

Composants métalliques

Conception et dimensionnement

par **Koffi Aho VERCELLINO**

Ingénieur de l'École Centrale de Lyon

Ingénieur Civil du Génie Maritime

Chef du Service Structures Offshore de BOUYGUES-OFFSHORE

1. Conception dans le projet de construction métallique	C 2 550 - 2
2. Méthodologie de dimensionnement	— 4
2.1 Fiabilité et sécurité des structures.....	— 4
2.2 Actions sur les structures.....	— 8
2.3 Schématisation des structures et analyse globale	— 12
2.4 Principes de dimensionnement suivant l'EC 3-DAN.....	— 14
Pour en savoir plus.....	Doc. C 2 553

Cet article, introductif à la série des trois articles consacrés aux composants métalliques, présente les principes généraux qui fondent la conception et le dimensionnement des éléments constituant les structures ou constructions en acier.

Si le dimensionnement des composants est le passage obligé dans l'art de construire, la conception est la démarche qui donne une cohérence et une efficacité optimale au projet ; un article lui est donc explicitement consacré.

À la base de tout dimensionnement, il y a des règlements nationaux ou internationaux qui codifient les dispositions minimales à respecter. Hormis des nuances sur certains points de détail, les principes fondamentaux et les méthodologies des différents règlements sont similaires. La méthodologie de dimensionnement est décrite ici dans les termes des prénormes européennes mais elle est en fait aujourd'hui quasiment universelle. Les principaux éléments de cette méthodologie – la fiabilité et la sécurité des structures, les actions à considérer, la schématisation des structures pour déterminer la répartition des efforts dans la structure, la classification des sections de composants – sont tour à tour exposées.

Les articles sur les composants métalliques sont :

- [C 2 550] Conception et dimensionnement ;
- [C 2 551] Composants tendus et comprimés ;
- [C 2 552] Composants fléchis ;
- [Doc. C 2 553] Pour en savoir plus.

1. Conception dans le projet de construction métallique

Une ossature métallique est constituée de barres ou poutres métalliques reliées entre elles par des assemblages. Une barre ou une poutre désigne une pièce prismatique caractérisée par sa section droite. Les deux dimensions de la section droite sont en général petites devant la longueur de la pièce, ce qui lui donne un aspect filaire (figure 1). La disponibilité d'une très grande variété de sections ou profils permet de faire les choix les plus judicieux en fonction des exigences du projet.

La liaison des barres ou des poutres entre elles s'effectue en fonction des efforts à transmettre d'un élément à l'autre et de la technique d'assemblages retenue : assemblage par boulons ou assemblage par soudage. Les conditions aux limites des éléments ainsi réalisées au travers des assemblages ont une incidence directe sur la distribution des sollicitations dans les éléments et donc sur leur choix. Il en résulte que la conception d'une ossature métallique doit viser une définition simultanée des barres et de leurs assemblages.

La conception des composants de l'ossature métallique doit par ailleurs être conduite en ayant une vision d'ensemble des différentes étapes du projet de construction car les décisions prises à ce stade affecte de façon déterminante l'économie globale du projet. Pour se faire une idée plus précise des enjeux, rappelons qu'un projet de construction métallique peut être schématisé par l'organisation et la séquence des tâches décrites dans le tableau 1. Dans la plupart des cas, le maître d'ouvrage confie les tâches de conception et d'études générales à un bureau d'études spécialisé, très tôt dans le déroulement du projet, à un moment où le constructeur métallique n'est pas encore connu. Le bureau d'études se doit alors d'être très attentif à toutes les contraintes propres au constructeur liées notamment aux études d'exécution, à la fabrication et au montage.

En effet, un projeteur, qui ne prend pas en compte les contraintes liées aux tâches en aval, va s'attacher à définir la structure la plus légère possible. L'optimisation conduite uniquement sur la base du poids va se traduire par une absence de standardisation et un très grand nombre de profils et d'assemblages différents. Sans être exhaustif, énumérons quelques conséquences de cette option :

- les études d'exécution ou de calcul des assemblages vont être beaucoup plus longues donc plus coûteuses ;
- les achats d'acier ne vont pas être optimisés du fait d'un grand nombre de profils différents à commander en plus petites quantités ;
- les fabrications seront plus complexes donc plus coûteuses du fait de nombreux raidisseurs ou renforcements à réaliser ponctuellement.

Outre ces coûts directs, il faut également mentionner tous les coûts indirects liés à la gestion et à la résolution des conflits qui ne manqueront pas d'apparaître entre les différents intervenants du projet.

En conséquence, tout ce qui permet de simplifier les tâches du constructeur est bénéfique pour le projet vu dans son ensemble. Une conception optimale des différents composants de l'ossature métallique suppose ainsi l'observation des principes élémentaires suivants :

- 1 – pousser aussi loin que possible la standardisation des éléments (profils, nuance d'acier) et des assemblages (pièces de liaison, diamètre, longueur et nuance des boulons, etc.) ;
- 2 – adopter des solutions judicieuses permettant d'éviter, dans toute la mesure du possible, les raidisseurs ou les renforcements au niveau des assemblages ;
- 3 – penser à la facilité d'accès pour la réalisation et l'inspection des soudures ;

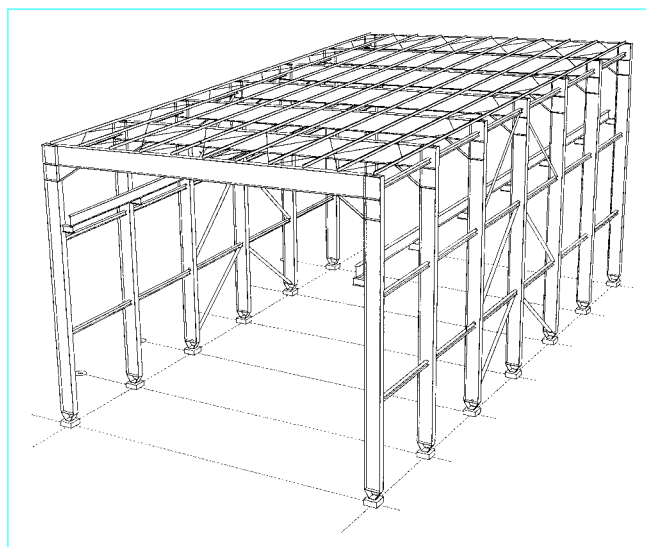


Figure 1 – Exemple d'ossature métallique d'une halle industrielle

4 – mettre au point une procédure de montage et définir complètement le système de stabilisation temporaire correspondant ;

5 – tenir compte de l'incidence des tolérances de laminage et de fabrication des pièces sur leur montage en ménageant des jeux au niveau des assemblages et en prévoyant des cales ou fourrures ;

6 – tenir compte des gabarits de transport et des moyens de levage disponibles sur site dans la définition des sous-ensembles préfabriqués à l'usine.

En ayant à l'esprit ces principes élémentaires de conception, le projeteur définit les composants d'une structure métallique en fonction du cahier des charges du maître d'ouvrage et du contexte réglementaire. Le contexte réglementaire français comprend d'une part les usages ou règles de l'art validés par la pratique et d'autre part, l'ensemble des exigences formulées par les pouvoirs publics à travers les différents règlements ou normes. La période actuelle est caractérisée par la coexistence des règlements nationaux (CM 66, NF P 06-001, NF P 06-013, etc.) déjà anciens avec les nouvelles pré-normes européennes.

Le dimensionnement des composants est exposé ici suivant les pré-normes européennes encore appelées **Eurocodes structuraux**. Ce choix est motivé par deux raisons majeures :

- les Eurocodes vont se substituer à brève échéance aux règlements nationaux (le passage est prévu au 1^{er} janvier 2002) ;
- les Eurocodes intègrent tous les apports récents de la recherche en matière de sécurité des ouvrages, de connaissance des actions de l'environnement, des méthodes de calcul et des capacités de résistance des éléments et profils.

Les Eurocodes structuraux concernant les structures métalliques comprennent :

- l'**Eurocode 1** qui définit les exigences en matière de sécurité, d'aptitude au service et de durabilité des structures ainsi que les actions sur les structures ;
- l'**Eurocode 3** qui porte sur la conception et le calcul des bâtiments et des ouvrages de génie civil en acier ;
- l'**Eurocode 4** qui porte sur la conception et le calcul d'ouvrages mixtes acier-béton ;
- l'**Eurocode 8** qui définit les exigences de tenue au séisme des bâtiments et ouvrages.

Tableau 1 – Organisation et phases d'un projet type de construction métallique

Ordre des phases	Phase du projet	Tâches à effectuer	Fournitures	Intervenant responsable de la phase
1	Études générales ou de conception	<ul style="list-style-type: none"> — Définition du schéma statique d'ensemble — Prédimensionnement des barres ou poutres — Faisabilité des assemblages principaux — Analyse globale de la structure et vérification des barres — Définition des exigences à respecter par les intervenants en aval 	<ul style="list-style-type: none"> — Plans guides donnant la géométrie d'ensemble de l'ouvrage, les profilés et nuance d'acier à utiliser, les conditions de liaison entre les éléments à respecter — Notes de calcul précisant les efforts à transmettre dans les assemblages — Estimatif des quantités — Spécifications techniques pour les études d'exécution, la fabrication, la peinture, le transport et le montage 	Bureau d'études spécialisé indépendant (cas le plus fréquent) ou Bureau d'études du constructeur métallique
2	Études de détail ou d'exécution	<ul style="list-style-type: none"> — Conception et dimensionnement des assemblages — Calepinage des caillebotis, tôle larmée, bardage et couverture 	<ul style="list-style-type: none"> — Plans d'exécution et plans de calepinage — Notes de calcul des assemblages — Nomenclatures et métrés — Plans de montage 	Bureau d'études spécialisé indépendant ou Bureau d'études du constructeur métallique (cas le plus fréquent)
3	Achats matières, fabrication et peinture	<ul style="list-style-type: none"> — Plans de fabrication, barre par barre — Commandes des aciers — Méthodes — Découpe, perçage, assemblage, contrôle, peinture — Montage à blanc éventuellement — Marquage, colisage, expédition ou livraison 	<ul style="list-style-type: none"> — Composants fabriqués et repérés — Liste de colisage — Dossier de fabrication comprenant : <ul style="list-style-type: none"> • plans d'assurance et de contrôle qualité • procédés de soudage et qualification des soudeurs • certificat matière des aciers et des métaux d'apport • procès verbaux d'essais sur coupons soudés • procès verbaux d'essais de résistance de la peinture • procès verbaux de contrôle non destructif • procès verbaux de contrôle dimensionnel 	Constructeur métallique
4	Transport	<ul style="list-style-type: none"> — Chargement à l'usine — Arrimage des pièces — Déchargement sur le site d'implantation de la construction 	<ul style="list-style-type: none"> — Livraison des composants fabriqués — Documents de contrôle de livraison 	Société spécialisée appointée selon la nature des contrats par le constructeur ou par le maître d'œuvre
5	Montage	<ul style="list-style-type: none"> — Inventaire et vérification que les pièces nécessaires telles que définies sur les plans de montage sont disponibles — Méthodologie de montage à élaborer et à faire éventuellement valider par le maître d'œuvre — Règles de sécurité à respecter — Relevé des non-conformités et information de la direction du chantier 	<ul style="list-style-type: none"> — Structure montée — Dossier de montage avec toutes les non-conformités traitées 	Monteur spécialisé indépendant ou service spécialisé du constructeur métallique
6	Maintenance	<ul style="list-style-type: none"> — Politique de maintenance comprenant la périodicité des inspections, les zones critiques à inspecter, les méthodes d'inspection et les critères d'inspection — Réparation éventuelle — Renouvellement de la protection anticorrosion 	<ul style="list-style-type: none"> — Manuel de maintenance élaboré sur la base d'informations fournies par le maître d'œuvre ou le bureau d'études chargé de la conception de l'ouvrage — Rapports d'inspection et de réparation 	Maître d'ouvrage

Ces prénormes européennes sont dites ENV. Chacune d'entre elles intègre un document d'application nationale (DAN) qui invalide, commente et amende certaines dispositions afin d'assurer une continuité avec les pratiques nationales validées par l'expérience. Par la suite, nous désignerons par EC3-DAN l'Eurocode 3, Partie 1.1 et ses annexes, muni du DAN français.

2. Méthodologie de dimensionnement

Le dimensionnement d'une structure métallique se déroule presque toujours dans l'ordre des étapes suivantes :

- 1 – dessin de l'ossature principale ;
- 2 – définition des actions appliquées à la structure ;
- 3 – choix des barres de l'ossature sur la base d'un prédimensionnement ou de l'expérience ;
- 4 – modélisation de la structure, analyse globale et détermination des sollicitations dans les barres ;
- 5 – vérifications diverses des barres ;
- 6 – conception et vérification des assemblages.

À l'issue de l'étape 5, certaines barres peuvent avoir une résistance insuffisante ou être excessivement surdimensionnées ; un ajustement est alors effectué et la procédure est reprise à l'étape 4 par la mise à jour du modèle. Les calculs sont terminés lorsque tous les critères de résistance, de performance et d'économie sont satisfaits.

Chacune des étapes 2 à 6 est balisée par des exigences réglementaires et des principes sous-jacents qu'il convient de connaître.

2.1 Fiabilité et sécurité des structures

Les Eurocodes structuraux reconnaissent explicitement le caractère aléatoire ou incertain des paramètres intervenant dans le dimensionnement d'une structure : charges, propriétés des matériaux, géométrie, modélisation numérique, fabrication, montage, etc. La première exigence fondamentale de l'Eurocode 1, § 2.1 est ainsi formulée :

« Une structure doit être conçue et réalisée de sorte que pendant sa durée de vie escomptée, avec **des niveaux de fiabilité appropriés et de façon économique**, elle reste adaptée à l'usage pour lequel elle a été conçue et elle résiste à toutes les actions et influences susceptibles d'intervenir pendant son exécution et son utilisation. »

Comment définit-on les niveaux de fiabilité ? Le traitement du cas simple d'une barre de traction permet d'introduire les principales notions et d'apprécier intuitivement les problèmes posés. Les variables aléatoires intervenant dans le dimensionnement de la barre peuvent se ramener à l'effort de traction S et la résistance R . La résistance R correspond par exemple à la situation où les contraintes dans une section courante sont toutes égales à la limite élastique. Chaque variable est supposée caractérisée par sa densité de probabilité : $f(s)$ pour l'effort de traction S et $g(r)$ pour la résistance R . La représentation de ces fonctions (figure 2) montre qu'il existe un domaine où la variable résistance R peut être plus petite que la variable effort S . La barre de traction est par conséquent systématiquement affectée d'une **probabilité de défaillance ou de ruine**

P_f qui n'est rien d'autre que la probabilité pour que R soit plus petit que S :

$$P_f = P(R < S) = \iint_D h(s, r) \, dsdr \quad (1)$$

où $h(s, r)$ est la densité de probabilité conjointe des variables S et R . Comme il est raisonnable de supposer que les deux variables sont indépendantes, on a $h(s, r) = f(s)g(r)$.

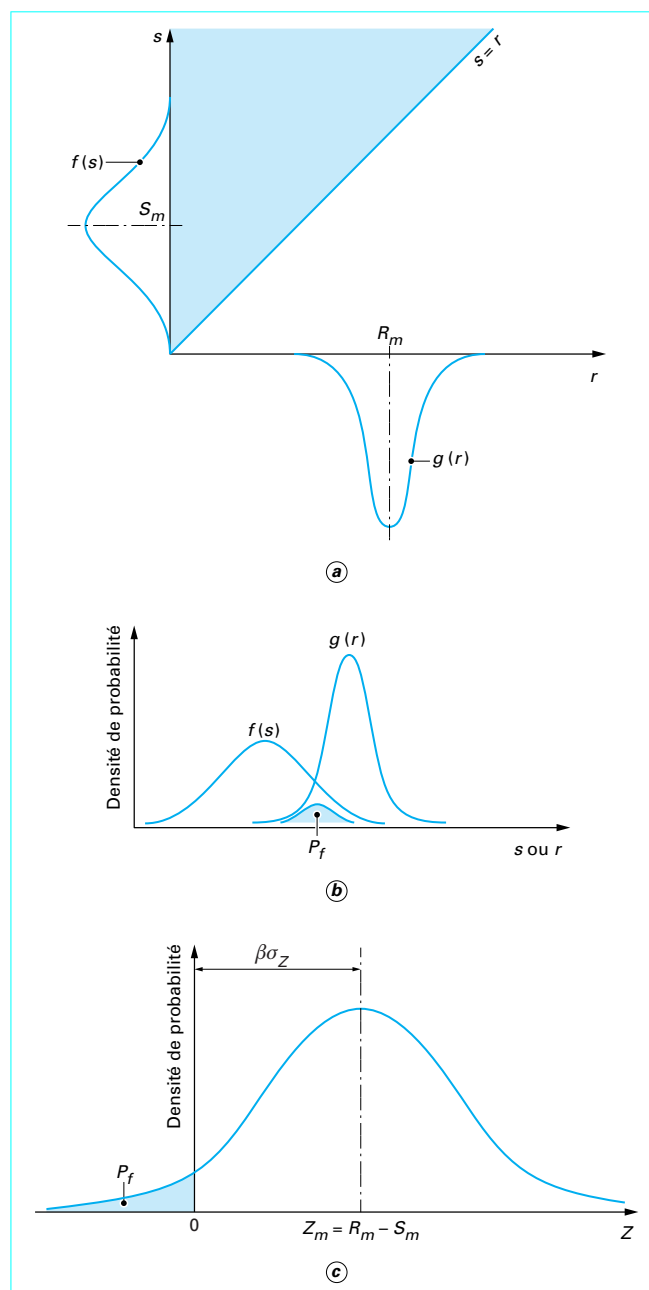


Figure 2 – Densités de probabilité des actions et résistances et probabilité de défaillance

D est le domaine d'intégration : dans le quadrant positif (r, s) de la figure 2 a, c'est le demi-espace bleuté où $s > r$.

En introduisant les fonctions de répartition $F_S(s)$ et $G_R(r)$ correspondant respectivement aux densités de probabilité $f(s)$ et $g(r)$, la probabilité de défaillance P_f peut encore s'écrire :

$$P_f = \int_D h(s, r) \, ds dr = \int_{-\infty}^{+\infty} g(r) \left[\int_r^{+\infty} f(s) \, ds \right] dr \\ = \int_{-\infty}^{+\infty} g(r) \left[1 - \int_{-\infty}^r f(s) \, ds \right] dr = \int_{-\infty}^{+\infty} g(r) [1 - F_S(r)] \, dr \quad (2)$$

La notion d'indice de fiabilité dérive de celle de probabilité de défaillance. Pour l'expliciter ici, supposons que S et R suivent des lois normales avec d'une part S_m et σ_S respectivement la moyenne et l'écart type de la variable sollicitation et d'autre part R_m et σ_R la valeur moyenne et l'écart type de la variable résistance. La variable aléatoire $Z = R - S$ suit aussi une loi normale de moyenne $Z_m = R_m - S_m$ et d'écart type $\sigma_Z = \sqrt{\sigma_S^2 + \sigma_R^2}$.

L'indice de fiabilité β est illustré sur la figure 2 c et défini par la relation :

$$P_f = P(R \leq S) = P(Z \leq 0) = P\left(\frac{Z - Z_m}{\sigma_Z} \leq -\frac{Z_m}{\sigma_Z}\right) \\ = \Phi\left(-\frac{Z_m}{\sigma_Z}\right) = \Phi(-\beta) = \int_{-\infty}^{-\beta} \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \exp(-u^2/2) \, du \quad (3)$$

où Φ est la fonction de répartition de la loi normale centrée réduite. On en déduit les valeurs du tableau 2.

Tableau 2 – Correspondance entre probabilité de défaillance et indice de fiabilité

P_f	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}
β	1,3	2,3	3,1	3,7	4,3	4,8	5,2

La traduction de l'exigence fondamentale de l'Eurocode 1 donc des pouvoirs publics sera de concevoir une structure telle que la probabilité de défaillance pour les différents modes de ruine considérés soit inférieure à une valeur cible P_0 .

Le résultat qui vient d'être exposé s'applique rigoureusement au cas simple d'une éprouvette soumise à un effort de traction. La situation des structures réelles est beaucoup plus complexe car :

- la variable Z est en général une fonction non-linéaire de R et S ;
- la variable S regroupe en réalité des sollicitations de nature différente dont les distributions statistiques ne sont pas identiques ;
- R fait intervenir différents aspects du comportement du matériau de base et des composants, par conséquent, les lois de probabilité de R et S ne sont pas de simples lois normales.

Des méthodes ont néanmoins été élaborées pour se ramener à une relation du type (3). Ces méthodes probabilistes dites de niveau II et III sont difficiles à mettre en œuvre et comportent de nombreuses hypothèses reflétant imparfaitement la réalité. Elles demeurent donc aujourd'hui des outils de recherche et de mise en cohérence de l'approche semi-probabiliste adoptée par les Eurocodes structurels.

L'approche semi-probabiliste ou méthodes de niveau I consiste à identifier :

- tous les modes de ruine potentiels de l'ouvrage ;
- à définir des exigences de comportement ou de performance à respecter.

Elle repose plus précisément sur les notions développées aux paragraphes 2.1.1 et 2.1.2.

2.1.1 Situations représentatives

Au cours de la période de référence de l'ouvrage, égale à 50 ans ou à la durée de vie requise par le maître d'ouvrage, seules font l'objet de calcul les situations les plus représentatives ou les plus critiques. Ces situations critiques correspondent à des combinaisons particulières des diverses actions susceptibles de s'exercer sur l'ouvrage.

Les situations les plus critiques se répartissent en deux groupes :

- les **états limites ultimes ELU** associés à un effondrement ou à d'autres formes de défaillance structurelle pouvant mettre en danger la sécurité des personnes ;
- les **états limites de service ELS** associés à des exigences d'aptitude au service.

Les états limites ultimes des structures métalliques comprennent :

- la perte d'équilibre statique ;
- la ruine par déformation excessive de l'ouvrage ;
- l'instabilité d'une partie ou de la totalité de la structure ;
- la ruine par fatigue.

Les états limites de services concernent :

- les déformations ou les flèches pouvant affecter l'exploitation efficace de la construction ou provoquer des dommages aux finitions ou autres éléments non structurels ;
- les vibrations pouvant incommoder les occupants, endommager le bâtiment ou limiter son efficacité fonctionnelle.

2.1.2 Actions et leurs combinaisons

Une action désigne aussi bien des charges appliquées à la structure que des déformations imposées par les effets thermiques ou des déplacements d'appui.

Trois types d'action sont à considérer :

- les **actions permanentes G** : poids propre de la structure, poids des équipements ;
- les **actions variables d'exploitation ou d'environnement Q** : surcharges d'exploitation, neige, vent, effets thermiques ;
- les **actions accidentelles A** : charges d'explosions, chocs divers, séismes, feu, etc.

La valeur de calcul d'une action est obtenue en faisant le produit d'une valeur représentative de l'action par un coefficient partiel de sécurité.

La valeur représentative de base est la valeur caractéristique (G_k , Q_k , A_k). Suivant l'Eurocode 3, § 2.2.2.2, la valeur caractéristique de l'action correspond :

« soit à la valeur supérieure qui présente une probabilité acceptée a priori de ne pas être dépassée ou à la valeur inférieure qui présente une probabilité acceptée de ne pas être atteinte pendant une certaine durée de référence compte tenu de la durée de vie envisagée de la construction ou de la durée supposée de la situation de projet ; soit à une valeur spécifiée. »

Dans le cas où le choix de la valeur caractéristique repose sur des bases statistiques, la probabilité de ne pas être dépassée est fixée à 5 % pour une durée de référence de 50 ans.

En général, les valeurs caractéristiques pour les charges accidentelles sont spécifiées.

Pour les actions permanentes affectées d'une grande variabilité au cours de la durée de référence de l'ouvrage, on distingue deux valeurs caractéristiques : une valeur supérieure $G_{k\sup}$ et une valeur inférieure $G_{k\inf}$. En pratique, lorsque la différence entre ces deux

valeurs extrêmes n'excède pas 10 %, on ne retient qu'une seule valeur caractéristique.

Pour les charges variables, trois autres valeurs représentatives sont définies comme suit :

— $\Psi_0 Q_k$: valeur de combinaison ; elle est utilisée dans les combinaisons d'états limites ultimes pour les situations durables et dans les combinaisons rares d'états limites de service. Elle tient compte de la probabilité réduite d'une occurrence simultanée des valeurs les plus défavorables de plusieurs actions variables indépendantes ;

— $\Psi_1 Q_k$: valeur fréquente, correspondant approximativement à une valeur qui est dépassée pendant 5 % du temps ; elle est utilisée dans les combinaisons d'états limites ultimes pour les situations accidentelles et les combinaisons fréquentes d'états limites de service ;

— $\Psi_2 Q_k$: valeur quasi permanente correspondant approximativement à une valeur qui est dépassée pendant 50 % du temps ; elle est utilisée dans les combinaisons d'états limites ultimes pour les situations accidentelles et les combinaisons quasi permanentes d'états limites de service.

Une combinaison d'actions résulte de l'application simultanée :

- des actions permanentes ;
- d'une action variable dite de base ;
- des actions variables dites d'accompagnement.

Chaque type d'action est prise à sa valeur de calcul, la valeur de calcul étant obtenue en pondérant la valeur représentative de l'action par le coefficient partiel de sécurité pour l'action considérée.

Le coefficient partiel de sécurité tient compte :

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

Les combinaisons d'actions à considérer doivent couvrir toutes les situations critiques où la structure est susceptible de se trouver. Ces combinaisons comprennent des combinaisons d'états limites ultimes et des combinaisons d'états limites de service.

2.1.2.1 États limites ultimes (autres que fatigue)

■ Situations durables et transitoires

Les situations durables représentent la structure dans les conditions normales d'exploitation alors que les situations transitoires rendent compte de toutes les phases de construction ou de maintenance.

Les combinaisons à considérer peuvent s'écrire sous la forme ;

$$\sum_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (4)$$

avec	$G_{k,j}$	valeur caractéristique de l'action permanente j ,
	$Q_{k,1}$	valeur caractéristique de l'action variable de base,
	$Q_{k,i}$	valeur caractéristique de l'action variable d'accompagnement i ,
	$\gamma_{G,j}$	coefficient partiel de sécurité appliqué à l'action permanente $G_{k,j}$,
	$\gamma_{Q,i}$	coefficient partiel de sécurité appliqué à l'action variable $Q_{k,i}$,
	$\Psi_{0,i}$	coefficient de valeur de combinaison définie précédemment (§ 2.1.2).

Pour les bâtiments, les combinaisons du type (4) peuvent être remplacées par la plus contraignante des combinaisons simplifiées suivantes :

— combinaison avec prise en compte uniquement de l'action variable la plus défavorable :

$$\sum_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} \quad (5)$$

— combinaison avec prise en compte de toutes les actions variables défavorables :

$$\sum_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + 0,9 \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} Q_{k,i} \quad (6)$$

■ Situations de projet accidentelles :

$$\sum_j \gamma_{GA,j} G_{k,j} + A_d + \Psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (7)$$

avec A_d valeur de calcul ou valeur spécifiée de l'action accidentelle,

$\gamma_{GA,j}$ coefficient partiel de sécurité appliqué à $G_{k,j}$ dans le cas de situations accidentelles,

$\Psi_{1,1}$ et $\Psi_{2,i}$ coefficients de valeurs représentatives définies précédemment (§ 2.1.2).

En général, on prend $\gamma_{GA,j} = 1$ à moins que le cahier de charges du projet ne prescrive des valeurs différentes.

2.1.2.2 États limites de service

■ Combinaisons rares

$$\sum_j G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (8)$$

Pour les bâtiments, les combinaisons du type (8) peuvent être remplacées par la plus contraignante des combinaisons simplifiées suivantes :

— combinaison avec prise en compte uniquement de l'action variable la plus défavorable :

$$\sum_j G_{k,j} + Q_{k,1} \quad (9)$$

— combinaison avec prise en compte de toutes les actions variables défavorables :

$$\sum_j G_{k,j} + 0,9 \sum_{i \geq 1} Q_{k,i} \quad (10)$$

■ Combinaisons fréquentes

$$\sum_j G_{k,j} + \Psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (11)$$

■ Combinaisons quasi permanentes

$$\sum_j G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (12)$$

2.1.3 Résistances de calcul

L'analyse globale d'une structure soumise à une combinaison d'actions se traduit par un effet E_d (effort normal, moment de flexion, déformée, etc.). L'exigence de performance ou de non-ruine est respectée lorsque :

$$E_d \leq R_d \quad (13)$$

avec R_d résistance de calcul pour le mode de ruine considéré ou le niveau de performance spécifié.

Dans le cas des ELU :

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_M} \quad (14)$$

avec R_k valeur caractéristique de la résistance considérée,
 γ_M coefficient partiel de sécurité applicable à la résistance caractéristique du matériau.

Pour les propriétés de l'acier (module d'Young, limite élastique, limite à la rupture), les valeurs caractéristiques à retenir sont les valeurs nominales données par les normes de référence de l'Eurocode 3. Pour les structures usuelles, les normes NF EN 10025 et NF EN 10113 fournissent les informations nécessaires.

L'ensemble des valeurs représentatives et des coefficients partiels de sécurité définit le niveau de fiabilité requis par les pouvoirs publics. Les coefficients partiels de sécurité sont calibrés en fonction de l'expérience passée et de l'éclairage apporté par les méthodes probabilistes de niveau II qui permettent de définir des indices de fiabilité et de comparer les différents modes de ruine entre eux. Les tableaux 3, 4 et 5 récapitulent, pour les bâtiments courants, les valeurs des coefficients à utiliser dans les combinaisons de charges et les vérifications.

Tableau 3 – Valeurs des coefficients Ψ_i pour actions variables d'accompagnement

Action variable concernée	Symbole utilisé	Modalités d'application	Valeurs	
			Prénormes européennes	Normes françaises actuelles
Charge imposée Charge d'exploitation <i>* la prénorme européenne est l'ENV-1991-2-1-DAN</i>	Ψ_0	Valeur de combinaison	0,7 pour catégories A à D 1,0 pour catégorie E	$0,87 \times$ valeur tirée de la NF P 06-001
	Ψ_1	Valeur fréquente	0,5 pour catégorie A & B 0,7 pour catégorie C & D 0,9 pour catégorie E	Valeur tirée de NF P 06-001
	Ψ_2	Valeur quasi permanente	0,3 pour catégorie A & B 0,6 pour catégorie C & D 0,8 pour catégorie E	Valeur tirée de NF P 06-001
Vent <i>* la prénorme européenne est l'ENV-1991-2-4-DAN</i> <i>** la norme française actuelle est le DTU P 06-002</i>	Ψ_0	Valeur de combinaison	0,67	0,67
	Ψ_1	Valeur fréquente	0,2	0,2
	Ψ_2	Valeur quasi permanente	0	0
Neige	Ψ_0	Valeur de combinaison	1 ou 0 selon cas compatibles avec vent définis par l'ENV 1991-2-3- DAN	$0,87 \times$ valeur tirée du DTU 06-006
	Ψ_1	Valeur fréquente	$\Psi_1 = 0,15$ si altitude ≤ 500 m $\Psi_1 = 0,30$ si altitude > 500 m	Valeur tirée du DTU 06-006
	Ψ_2	Valeur quasi permanente	$\Psi_2 = 0$ si altitude ≤ 500 m $\Psi_2 = 0,10$ si altitude > 500 m	Valeur tirée du DTU 06-006
Température	Ψ_0	Valeur de combinaison		0,53
	Ψ_1	Valeur fréquente	Prénorme ENV-DAN relative à la température encore en projet	0,5
	Ψ_2	Valeur quasi permanente		0

Tableau 4 – Valeurs des coefficients partiels de sécurité à appliquer aux actions suivant EC3-DAN

Action concernée	Symbole utilisé	Domaine d'application	Valeurs
Action permanente	$\gamma_{G,inf}$	si effet favorable	1,0
	$\gamma_{G,sup}$	si effet défavorable	1,35
Action permanente composée de deux parties	$\gamma_{G,inf}$	pour la partie favorable	1,1
	$\gamma_{G,sup}$	pour la partie défavorable	1,35
Action permanente pour cas accidentel	$\gamma_{G,A}$	situation accidentelle	1,0
Action variable (de base ou accompagnement)	$\gamma_{Q,inf}$	si effet favorable	0
	$\gamma_{Q,sup}$	si effet défavorable	1,5
Action variable pour cas accidentel	$\gamma_{Q,A}$	Situation accidentelle	1,0

Tableau 5 – Valeurs des coefficients partiels de sécurité sur les résistances suivant EC3-DAN

Résistance concernée	Symbole utilisé	Domaine d'application	Valeurs
Résistance des sections	γ_{M0}	Résistance des sections • de classe 1, 2 ou 3	1,0 si acier NF ; 1,1 sinon
	γ_{M1}	• de classe 4	1,1
	γ_{M2}	Résistance de section nette au droit des trous de boulons	1,25
Résistance des éléments	γ_{M1}	Résistance aux instabilités	1,1
Résistance des assemblages	γ_{Mb}	– Assemblages boulonnés	
		• résistance au cisaillement	1,25
	γ_{Mw}	• résistance à la traction	1,50
		– Assemblages soudés	
		• acier Fe 360	1,25
		• acier Fe 430	1,30
γ_{Mj}	• acier Fe 510	1,35	
	– Assemblages tubulaires	1,0	
Résistance des boulons HR au glissement	$\gamma_{Ms,ult}$	– aux ELU	1,10
	$\gamma_{Ms,ult}$	– aux ELU, avec trous surdimensionnés et trous oblongs	1,25
	$\gamma_{Ms,ser}$	– aux ELS	1,20
Coefficient pour charge d'essai de réception		– Poids propre	1,00
		– Autres charges permanentes	1,00
		– Charges variables	1,00

2.2 Actions sur les structures

Les valeurs caractéristiques des différentes actions sont soit définies par des règles ou normes, soit explicitement données par le cahier des charges du maître d'ouvrage. La revue effectuée ici vise à rappeler dans chaque cas le règlement qui s'applique, à fixer les ordres de grandeur et à souligner les difficultés que l'on peut parfois rencontrer.

2.2.1 Actions permanentes

Elles comprennent :

- le poids propre de la structure ;

- les poids de toutes les superstructures (bac acier, dalles béton, couverture, bardage, vitrage, etc.) ;

- les poids des équipements implantés sur les différents planchers de la structure.

L'Eurocode 1-partie 2.1 donne les valeurs nominales des poids volumiques qui peuvent être utilisées pour l'évaluation des poids propres des structures et de certaines superstructures. Pour la plupart des superstructures, les catalogues fournisseurs de produits donnent les valeurs nominales des poids volumiques à utiliser.

L'évaluation des charges permanentes ne pose aucune difficulté particulière sauf qu'il faut veiller :

- à faire une revue exhaustive de toutes les superstructures et équipements ;

- à prévoir des marges sur les poids des équipements si ceux-ci ne sont pas connus avec certitude au moment où les calculs démarrent ;

- à prévoir des marges sur les poids propres de structure afin de tenir compte des renforcements ponctuels et des assemblages.

2.2.2 Actions variables d'exploitation

Elles comprennent :

- a – les charges résultant du fonctionnement des équipements ;

- b – les charges de produits stockés dans les bâtiments de stockage ;

- c – les surcharges d'exploitation sur les planchers des bâtiments ;

- d – les charges mobiles de ponts roulants.

Les charges variables de fonctionnement des équipements sont en général données par le cahier des charges du client ou à défaut par les fournisseurs.

Les charges de produits stockés et les surcharges d'exploitation sur plancher peuvent être définies dans le cahier des charges du client. À défaut, l'Eurocode 1-partie 2.1 fournit les éléments nécessaires pour évaluer ces charges ; le tableau 6 donne par exemple, pour quelques bâtiments types, les surcharges à considérer.

Tableau 6 – Charges d'exploitation sur les planchers des bâtiments

Catégorie	Usage spécifique	Exemples	q_k (kN/m ²)	Q_k (kN)
A	Activités domestiques et résidentielles	Pièces des bâtiments résidentiels et des maisons ; chambres et salles des hôpitaux ; chambres d'hôtels et de foyers ; cuisines et sanitaires	1,5	2,0
B	Bureaux		3,0	2,0
C	Lieux de rassemblement de personnes (à l'exception des surfaces des catégories A, B, D et E)	C1 : Locaux avec tables, etc., par exemple : écoles, cafés, restaurants, salles de banquet, salles de lecture, salles de réception, etc.	2,5	3,0
		C2 : Locaux avec sièges fixés, par exemple : églises, théâtres ou cinémas, salles de conférence, amphithéâtres, salles de réunion, salle d'attente, etc.	4,0	4,0

Tableau 6 – Charges d'exploitation sur les planchers des bâtiments (suite)

Catégorie	Usage spécifique	Exemples	q_k (kN/m ²)	Q_k (kN)
		C3 : Locaux sans obstacles à la circulation des gens, par exemple : salles de musée, salles d'exposition, etc. et locaux d'accès des bâtiments publics et administratifs, des hôtels etc.	5,0	4,0
		C4 : Locaux permettant des activités physiques, comme les dancings, les salles de gymnastique, les scènes, etc.	5,0	7,0
		C5 : Locaux susceptibles d'être surpeuplés, par exemple : dans les bâtiments destinés aux réunions publiques comme les salles de concert, les salles de sport y compris les tribunes, terrasses et aires d'accès, etc.	5,0	4,0
D	Surfaces commerciales	Boutiques et magasins de détail, à l'exclusion des grandes surfaces et des entrepôts qu'il faut traiter comme la catégorie E	5,0	4,0
E	Surfaces susceptibles de recevoir une accumulation de marchandises, y compris les aires d'accès	Aires de stockage incluant les bibliothèques. Les charges ci-contre doivent être considérées comme les charges minimales, à moins de charges définies spécifiquement par le projet.	6,0	7,0

La charge répartie q_k est à appliquer sur les surfaces d'influence de la façon la plus défavorable pour les différents composants de la structure. Pour certains bâtiments à plusieurs étages, des dégressions de charges suivant le nombre d'étages peuvent être prises en compte si tous les planchers sont simultanément chargés : le règlement en précise les modalités.

La charge concentrée Q_k doit être prise en compte pour les vérifications locales et ne doit pas être superposée à la charge répartie. Elle doit être considérée comme agissant en tout point du plancher sur une surface carrée de 50 mm de côté.

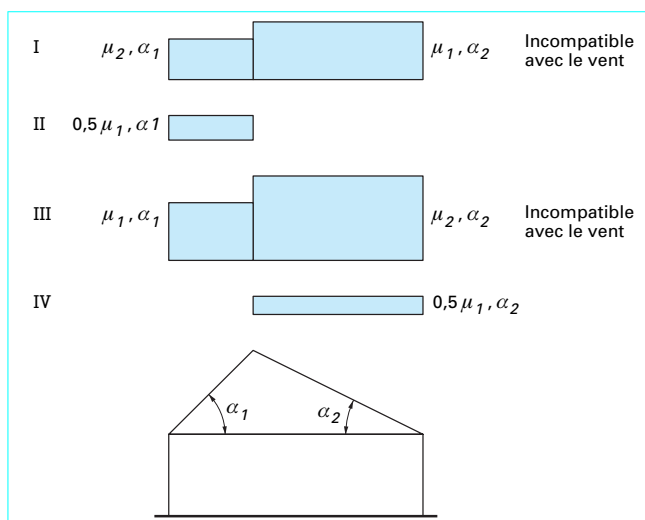
Les charges exercées par les ponts roulants sur la structure font l'objet de l'Eurocode 1-partie 5 qui n'est pas encore une norme expérimentale française. En attendant leur parution, les actions peuvent être évaluées en utilisant les recommandations du CTICM (cf. [Doc. C 2 553]).

La principale difficulté présentée par les ponts roulants ou les charges mobiles est d'établir la liste exhaustive de toutes les positions du pont et du chariot à considérer pour couvrir les situations critiques de tous les composants.

2.2.3 Neige

Les charges de neige à prendre en compte sont normalement réglementaires. La partie 2.3-DAN de l'Eurocode 1 définit la **charge répartie de base** due à la neige par l'une ou l'autre des deux relations suivantes :

$$s_i = \mu_i s_k + s_1 \quad (15)$$

**Figure 3 – Dispositions de charges de neige à considérer pour toiture à deux versants**

$$s_a = \mu_i s_A + s_1 \quad (16)$$

avec μ_i coefficient de forme de la charge de neige,
 s_k valeur caractéristique de la charge de neige sur le sol,
 s_A action accidentelle de neige qui rend compte des cas où la pluie tombe immédiatement après la neige,
 s_1 majoration forfaitaire pour faibles pentes de toiture.

La charge répartie de base doit être appliquée dans la direction verticale sur la projection horizontale de la surface de la toiture. Au sens des règles de combinaison du paragraphe 2.1.2 la relation (15) correspond à la neige considérée comme une action variable alors que la relation (16) définit une action accidentelle.

Les valeurs de s_k et s_A à considérer dépendent de l'implantation géographique de l'ouvrage. L'annexe A5 de la norme précise le zonage par canton de la France métropolitaine. Le tableau 7 donne, pour chacune des six zones définies et pour des altitudes inférieures à 200 m, les valeurs de s_k et s_A à utiliser. Pour des altitudes plus élevées, des lois de variation sont données par la norme.

Tableau 7 – Valeurs caractéristiques des charges de neige pour des altitudes inférieures à 200 m

Zone	1A	1B	2A	2B	3	4
s_k (kN/m ²)	0,45	0,45	0,55	0,55	0,65	0,90
s_a charge accidentelle (kN/m ²)		1,00	1,00	1,35	1,35	1,80

Pour la majoration forfaitaire s_1 , il faut prendre les valeurs suivantes :

- $s_1 = 0,2$ kN/m² lorsque la pente de la toiture est inférieure ou égale à 3 %,
- $s_1 = 0,1$ kN/m² lorsque la pente de la toiture est comprise strictement entre 3 et 5 %.

Le coefficient de forme μ_i dépend d'une part de la forme et de la pente de la toiture et d'autre part des dispositions de charges à considérer. Dans le cas par exemple des toitures à deux versants, la figure 3 illustre les quatre dispositions de charge à prendre en compte. Le tableau 8 donne les expressions correspondantes de μ_1 et μ_2 en fonction de la pente de la toiture. Parmi les différentes configurations, certaines ne sont pas compatibles avec les charges de

vent ; dans l'exemple de la figure 3, il s'agit des configurations I et III.

Tableau 8 – Coefficients de forme pour toitures à deux versants

Angle du versant sur l'horizontale	$0^\circ \leq \alpha \leq 15^\circ$	$15^\circ < \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
Coefficient de forme μ_1	0,8	0,8	$\frac{0,8(60 - \alpha)}{30}$	0,0
Coefficient de forme μ_2	0,8	$0,8 + 0,6(\alpha - 15)/30$	$\frac{1,1(60 - \alpha)}{30}$	0,0

2.2.4 Vent

Il est vivement recommandé d'appliquer le projet de norme expérimentale européenne Eurocode 1-partie 2-4-DAN concernant le vent car il intègre :

— un zonage de la France basé sur des relevés météorologiques plus récents et plus complets que ceux qui étaient disponibles lors de l'établissement des règles Neige et Vent NV 65/99 actuelles ;

— les derniers apports de la recherche en matière d'effets du vent sur les structures.

Pour les bâtiments usuels, l'Eurocode 1-partie 2-4-DAN définit la **pression aérodynamique** caractéristique exercée par le vent sur les surfaces intérieure ou extérieure d'une façade par les relations suivantes :

$$q_{ke} = q_{ref} c_e(z_e) c_{pe} \quad (17)$$

$$q_{ki} = q_{ref} c_e(z_i) c_{pi} \quad (18)$$

avec $q_{ref} = \frac{1}{2} \rho V_{ref}^2$ pression dynamique moyenne de base,

ρ masse volumique de l'air, pris égal à 1,225 kg/m³,

V_{ref} vitesse de référence donnée par la carte des zones de vent,

$c_e(z_e)$ et $c_e(z_i)$ coefficients d'exposition,

c_{pe} et c_{pi} coefficients de pression respectivement sur les parois extérieure et intérieure de la façade considérée,

z_e et z_i hauteurs de référence à considérer conformément à la norme pour le calcul des coefficients d'exposition.

La pression nette s'exerçant sur la façade est la différence algébrique des pressions sur les parois extérieure et intérieure ($q_k = q_{ke} - q_{ki}$) avec la convention suivante : la pression est comptée positivement lorsque le vent est dirigé vers la paroi (surpression) et négativement lorsque le vent s'en éloigne (dépression ou succion).

La vitesse de référence V_{ref} est une vitesse moyennée sur 10 min, mesurée à 10 m de hauteur, en site plat et peu rugueux (catégorie de terrain II au sens de la norme). Elle correspond à un vent ayant une période de retour de 50 ans, ce qui signifie qu'elle est observée en moyenne une fois tous les 50 ans. Le tableau 9 donne les vitesses de référence et les pressions dynamiques correspondantes pour les cinq zones françaises.

Tableau 9 – Vitesses de référence et pressions dynamiques des cinq zones françaises

Zone	1	2	3	4	5 (1)
V_{ref} (m/s)	24,0	26,0	28,0	30,0	34,0
q_{ref} (daN/m ²)	35,3	41,4	48	55,1	70,8

(1) La zone 5 correspond aux départements d'outre-mer : Guadeloupe, Martinique, Réunion, Mayotte

Le coefficient d'exposition $c_e(z)$ dépend de la topographie et de la rugosité du site de construction ainsi que de la hauteur par rapport au sol z . La rugosité est d'autant plus forte qu'il y a des obstacles au sol entraînant un $c_e(z)$ d'autant plus faible. Le tableau 10 définit les différentes catégories de terrain ainsi que les paramètres permettant d'évaluer $c_e(z)$. La figure 4 illustre les variations de $c_e(z)$ avec la rugosité et la hauteur de référence z pour un site relativement plat dont la pente est inférieure à 5 %.

Tableau 10 – Coefficient d'exposition $c_e(z)$ et catégories de terrain pour site plat (pente $\leq 5\%$)

Catégories de terrain	k_T	z_0 (m)	z_{min} (m)	k_R
1. Mer ; lacs et plans d'eau parcourus par le vent sur une distance d'au moins 5 km	0,16	0,005	2	0,16
2. Rase campagne, avec au non quelques obstacles isolés (arbres, bâtiments...) ; aéroports	0,19	0,05	4	0,19
3. Campagne avec des haies, vergers, petits bois, bocage, habitat dispersé	0,21	0,20	7	0,20
4. Zone urbanisée, industrielle ou forestière	0,23	0,75	12	0,21
5. Zones urbaines dans lesquelles les bâtiments occupent au moins 15 % de la surface et ont une hauteur moyenne supérieure à 15 m	0,25	2	20	0,21
$c_e(z) = \left[k_T \ln \left(\frac{z}{z_0} \right) \right]^2 + 7 k_T k_R \ln \left(\frac{z}{z_0} \right) \quad \text{pour } z_{min} \leq z \leq 200 \text{ m}$ $= c_e(z_{min}) \quad \text{pour } z < z_{min}$ <p>k_T, z_0 et k_R sont des paramètres empiriques de rugosité de terrain</p>				

La figure 5 et le tableau 11 définissent les valeurs et la distribution de c_{pe} à considérer pour les parois verticales d'un bâtiment à base rectangulaire. La norme donne deux valeurs de c_{pe} , l'une $c_{pe,1}$ s'appliquant à des parois de moins de 1 m² et l'autre $c_{pe,10}$ à des parois ayant une surface supérieure ou égale à 10 m². Pour des surfaces intermédiaires, la valeur de c_{pe} est obtenue par interpolation logarithmique entre les deux valeurs extrêmes précédentes.

Pour les bâtiments industriels courants, les valeurs de c_{pi} à utiliser sont :

- $c_{pi} = + 0,8$ pour les parois au vent,
- $c_{pi} = - 0,5$ pour les parois sous le vent.

2.2.5 Température

La température est définie par l'ENV 1991-2-5. Les différences de température extrêmes à considérer en France sont $- 33^\circ\text{C}$ et $+ 25^\circ\text{C}$

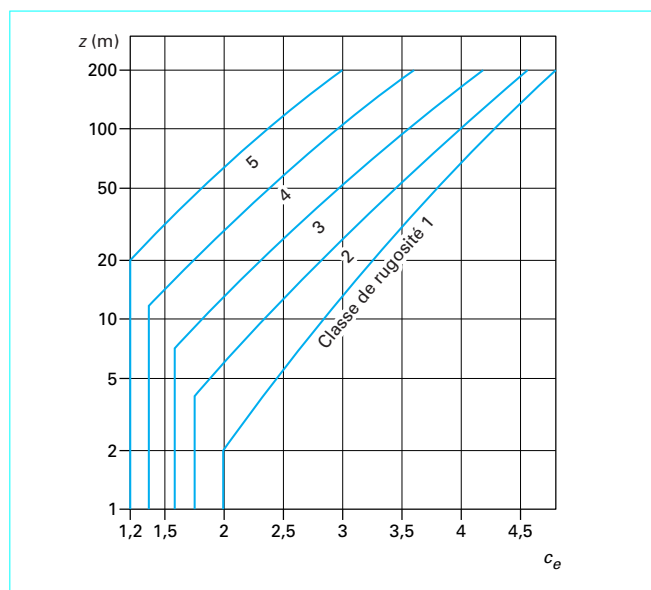


Figure 4 – Coefficient d'exposition $c_e(z)$ pour un site de pente inférieure ou égale à 5 %

par rapport à la température de montage ; elles correspondent respectivement à des déformations linéaires de $\Delta\epsilon = -4 \cdot 10^{-4}$ et $3 \cdot 10^{-4}$.

En général, l'incidence de la température est mineure sur les bâtiments courants si l'on a pris soin de ménager des joints de dilatation. Un joint de dilatation doit être prévu dans un bâtiment tous les 60 m environ.

2.2.6 Séisme

Conformément à la norme française dite Règles PS 92 en vigueur l'action sismique doit être considérée comme une action accidentelle et donc faire l'objet des combinaisons de calcul accidentelles au sens du paragraphe 2.1.2.

Les Règles PS 92 s'appliquent à des bâtiments ou ouvrages à risque normal, c'est-à-dire pour lesquels, les conséquences du séisme demeurent circonscrites à leurs occupants et à leur environnement immédiat. Tout autre bâtiment est dit à risque spécial et doit faire l'objet d'une spécification particulière de la part du maître d'ouvrage : c'est le cas par exemple des bâtiments d'une centrale thermique nucléaire.

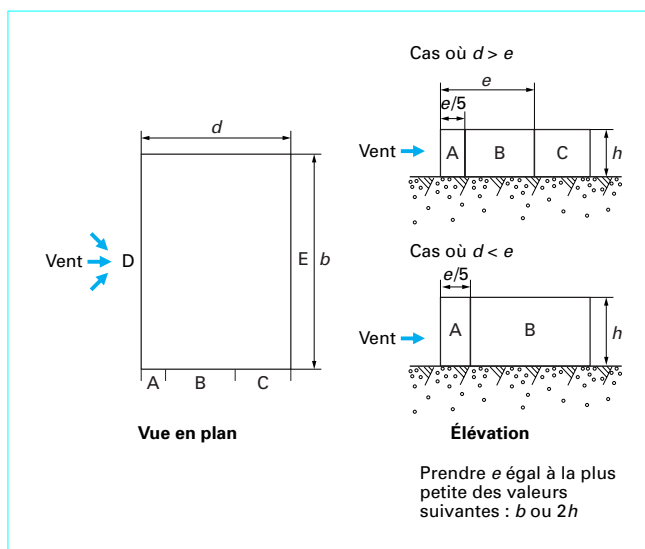


Figure 5 – Vent : légendes pour les parois verticales

Pour les ouvrages à risque normal, l'action sismique est définie par un **spectre d'accélération** :

$$R(T) = a_N R_D(T) \rho \tau \quad (19)$$

avec a_N accélération nominale,
 $R_D(T)$ spectre de dimensionnement normalisé,
 ρ coefficient correctif d'amortissement à appliquer lorsque l'amortissement de la structure à dimensionner est différent de 5 %,
 τ coefficient de correction topographique qui permet de rendre compte du caractère critique des ouvrages situés en rebord de crête,
 T période propre de l'ouvrage.

L'accélération nominale caractérise la sévérité du séisme à considérer. Sa valeur dépend de la zone de sismicité et de la classe de risque de l'ouvrage. Le zonage sismique de la France est défini par le décret n° 91-461 du 14 mai 1991 et les classes de risque sont précisées par l'arrêté du 29 mai 1997. Le tableau 12 récapitule les différentes valeurs à utiliser.

Le spectre de dimensionnement normalisé $R_D(T)$ dépend de la période propre et de la nature du sol. La figure 6 extraite des règles PS 92 donne le spectre $R_D(T)$ pour 4 types de sol, du plus raide S0 au plus mou S3. Les règles PS 92 fournissent en outre des critères précis permettant d'identifier le type de sol du projet.

Tableau 11 – Coefficient de pression extérieure pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire

Zones	A		B		C		D		E	
d/h (1)	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
≤ 1	-1,0	-1,3	-0,8	-1,0	-0,5		+0,8	+1,0	-0,3	
≥ 4	-1,0	-1,3	-0,8	-1,0	-0,5		+0,8	+1,0	-0,3	

d et h sont les dimensions du bâtiment indiquées sur la figure 5

(1) les valeurs de c_{pe} pour $1 < d/h < 4$ peuvent être déterminées par interpolation linéaire entre les valeurs du tableau

les valeurs de c_{pe} pour des parois dont la surface A est strictement comprise entre 1 m^2 et 10 m^2 sont données par la relation : $c_{pe} = c_{pe,1} + (c_{pe,10} - c_{pe,1}) \lg A$

Tableau 12 – Accélérations nominales a_N (en m/s^2) pour les ouvrages à risque normal et suivant la zone de sismicité

Zones de sismicité	Classe d'ouvrages			
	A	B	C	D
0				
I _a		1,0	1,5	2,0
I _b		1,5	2,0	2,5
II		2,5	3,0	3,5
III		3,5	4,0	4,5

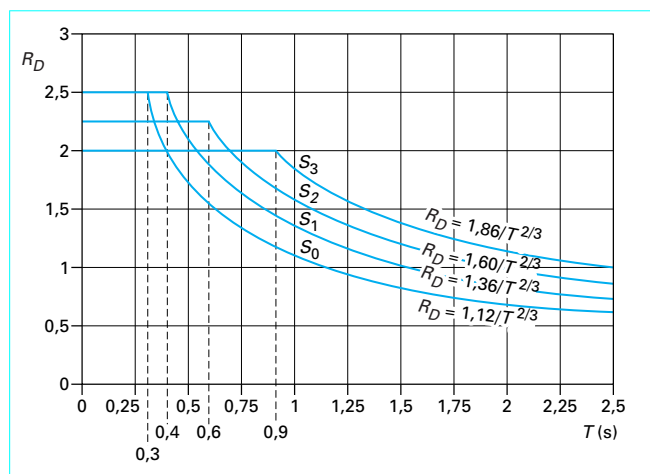


Figure 6 – Spectres horizontaux de dimensionnement normalisés $R_D(T)$

L'action $R(T)$ résultante est un spectre de réponse que l'on peut utiliser pour effectuer une analyse dynamique appropriée de la structure ou une accélération que l'on applique de façon statique aux différentes masses de la structure. $R(T)$ est à appliquer dans les deux directions horizontales principales de la structure. Dans la direction verticale, l'accélération ou le spectre à appliquer correspond aux 2/3 de $R(T)$.

Dans les cas où l'on effectue une analyse dynamique, on veillera à établir une cohérence entre distribution des masses introduites pour l'évaluation des modes propres de la structure et les charges d'exploitation à considérer dans les combinaisons de calcul.

2.2.7 Autres charges accidentelles

Les autres charges accidentelles susceptibles d'être rencontrées comme l'explosion, le choc ou l'incendie doivent être définies par le maître d'ouvrage dans la mesure où il n'existe pas de norme générale. Cette norme serait d'ailleurs difficile à établir tant la variété des situations possibles est grande.

Le projeteur doit veiller également à ce que le maître d'ouvrage précise, pour le niveau de l'action spécifié, les critères de performance ou de résistance que l'ouvrage devra respecter.

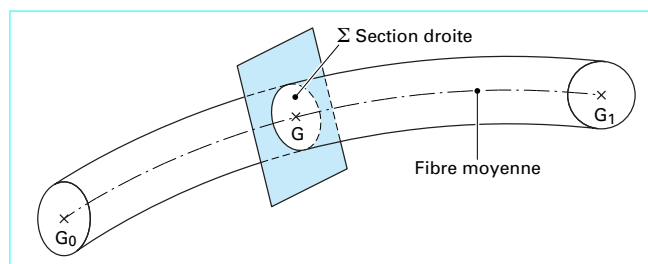


Figure 7 – Schématisation « poutre »

2.3 Schématisation des structures et analyse globale

Le but de l'analyse globale est d'abord de déterminer la distribution des sollicitations à l'intérieur des différents composants de la structure. Le comportement mécanique d'une ossature métallique sous les charges qui lui sont appliquées est correctement décrit par la théorie des poutres. Pour un exposé détaillé de celle-ci, on se reportera à l'article [C 2 010], ref. [5] mais il convient d'en rappeler ici les hypothèses fondamentales.

2.3.1 Hypothèses de la théorie des poutres et analyse linéaire

La théorie des poutres est construite à partir de trois hypothèses fondamentales.

Schématisation « poutre » : la poutre est un solide engendré par une section Σ dont le centre de gravité décrit une courbe G_0G_1 (figure 7). La section Σ est normale en tout point G à la courbe G_0G_1 appelée fibre moyenne. La longueur de la fibre moyenne est la longueur de la poutre L . Les dimensions de la section Σ sont petites devant la longueur de la poutre, en général elles doivent être inférieures à $L/5$.

Hypothèse de Navier-Bernoulli généralisée : deux sections droites Σ et Σ' voisines initialement sont après déformation superposables par simples déplacements : translations et rotations de solides.

Hypothèse de St-Venant : les contraintes et déformations dans une section quelconque Σ , éloignée des points d'application des forces extérieures d'une distance égale à la plus grande dimension transversale, ne dépendent que de la résultante des forces extérieures appliquées à l'une des deux parties de la poutre séparée par Σ .

La poutre est alors entièrement définie par les caractéristiques mécaniques de la section courante Σ (aire, inertie, module d'inertie, etc.) et la géométrie de la fibre moyenne. Les efforts appliqués à la poutre sont schématisés comme charges ponctuelles ou charges réparties le long de la fibre moyenne. Les sollicitations résultantes sont obtenues sous la forme de torseurs d'efforts (trois forces et trois moments) en chaque point de la fibre moyenne. Des relations simples reliant les torseurs d'efforts aux caractéristiques mécaniques de la section permettent de déduire les contraintes dans la section.

L'application de la théorie des poutres à des structures simples comme les poutres continues, les portiques simples, les treillis conduit à des solutions analytiques complètes. Ces solutions font l'objet de formulaires [3] et [4] très utiles pour effectuer un prédimensionnement. En revanche, pour les structures réelles, plus complexes, le recours à des méthodes numériques est nécessaire ; il faut alors utiliser des logiciels de calcul pour réaliser efficacement l'analyse globale de la structure.

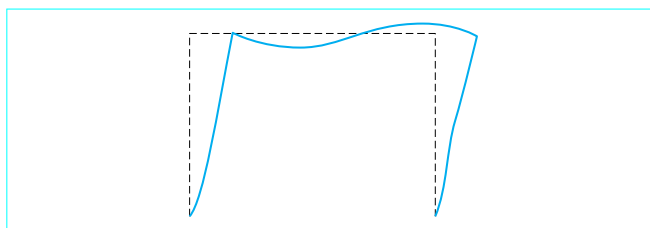


Figure 8 – Mode d'instabilité à nœuds déplaçables d'un portique à un niveau

Les logiciels de calcul les plus couramment utilisés par les bureaux d'études, comme par exemple ROBOT ou FASTRUDL, sont basés sur la théorie linéaire ou au premier ordre des poutres qui suppose, outre les hypothèses déjà énoncées, que :

— les déplacements des sections sont petits : les équations d'équilibre sont écrites en prenant la géométrie de la structure non déformée ;

— le matériau, notamment l'acier, a un comportement élastique linéaire : effort et déformation sont proportionnels et il y a réversibilité c'est-à-dire que la structure revient à son état initial dès que la perturbation qui l'en a écartée disparaît.

2.3.2 Méthodes d'analyse globale selon l'EC 3-DAN

Outre l'analyse linéaire classique, l'EC3-DAN autorise l'utilisation de méthodes d'analyses non linéaires prenant en compte :

- les effets du second ordre ou P-Delta, induits par le changement de géométrie de la structure ;
- les imperfections géométriques inhérentes à la construction des structures ;
- le comportement réel des assemblages ;
- la plasticité et la redistribution des efforts qui peut en résulter.

La mise en œuvre de ces nouvelles approches se traduit par une meilleure utilisation de la matière.

Pour mener ces analyses non linéaires, il faut en toute rigueur disposer de logiciels de calcul spécifiques, comme PEP-MICRO, ABAQUS ou ANSYS, encore très rares dans la plupart des bureaux d'études. Pour contourner la difficulté et permettre aux bureaux d'études de continuer à utiliser la méthode de l'analyse globale élastique linéaire qui leur est familière, l'EC 3-DAN préconise différentes approches en fonction de l'importance des effets du second ordre.

L'importance des effets du second ordre sur une ossature est mesurée par sa déformabilité latérale à travers le **coefficient d'amplification critique α_{cr}** . Par définition,

$$\alpha_{cr} = \frac{V_{cr}}{V_{Sd}} \quad (20)$$

avec V_{Sd} valeur de calcul de la charge verticale totale,
 V_{cr} valeur critique élastique de la charge verticale totale pour l'instabilité suivant le mode à nœuds déplaçables ; une instabilité à nœuds déplaçables est illustrée sur la figure 8 pour un portique à un niveau.

Pour les ossatures de bâtiments réguliers à étages, on peut obtenir une évaluation approchée de α_{cr} à partir d'une analyse globale élastique linéaire par la relation :

$$\alpha_{cr} = \frac{h}{\delta} \frac{H}{V} \quad (21)$$

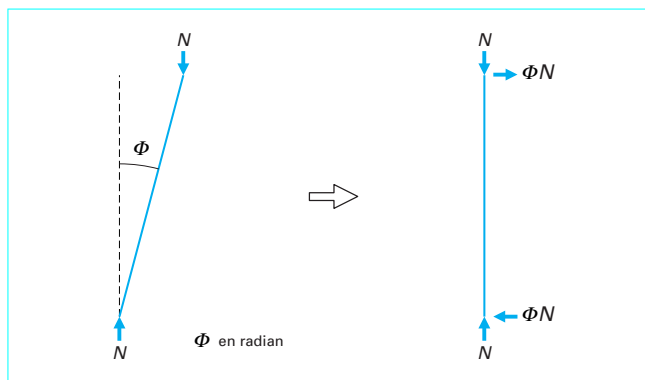


Figure 9 – Forces horizontales équivalentes aux imperfections initiales d'aplomb

avec δ déplacement horizontal à la partie supérieure de l'étage i par rapport à la partie inférieure,
 h hauteur de l'étage,
 H réaction horizontale totale à la partie inférieure de l'étage,
 V réaction verticale totale à la partie inférieure de l'étage.

La relation (21) est appliquée à tous les étages et le coefficient d'amplification critique à retenir est la plus petite de toutes les valeurs calculées.

En pratique, on peut considérer qu'un bâtiment à étages est régulier s'il peut se prêter à un dimensionnement par structures planes. La relation (21) doit par conséquent être évaluée dans chaque plan de stabilité verticale de l'ouvrage.

La valeur de α_{cr} permet d'opérer une distinction entre ossatures rigides et ossatures souples.

L'ossature est dite rigide si $\alpha_{cr} \geq 10$. L'analyse globale élastique linéaire (au premier ordre) décrit parfaitement le comportement de la structure. Les imperfections géométriques sont prises en compte par des charges horizontales équivalentes comme indiqué sur la figure 9. La vérification locale au flambement des composants est effectuée en supposant que les extrémités de chaque composant sont fixes.

L'ossature est dite souple si $\alpha_{cr} < 10$. Les effets du second ordre deviennent non négligeables. Quatre méthodes différentes peuvent être mises en œuvre ; elles sont brièvement exposées ci-après.

1 – Utiliser un logiciel spécifique qui dispose d'une formulation non linéaire des équilibres permettant de tenir compte directement des effets P-Delta.

2 – Appliquer une procédure itérative avec un logiciel classique au premier ordre. À l'issue de la première analyse, on détermine pour chaque barre les efforts ΦN (figure 9). Ces efforts sont ajoutés aux efforts déjà appliqués à la structure puis on reprend le calcul, ainsi de suite jusqu'à convergence. La vérification locale du flambement se fait à nœuds fixes.

3 – Dans le cas où $4 < \alpha_{cr} < 10$, un seul calcul linéaire peut être effectué. Les moments dus à la déformation latérale (moments associés à la translation horizontale du sommet) doivent être

ensuite amplifiés par le coefficient $A = \frac{1}{1 - \frac{1}{\alpha_{cr}}}$. La vérification

locale de flambement des barres se fait à nœuds fixes.

4 – La dernière possibilité consiste à utiliser l'analyse élastique linéaire et à pondérer les moments par 1,2 puis à vérifier localement

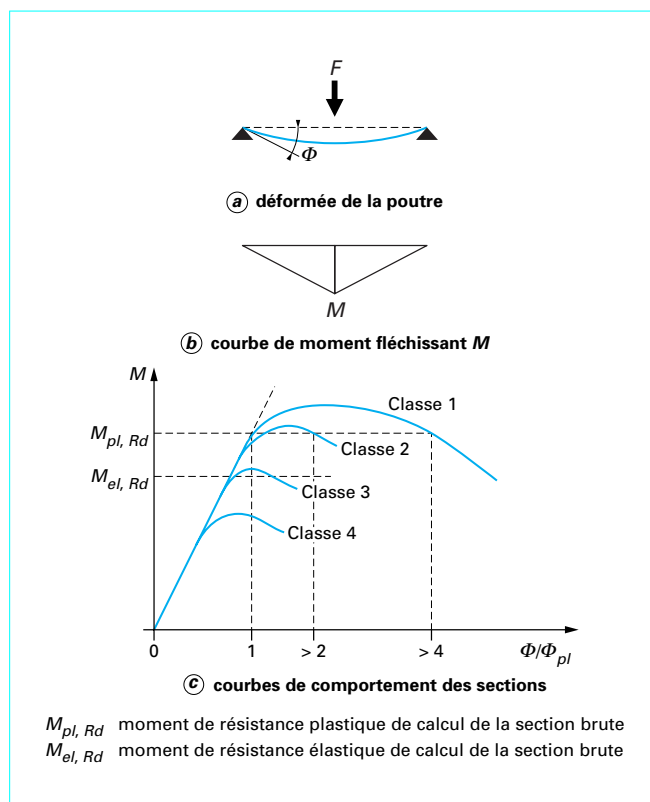


Figure 10 – Comportement des sections suivant la classification de l'EC 3-DAN

le flambement des composants en supposant les nœuds déplaçables.

Pour toutes ces méthodes, les imperfections géométriques doivent être prises en compte.

L'analyse globale plastique est autorisée si toutes les sections transversales susceptibles de former des rotules plastiques disposent d'une capacité de rotation suffisante ; ces sections doivent être de classe 1 au sens de la classification de l'EC 3-DAN exposée au paragraphe 2.4. Par ailleurs, un maintien latéral doit être prévu au droit de toute rotule pour éviter tout déversement.

2.4 Principes de dimensionnement suivant l'EC 3-DAN

Une fois les sollicitations dans les composants calculées par la méthode appropriée d'analyse globale, il faut procéder aux différentes vérifications locales. Ces vérifications comprennent :

a – la vérification des composants ; il s'agit de se prémunir contre les risques d'instabilité de forme. Rappelons que les instabilités de forme sont des états limites ultimes qui apparaissent dans des éléments soumis à la compression. Ces instabilités se manifestent souvent de façon brutale (flambement et déversement) et sont de ce fait extrêmement dangereuses. Pour toutes les instabilités de forme, le coefficient partiel de sécurité de résistance γ_M vaut :

$$\gamma_M = \gamma_{M1} = 1,1$$

b – la vérification de la résistance de la section. Il s'agit de se prémunir ici contre le risque de ruine par déformation plastique excessive ;

c – la vérification des assemblages : il s'agit de se prémunir contre les risques de rupture ou de déformation plastique excessive des organes de liaison.

Chacune de ces vérifications sera abordée dans l'étude des différents composants [C 2 551] et [C 2 552]. Mais avant toute vérification, la classe de la section transversale du composant doit être déterminée. L'EC 3-DAN distingue quatre classes de section transversale selon leur comportement vis-à-vis de la plastification comme illustré sur la figure 10. De façon plus précise, ces classes sont définies comme suit.

Classe 1 – Sections transversales pouvant former une rotule plastique avec la capacité de rotation requise pour une analyse plastique.

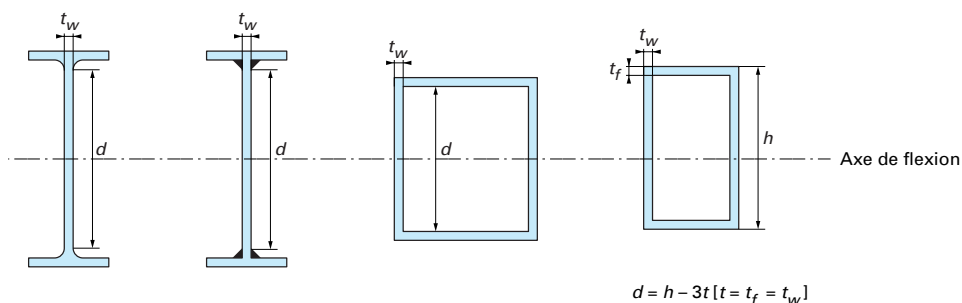
Classe 2 – Sections transversales pouvant développer leur moment de résistance plastique, mais avec une capacité de rotation limitée.

Classe 3 – Sections transversales dont la contrainte calculée dans la fibre extrême comprimée de l'élément en acier peut atteindre la limite d'élasticité, mais dont le voilement local est susceptible d'empêcher le développement du moment de résistance plastique.

Classe 4 – Sections transversales dont la résistance au moment fléchissant ou à la compression doit être déterminée avec prise en compte explicite des effets de voilement local.

Les tableaux 13, 14, 15, 16 et 17 récapitulent les critères permettant de déterminer pratiquement la classe d'une section. Les sections ne vérifiant pas les critères de la classe 3 sont en fait de classe 4.

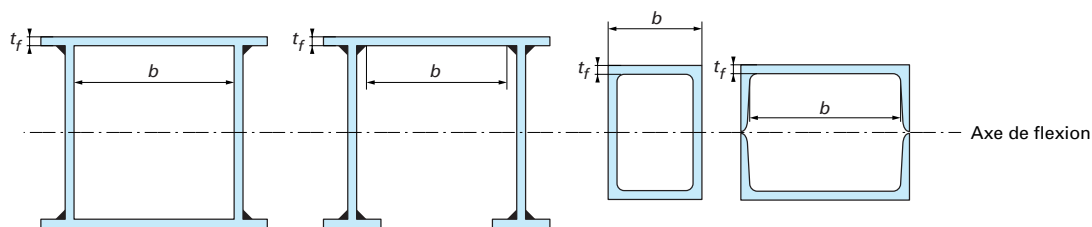
Tableau 13 – Rapports largeur/épaisseur maximaux pour âmes (parois internes perpendiculaires à l'axe de flexion)
 $\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$, avec f_y en N/mm²



Classe	Âme fléchie	Âme comprimée	Âme en flexion composée
1			Quand $\alpha > 0,5$: $d/t_w \leq 396\varepsilon/(13\alpha - 1)$
			Quand $\alpha < 0,5$: $d/t_w \leq 36\varepsilon/\alpha$
2			Quand $\alpha > 0,5$: $d/t_w \leq 456\varepsilon/(13\alpha - 1)$
			Quand $\alpha < 0,5$: $d/t_w \leq 41,5\varepsilon/\alpha$
3			Quand $\Psi > -1$: $d/t_w \leq 42\varepsilon/(0,67 + 0,33\Psi)$
			Quand $\Psi \leq -1$: $d/t_w \leq 62\varepsilon(1 - \Psi)\sqrt{-\Psi}$

Tableau 14 – Rapports largeur/épaisseur maximaux pour parois internes de semelles (parallèles à l'axe de flexion)

$$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$$



Classe	Type	Section fléchie	Section comprimée
Distribution de contraintes dans la paroi et sur la hauteur de la section (compression positive)			
1	Sections creuses laminées	$(b - 3t_f)/t_f \leq 33\varepsilon$	$(b - 3t_f)/t_f \leq 42\varepsilon$
	Autres	$b/t_f \leq 33\varepsilon$	$b/t_f \leq 42\varepsilon$
2	Sections creuses laminées	$(b - 3t_f)/t_f \leq 38\varepsilon$	$(b - 3t_f)/t_f \leq 42\varepsilon$
	Autres	$b/t_f \leq 38\varepsilon$	$b/t_f \leq 42\varepsilon$
Distribution de contraintes dans la paroi et sur la hauteur de la section (compression positive)			
3	Sections creuses laminées	$(b - 3t_f)/t_f \leq 42\varepsilon$	$(b - 3t_f)/t_f \leq 42\varepsilon$
	Autres	$b/t_f \leq 42\varepsilon$	$b/t_f \leq 42\varepsilon$

Tableau 15 – Rapports largeur/épaisseur maximaux pour parois de semelles en console $\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$

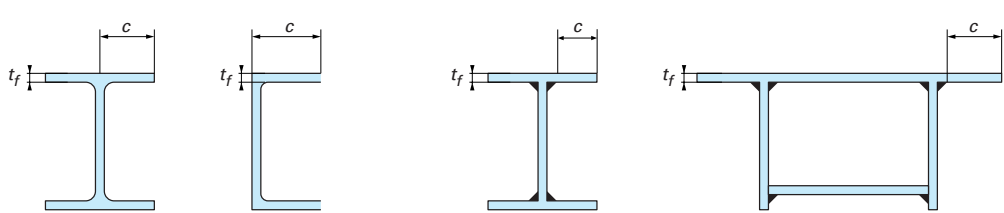
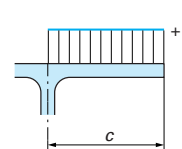
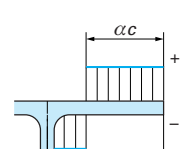
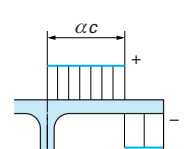
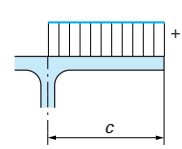
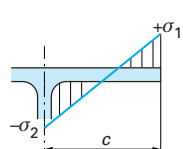
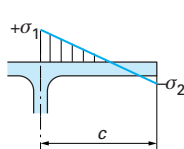
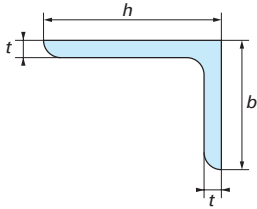
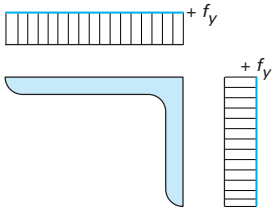
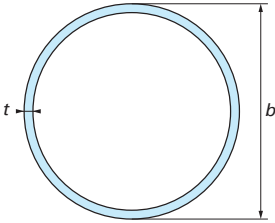
				
Classe	Type de section	Paroi comprimée	Paroi en flexion composée	
			bord comprimé	bord tendu
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)				
1	laminées	$c/t_f \leq 10\varepsilon$	$c/t_f \leq 10\varepsilon/\alpha$	$c/t_f \leq 10\varepsilon/\alpha\sqrt{\alpha}$
	soudées	$c/t_f \leq 9\varepsilon$	$c/t_f \leq 9\varepsilon/\alpha$	$c/t_f \leq 9\varepsilon/\alpha\sqrt{\alpha}$
2	laminées	$c/t_f \leq 11\varepsilon$	$c/t_f \leq 11\varepsilon/\alpha$	$c/t_f \leq 11\varepsilon/\alpha\sqrt{\alpha}$
	soudées	$c/t_f \leq 10\varepsilon$	$c/t_f \leq 10\varepsilon/\alpha$	$c/t_f \leq 10\varepsilon/\alpha\sqrt{\alpha}$
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)				
3	laminées	$c/t_f \leq 15\varepsilon$	$c/t_f \leq 23\varepsilon\sqrt{k_\sigma}$	
	soudées	$c/t_f \leq 14\varepsilon$	$c/t_f \leq 21\varepsilon\sqrt{k_\sigma}$	
			Pour k_σ , voir tableau 16	

Tableau 16 – Coefficient de voilement pour parois en console soumises à de la flexion composée

Bord libre comprimé					
$\Psi = \sigma_2/\sigma_1$	+1	0	−1	$+1 \geq \Psi \geq -1$	
Coefficient de voilement k_σ	0,43	0,57	0,85	$0,57-0,21\Psi+0,07\Psi^2$	
Bord libre tendu					
$\Psi = \sigma_2/\sigma_1$	+1	$1 > \Psi > 0$	0	$0 > \Psi > -1$	−1
Coefficient de voilement k_s	0,43	$\frac{0,578}{(\Psi + 0,34)}$	1,70	$1,7-5\Psi+17,1\Psi^2$	23,8

Tableau 17 – Rapports largeur/épaisseur maximaux pour cornières et sections tubulaires ($\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$)	
<div><p>Cornières</p></div>	
Classe	Section comprimée
Distribution de contraintes dans la section (compression positive)	
3	$h/t \leq 15\varepsilon$; $(b + h)/2t \leq 11,5\varepsilon$
<div><p>Sections tubulaires</p></div>	
Classe	Section fléchie et/ou comprimée
1	$d/t \leq 50\varepsilon^2$
2	$d/t \leq 70\varepsilon^2$
3	$d/t \leq 90\varepsilon^2$