharge (P_L), qui sollicitent le poteau, proviennent de la portion du bâtiment qui est tributaire du portique et sont transmises au poteau par les poutres situées dans le plan perpendiculaire au portique. Ces charges sont respectivement égales à 120 et 180 kN. La charge de vent (W) est égale à 15 kN. Cette charge a été obtenue en considérant une pression due au vent ayant une probabilité annuelle de dépassement de $1/30$. Il faut utiliser cette pression pour le calcul de la résistance des pièces de la charpente alors que, pour le calcul des déformations dues au vent, on utilise une pression moins élevée, correspondant à une probabilité annuelle de dépassement de $1/10$ ^{1.12}. Pour l'exemple, cette charge est égale à 12 kN.