

R. MUNNARD -

FORMULAIRE DE LA CONSTRUCTION MÉTALLIQUE

Règles CM66 + Additif 80

Normes d'assemblage

Eurocode 3

Pierre MAITRE

*Ingénieur principal à SOCOTEC,
professeur au Centre des hautes études de la construction (CHEC),
maître de conférences à l'École nationale des Ponts et Chaussées (ENPC),
membre de la Commission nationale de normalisation de la construction métallique*

© Groupe Moniteur Paris, 1997.
ISBN : 2-281-11172-5

Attention au « photocopillage »

Nous alertons nos lecteurs sur la menace que représente, pour l'avenir de l'écrit, le développement massif du « photocopillage ».

Le Code de la propriété intellectuelle interdit expressément la photocopie à usage collectif sans autorisation des ayants droit. Or, cette pratique s'est développée dans de nombreux cabinets, entreprises, administrations, organisations professionnelles et établissements d'enseignement, provoquant une baisse des achats de livres, de revues et de magazines.

En tant qu'éditeur, nous vous mettons en garde pour que cessent de telles pratiques.

Aux termes de l'article L. 122-4 du Code de la propriété intellectuelle, « toute représentation ou reproduction intégrale ou partielle faite sans le consentement de l'auteur, de l'éditeur ou de leurs ayants droit est illicite ». L'article L. 122-5 2° et 3° a) du même code n'autorise que les « copies ou reproductions strictement réservées à l'usage privé du copiste et non destinées à une utilisation collective » et les « analyses et courtes citations », dans un but d'exemple et d'illustration, « sous réserve que soient indiqués clairement le nom de l'auteur et la source ».

Toute représentation ou reproduction, par quelque procédé que ce soit, ne respectant pas la législation en vigueur, constituerait donc une contrefaçon sanctionnée par les articles L. 335-2 et suivants du Code de la propriété intellectuelle.

Toutefois, l'autorisation d'effectuer des reproductions à finalité non commerciale par reprographie (photocopie, télécopie, copie papier réalisée par tout moyen) peut être obtenue auprès du Centre français d'exploitation du droit de copie, 20, rue des Grands-Augustins, 75006 Paris.

Sommaire

I. Le référentiel technique	15
II. Généralités sur les actions	21
III. Charges permanentes et charges d'exploitation	31
IV. Actions climatiques	43
V. Actions sismiques	59
VI. Le matériau acier	67
VII. Les principaux produits en acier pour la construction métallique	97
VIII. Analyse des structures	115
IX. Critères d'état limite de service	141
X. Généralités sur la résistance des sections	149
XI. Formules de résistance des sections	173
XII. Instabilités des barres	197
XIII. Voilement de cisaillement des âmes de poutres	235
XIV. Généralités sur les assemblages et résistance des moyens d'assemblage	251
XV. Assemblages courants de construction métallique	287
XVI. Composants d'ossature	319
XVII. Conception générale des ossatures	351
XVIII. Éléments types des ossatures courantes	363

Introduction

La profession de la construction métallique connaît actuellement une période de transition en matière de règles de conception et de calcul des structures en acier. Dans le cadre général de l'élaboration des Eurocodes, le projet de norme européenne 1993-1-1 (Eurocode 3 Partie 1-1) a reçu, en avril 1992, le statut de pré-norme ENV, dont la validité devait, en principe, s'étendre sur une première période d'expérimentation de trois ans. Au plan français, en décembre 1992, ce même texte, accompagné d'un « document d'application nationale » (DAN), a été transposé en norme expérimentale (XP P 22-311) pour constituer une alternative opérationnelle à l'application des textes nationaux antérieurs. Dans le courant de l'année 1997, de nouveaux travaux européens devraient être lancés pour procéder à la conversion de l'ENV 1993-1-1 en norme européenne définitive (EN) ; à ce stade, qui devrait être atteint avant l'an 2000, les Règles CM66 et leur Additif 80, ainsi que les normes d'assemblage qui les complètent, seront annulées au profit de la seule norme EN. Dans l'intervalle, la validité de l'ENV et celle de la norme expérimentale française peuvent être considérées comme prolongées de fait.

Sur le plan pratique cependant, les cas d'application effective du document européen restent encore très limités en France, pour diverses raisons qui tiennent à la résistance naturelle aux changements, à la complexité au moins apparente du nouveau texte et à l'absence de gains évidents de matière voire aux pénalisations des dimensionnements qu'il est susceptible d'apporter. Les praticiens, dans leur très grande majorité, continuent ainsi à utiliser presque systématiquement les Règles CM66, qui demeurent donc, à ce jour, le texte essentiel de référence.

Face à cette situation, le présent ouvrage ne pouvait ni se couper de la réalité pratique actuelle ni ignorer le texte européen qui, en toute hypothèse, deviendra à terme la règle commune. On y a donc pris le parti, pour chaque sujet, de rassembler les éléments tirés des Règles CM66, de l'Additif 80 et des normes françaises d'assemblages et de leur faire correspondre ceux proposés par l'Eurocode 3 ; pour certains aspects ignorés par nos règles nationales, ce dernier texte constitue d'ailleurs la seule référence. Il convient de préciser que, de manière systématique dans le cadre de cet ouvrage, par Eurocode 3 on entend en fait la norme expérimentale française XP P 22-311, qui, par adaptation nationale, peut différer quelque peu du texte original européen, mais qui est seule effectivement applicable en France. Il s'agit d'une mesure d'ordre général qui n'est donc pas rappelée au cas par cas.

Pour chaque prescription réglementaire évoquée, se trouve mise en regard la référence précise de la clause correspondante. Dans ces renvois, le texte concerné est systématiquement rappelé ; là aussi, la men-

tion de l'Eurocode 3 vaut alors pour la norme expérimentale française qui a été tirée de la Partie 1-1 de ce texte.

La cohabitation de plusieurs textes génère également une difficulté concernant les notations. Systématiquement, l'option a été prise, dans cet ouvrage, d'adopter les notations de l'Eurocode 3, y compris pour exposer les règles propres aux autres textes actuellement encore applicables. En effet, ces notations seront les seules pratiquées à terme, non seulement pour les règles de construction métallique mais aussi pour l'ensemble des textes de conception et de calcul de structure, indépendamment du matériau constitutif. Il va de soi que, lorsqu'il est question d'une notion spécifique à un texte particulier, non reprise dans l'Eurocode 3, la notation d'origine est reconduite sans modification.

Les chapitres I à VII rassemblent toutes les données de départ nécessaires à la conception et au calcul des ouvrages en acier : évaluation des actions et des charges, règles de combinaison, caractéristiques des aciers et des produits sidérurgiques. Les chapitres VIII à XIII explicitent les modalités du calcul des structures, les vérifications d'état limite de service et présentent tous les critères de résistance et de stabilité auxquels les éléments doivent satisfaire. Les dispositions visant la conception et le calcul des assemblages font l'objet des chapitres XIV et XV.

Cette première partie de l'ouvrage est étayée par une série d'annexes qui fournissent les valeurs numériques les plus utiles à la pratique courante du calcul des structures métalliques : caractéristiques de calcul des aciers, caractéristiques mécaniques des profilés courants, caractéristiques et capacités des boulons, coefficients de flambement. Des canevas de synthèse pour la justification de la stabilité des barres y sont également proposés.

Les derniers chapitres sont consacrés à l'application pratique aux structures de bâtiments, créant le lien indispensable entre les vérifications par calcul prévues par les codes et la mise en œuvre de solutions constructives réalistes. Le fonctionnement des principaux composants de ces structures est analysé, les principes fondamentaux d'organisation des ossatures sont exposés et on y décrit les éléments constitutifs des bâtiments courants avec les dispositions constructives qui leur sont propres. Des indications complémentaires sur les modalités d'application des formules réglementaires sont données dans chaque cas, notamment en matière de stabilité au flambement.

Notations

On trouvera ci-après, regroupées par thème, les notations correspondant aux besoins usuels de la pratique des calculs de dimensionnement des structures. Les notations propres aux grandeurs et notions de portée moins courante sont définies dans le corps de l'ouvrage aux endroits où elles se trouvent citées. Lorsqu'il y a lieu, le terme anglais à l'origine de la convention adoptée est précisé entre parenthèses.

I — Actions et combinaisons d'actions

■ Identification de la nature des actions

G : charges permanentes (*gravity*)

Q : action variable quelconque

S : charge de neige (*snow*)

W : charge de vent (*wind*)

T : action thermique

A : action accidentelle quelconque

E : action sismique (*earthquake*)

■ Coefficients portant sur les actions

γ_G : coefficient de pondération des charges permanentes

γ_Q : coefficient de pondération d'une action variable

γ_A : coefficient de pondération d'une action accidentelle

ψ_0 : coefficient pour la valeur de combinaison d'une action

ψ_1 : coefficient pour la valeur fréquente d'une action

ψ_2 : coefficient pour la valeur quasi permanente d'une action

II — Matériau

■ Caractéristiques mécaniques

f_y : valeur nominale de la limite d'élasticité (*yield*)

τ_y : contrainte limite en cisaillement

f_u : valeur nominale de la limite de rupture (*ultimate*)

A% : allongement à rupture

E : module d'élasticité longitudinale

G : module de cisaillement

ν : coefficient de Poisson

ρ : masse volumique

note : les notations ci-dessus sont celles employées dans les calculs de dimensionnement ; les normes de produits peuvent adopter des conventions différentes.

■ Coefficients partiels de sécurité portant sur la résistance

γ_{M0} : coefficient sur la résistance en section par référence à la limite d'élasticité

γ_{M2} : coefficient sur la résistance en section par référence à la limite de rupture

γ_{M1} : coefficient sur la stabilité au flambement, au déversement, au voilement

- γ_{Mb} : coefficient sur la résistance des boulons
- γ_{Mw} : coefficient sur la résistance des soudures
- γ_{Ms} : coefficient sur la résistance au glissement d'un assemblage pré-contraint

III — Géométrie et caractéristiques mécaniques des sections

- t : épaisseur d'une tôle, d'une paroi de profil... (*thickness*)
- h : hauteur
- b : largeur
- d : hauteur de l'âme, hors congés ou cordons de soudure âme-semelle
- e : excentricité par rapport au centre de gravité de la section transversale totale
- A : aire de la section transversale
- I : inertie de flexion
- I_{ω} , I_w : inertie de gauchissement
- J : inertie de torsion
- i : rayon de giration
- v : distance d'une fibre au centre de gravité
- W_{el} : module élastique de flexion
- W_{pl} : module plastique de flexion

IV — Géométrie de la structure

- h : hauteur d'étage
- l, L : longueur d'une barre
- δ : flèche
- e : excentricité
- ϕ : faux-aplomb des poteaux d'une ossature représentant l'imperfection globale
- a : longueur d'un panneau d'âme cisailé

V — Forces et sollicitations

- α : facteur de charge
- F : force en général
- H : force horizontale ou résultante horizontale
- M : moment fléchissant
- N : effort normal
- q : charge transversale répartie
- V : effort tranchant ou résultante verticale

VI — Contraintes et déformations

- σ : contrainte longitudinale
- τ : contrainte transversale
- ϵ : déformation
- ϕ : rotation d'une section
- ψ : rapport des contraintes sur les fibres extrêmes d'une section ou d'une paroi

VII — Paramètres de calcul

■ Paramètres portant sur la résistance des sections

- λ_p : élancement réduit de voilement d'une paroi comprimée
- ϵ : facteur de correction de l'élancement réduit en fonction de la limite d'élasticité : $(235/f_y)^{1/2}$
- k_y : coefficient de contrainte critique longitudinale

ρ : facteur de réduction par voilement local de la largeur d'une paroi comprimée

A_v : aire résistante au cisaillement d'un profil

ψ : coefficient d'adaptation plastique des Règles CM 66

a : rapport de l'aire de l'âme à l'aire de la section totale

n : rapport de l'effort normal appliqué à l'effort normal plastique de calcul

■ Paramètres portant sur la stabilité des barres

β : rapport des moments appliqués aux extrémités d'une barre

e_0 : amplitude à mi-longueur de la déformée initiale d'imperfection

L : longueur de flambement

λ : élancement

N_{cr} : effort normal critique d'Euler

μ : rapport de l'effort normal critique d'Euler à l'effort normal sollicitant

k_y, k_x, k_r : coefficients de flambement des Règles CM66

k_0, k_f : coefficients de flambement de l'Additif 80

k_ϕ, k_D : coefficient de déversement des Règles CM66, de l'Additif 80

$\bar{\lambda}$: élancement réduit de flambement

α : facteur d'imperfection caractérisant une courbe de flambement

χ : coefficient de flambement de l'Eurocode 3

M_{cr} : moment critique de déversement

$\bar{\lambda}_{LT}$: élancement réduit de déversement

χ_{LT} : coefficient de déversement de l'Eurocode 3

k_y, k_z, k_{LT} : coefficients modificatifs des moments de flexion pour l'interaction avec un effort normal de compression dans les formules de stabilité de l'Eurocode 3

■ Paramètres portant sur la stabilité des âmes de poutres

k_t : coefficient de contrainte critique de cisaillement

τ_{cr} : contrainte tangente critique d'Euler

$\bar{\lambda}_w$: élancement réduit de voilement d'une âme de poutre

τ_{ba} : contrainte tangente limite de résistance postcritique simple au voilement de cisaillement

τ_{bb} : contrainte tangente limite de résistance initiale au voilement de cisaillement

ϕ : inclinaison du champ diagonal de traction

g : largeur du champ diagonal de traction

s_c, s_t : longueurs d'ancrage du champ diagonal de traction sur les semelles comprimée et tendue

σ_{bb} : contrainte normale limite pour la résistance au voilement de cisaillement dans le champ diagonal de traction

■ Paramètres portant sur la résistance des assemblages

A_s : aire de la section résistante de la partie filetée d'un boulon

σ_{red} : contrainte limite pour le calcul de la résistance d'un boulon (suivant norme NF P 22-430)

α : coefficient pour la résistance à la pression diamétrale

d : diamètre d'un boulon

d_0, d_a : diamètre d'un perçage

$F_{p,Cd}$: effort normal de précontrainte d'un boulon

μ : coefficient de frottement dans un assemblage par boulons précontraints

- a : gorge d'un cordon de soudure
 $\sigma_{\perp}$, $\sigma_{\parallel}$, $\sigma_{\parallel}$: contraintes normale et tangentielle dans un cordon de soudure
 β_w : coefficient de corrélation, fonction de la nuance de l'acier soudé

VIII — Indices

La liste ci-dessous regroupe, dans l'ordre alphabétique, les indices principaux et leurs significations. Une même grandeur peut se trouver affectée de plusieurs de ces indices ; ils sont alors séparés par un point. Exemple : $M_{pl,Rd}$, moment plastique résistant de calcul.

- b : référence à une poutre (*beam*)
 référence à une instabilité (*buckling*)
 référence au boulon
 référence à la pression diamétrale (*bearing*)
c : référence à un poteau (*column*)
 référence à la compression
cr : référence à la valeur critique d'Euler
d : valeur de calcul incluant un coefficient partiel de sécurité (*design*)
el : valeur calculée en élasticité
eff : valeur réduite par voilement local d'une caractéristique de section
f : référence à la semelle d'un profil (*flange*)
k : valeur caractéristique (action, résistance)
 référence à la valeur critique d'Euler pour un effort normal
LT : référence au déversement (*lateral torsional*)
net : référence à l'aire nette d'une section transversale
p : référence à une paroi
pl : valeur calculée en plasticité
R : référence à une résistance
Rd : référence à une résistance de calcul
S : référence à une sollicitation
Sd : référence à une sollicitation de calcul
s : référence à un étage (*storey*)
 référence à un raidisseur (*stiffener*)
 référence au glissement d'un assemblage précontraint (*slip*)
 σ : référence aux contraintes longitudinales
ser : référence à l'état limite de service
t : référence à une traverse
 référence à la traction
 τ : référence aux contraintes transversales
tr : référence au perçage d'une pièce boulonnée ou rivée
u : référence à la contrainte minimale de rupture du matériau (*ultimate*)
ult : référence à l'état limite ultime
v : référence à l'effort tranchant, au cisaillement
w : référence à l'âme d'un profil (*web*)
 référence à la soudure (*weld*)
x : axe longitudinal d'une barre
y : axe d'inertie principale maximale d'une section
 référence à la limite d'élasticité (*yield*)
z : axe d'inertie principale minimale d'une section

Le référentiel technique

On trouvera ci-après un inventaire des textes normatifs et assimilés, disponibles à ce jour et traitant de la conception et du calcul des structures métalliques de bâtiment.

Cet ensemble de documents de référence est, pour l'instant, hétérogène du point de vue de l'origine des textes, de leur statut et du domaine qu'ils couvrent. Le court commentaire associé à chacun d'eux a pour objet d'aider l'utilisateur à en situer rapidement le contenu.

Les années qui viennent devraient voir s'opérer une clarification et une rationalisation du référentiel technique de construction métallique avec la finalisation et la mise en place définitive des normes européennes qui, pour l'instant, quand elles sont disponibles, n'ont qu'un statut expérimental.

1. 1 — Les règles et normes nationales

■ Règles CM 66 : Règles de calcul des constructions en acier (DTU P 22-701, décembre 1966)

Le texte des Règles CM 66 se veut *a priori* général pour ce qui concerne le domaine couvert ; il est néanmoins, du fait de sa date d'élaboration, essentiellement rédigé pour des structures à barres constituées à partir de pièces simples ou composées en profils laminés.

Les calculs sont supposés conduits exclusivement en élasticité, avec toutefois quelques incursions limitées et implicites dans le domaine plastique.

Élément par élément, un critère unique de ruine est utilisé : l'atteinte de la limite d'élasticité minimale garantie de l'acier sur la fibre la plus défavorisée de la section la plus sollicitée, sous les effets de combinaisons pondérées des actions. Ce critère de ruine est conservé pour les éléments soumis aux instabilités de flambement et/ou de déversement, par le biais d'une amplification des contraintes réputée représentative des effets du second ordre (méthode de Dutheil).

L'élancement des parois comprimées des profils est limité de manière à ce que la résistance des sections fondée sur une répar-

tition élastique des contraintes ne soit jamais amputée par l'intervention prématurée de phénomènes de voilement local de ces parois.

■ **Règles de calcul des constructions en éléments à parois minces en acier (DTU P 22-703, décembre 1978)**

Le DTU P 22-703 permet la justification par le calcul de la capacité des éléments de structures métalliques dont l'élancement des parois comprimées ne respecte pas les limitations imposées pour la validité des critères de résistance élastique fournis par les Règles CM 66.

■ **Additif 80 aux Règles CM 66 (juin 1980)**

L'Additif 80 aux Règles CM 66 a pour objet de codifier le calcul plastique des structures en acier.

Le système de pondération des actions est identique à celui des Règles CM 66 et la limite d'élasticité minimale garantie de l'acier reste la référence pour les calculs de résistance.

Le domaine couvert est restreint aux ossatures planes poutres-poteaux, seules véritablement accessibles à une analyse globale plastique de structure. La possibilité de fonder le dimensionnement sur une telle analyse globale plastique a conduit à introduire des critères de rigidité minimale des structures visant à les prémunir contre les effets du second ordre, généralement négligés dans le cadre des analyses traditionnelles en élasticité. Pour autant, le calcul plastique de la structure n'est pas imposé et l'exploitation des ressources du comportement plastique de l'acier peut être limitée au stade des critères de résistance des sections et de stabilité des éléments. Ceci impose néanmoins des limitations d'élancement des parois comprimées plus strictes que dans les Règles CM 66.

Le « format » des vérifications de résistance adopté dans l'Additif 80 est proche de celui de l'Eurocode 3, ce qui fait de ce document un texte de transition entre les Règles CM 66 et les règles européennes.

■ **Normes NF P 22-XXX**

Les normes de la série P 22 ont été élaborées avec l'objectif de procéder à une refonte globale des règles existantes en matière d'assemblages et de disposer, dans ce domaine, de documents communs aux bâtiments et aux ouvrages d'art.

L'ambition fixée pour ces textes, qui ont annulé une partie des Règles CM 66, a été de traiter à la fois les questions de conception et de calcul et les questions de fabrication, de montage et d'auto-contrôle des entreprises.

Seuls se trouvent cités ci-dessous les documents relatifs à la conception et au calcul. Ils concernent les assemblages rivés,

boulonnés ou soudés ; le cas particulier des assemblages soudés de profils creux utilisés pour constituer des poutres treillis fait l'objet de documents spécifiques.

□ **NF P 22-410**

Assemblages rivés – Dispositions constructives – Calculs des rivets (janvier 1982).

□ **NF P 22-430**

Assemblages par boulons non précontraints – Dispositions constructives et calculs des boulons (janvier 1982).

□ **NF P 22-460**

Assemblages par boulons à serrage contrôlé – Dispositions constructives et vérification des assemblages (juin 1979).

□ **NF P 22-470**

Assemblages soudés soumis à un chargement statique – Dispositions constructives et vérification des soudures (août 1989).

□ **NF P 22-250**

Assemblages soudés de profils creux circulaires avec découpes d'intersection – Conception et vérification des assemblages (juin 1978).

□ **NF P 22-251**

Assemblages soudés de profils creux circulaires avec découpes d'intersection – Dispositions constructives (juin 1978).

□ **FD P 22-252**

Assemblages soudés de profils creux circulaires avec découpes d'intersection – Compléments aux normes NF P 22-250 et NF P 22-251 (septembre 1978).

□ **NF P 22-255**

Assemblages soudés de profils creux ronds ou rectangulaires sur profils de types I ou H – Conception et vérification (décembre 1979).

□ **NF P 22-258**

Assemblages soudés de profils creux rectangulaires soumis à un chargement statique – Conception et vérification (septembre 1982).

■ **DTU P 92-702 FA 82 : Méthode de prévision par le calcul du comportement au feu des structures en acier et annexe : méthodologie de caractérisation des produits de protection (septembre 1982)**

Ce document a été transformé en norme expérimentale XP 92-702 (décembre 1993) sans changement de contenu.

Le DTU FA 82 fournit la méthode officielle, entérinée par les pouvoirs publics, de justification par le calcul de la durée de stabilité des structures métalliques. Il renvoie aux Règles CM 66 ou à l'Additif 80 pour ce qui concerne l'évaluation proprement dite de la résistance des éléments.

I. 2 — Les normes européennes

■ Prénorme européenne ENV 1993-1-1 / norme expérimentale XP P 22-311 (EC3-DAN)

Calcul des structures en acier – Règles générales et règles pour les bâtiments

Ce document, appelé à remplacer à terme les règles nationales de conception et de calcul des constructions en acier, est composé des éléments suivants :

- la traduction française officielle de la prénorme européenne ENV 1993-1-1, qui a été établie à partir du projet Eurocode 3 et fournit les principes généraux de conception et de calcul des constructions en acier ainsi que les règles d'application propres au domaine du bâtiment (partie 1-1),
- les adaptations nationales apportées en France à ce texte, sous forme de commentaires, d'amendements et d'invalidations,
- les valeurs numériques des coefficients de sécurité qu'il convient de retenir pour les applications de la norme en France,
- l'inventaire des textes normatifs français ou européens qui constituent un ensemble cohérent avec l'Eurocode 3, ainsi que leurs modalités particulières éventuelles d'application dans le cadre de ce texte.

L'ensemble ainsi constitué est communément désigné sous l'appellation EC3-DAN (DAN = document d'application nationale) et peut être utilisé en lieu et place des règles françaises CM 66-Additif 80, sous réserve que le cahier des charges de l'ouvrage à étudier l'autorise.

Le domaine couvert par la norme expérimentale est très complet puisqu'il est possible de traiter en appliquant ce texte :

- des structures calculées en plasticité aussi bien qu'en élasticité,
- des structures sensibles aux effets du second ordre,
- des sections quelconques quant à l'élancement de leurs parois comprimées.

Outre l'uniformisation des méthodes de dimensionnement pour les divers matériaux de construction permise par les Eurocodes en général, l'Eurocode 3 introduit une rationalisation des niveaux de sécurité vis-à-vis des différents critères de ruine,

dans le cadre d'une approche de type « états limites ». Par rapport aux règles françaises antérieures, il apporte aussi des compléments précieux, notamment sur le voilement de cisaillement des âmes de poutres ou sur l'évaluation de la résistance en fatigue des constructions en acier ou encore l'évaluation de la résistance à la rupture fragile.

■ Futurs compléments à la partie 1-1 de l'Eurocode 3

Le programme d'élaboration de textes européens de conception et de calcul propres aux ouvrages de construction métallique comporte de nombreux compléments à la partie 1-1 actuellement publiée sous forme de norme expérimentale française :

- partie 1-2 : Résistance au feu des structures,
- partie 1-3 : Éléments minces formés à froid – Profilés et plaques,
- partie 1-4 : Aciers inoxydables,
- partie 2 : Ponts et structures à plaques,
- partie 3 : Tours, mâts et cheminées,
- partie 4 : Réservoirs, silos et pipelines,
- partie 5 : Pieux,
- partie 6 : Structures supports d'appareils de levage.

D'ores et déjà, les parties 1-2 et 1-3 ont été votées en tant que prénormes européennes (ENV) et devraient prochainement être mises à disposition en France sous forme de normes expérimentales, avec un certain nombre d'annexes complémentaires à la partie 1-1 :

- annexe D : Règles pour l'utilisation des aciers S420 et S460,
- annexe G : Résistance à la torsion,
- annexe H : Modélisation des structures,
- annexe J : Assemblages poutre-poteau (nouvelle version),
- annexe K : Assemblages de poutres treillis en profils creux (nouvelle version),
- annexe N : Ouvertures dans les âmes de poutres,
- annexe Z : Détermination de la résistance de calcul à partir d'essais.

En 1995, le Comité européen de normalisation (CEN) s'est fixé comme objectif d'achever à la fin de l'année 1998, la conversion en normes européennes définitives des parties 1-1 des principaux Eurocodes structuraux (béton, acier, mixte) et des parties 1, 2-1, 2-3 et 2-4 de l'Eurocode 1 (poids propres, charges permanentes, charges d'exploitation, charges de neige, actions du vent).

I. 3 — Textes complémentaires

- **Recommandations pour le calcul et l'exécution des chemins de roulement de ponts roulants – 3 parties**

(Revue *Construction Métallique* n° 3-67, n° 4-70, n° 1-73).

- **NF P 22-615 Poutres de roulement de ponts roulants – Déformations en service et tolérances (octobre 1978).**

- **Recommandations sur le calcul des structures de mâts d'éclairage de grands espaces**

(Revue *Construction Métallique* n° 2-95).

II. 1 — Classification des actions

La mise en place des codes européens de calcul des constructions permettra de généraliser à l'ensemble des matériaux la justification de la sécurité par la méthode dite des états limites. Dans ce cadre, les actions appliquées aux ouvrages sont classées en trois catégories :

- les charges permanentes dont, à la fois, la présence est certaine et l'intensité prévisible avec une bonne précision ;
- les actions variables dont l'occurrence est également certaine mais l'intensité aléatoire, variable dans le temps et dans l'espace ;
- les actions accidentelles dont à la fois la survenue et l'intensité sont aléatoires.

Il convient de noter que l'on donne ici au mot « actions » un sens large, puisqu'il peut s'agir aussi bien d'une charge directement appliquée que d'un mouvement imposé aux appuis, par exemple par le tassement du sol de fondation. Par ailleurs, certaines actions accidentelles peuvent se réduire à des situations accidentelles, sans que leur soit associée une force spécifique ; un cas typique est constitué par la situation d'incendie.

Pour les besoins des calculs de dimensionnement, il est fait usage, pour chaque type d'action variable, d'une valeur de base dite caractéristique Q_k qui correspond :

- soit à une probabilité acceptée de non-atteinte ou de dépassement,
- soit à une valeur simplement spécifiée.

D'autres valeurs représentatives sont ensuite dérivées de la valeur caractéristique par application de coefficients de réduction, notés ψ_i . Il s'agit :

- de la valeur de combinaison $\psi_0 Q_k$
- de la valeur fréquente $\psi_1 Q_k$
- de la valeur quasi-permanente $\psi_2 Q_k$

Parmi les actions variables, les charges climatiques ont fait l'objet jusqu'à maintenant, en France, d'un traitement particulier : pour le vent comme pour la neige, les Règles NV 65 ont institué des valeurs normales et des valeurs extrêmes, impliquant une double vérification de la résistance des structures. Ce principe de double vérification a été repris par les Règles CM 66 et conservé par l'Additif 80. À l'avenir, seules subsisteront

des valeurs caractéristiques de ces actions, déterminées sur la base d'une probabilité annuelle d'atteinte ou de dépassement de 2 % (période de retour de 50 ans). Contrairement aux usages passés, leur traitement ne présentera alors aucune particularité par rapport à celui de n'importe quelle autre action variable. La possibilité restera néanmoins ouverte de prescrire, à l'échelon national, une vérification complémentaire sous des charges de neige de nature accidentelle.

II. 2 — Combinaisons d'actions

II. 2.1 — Critères de résistance et combinaisons d'actions

II. 2.1.1 — Règles CM 66 et Additif 80

Les Règles CM 66 ont constitué un premier pas vers une approche de la sécurité aux états limites. Ainsi, les critères de résistance y sont exprimés, de façon systématique, en faisant référence à la limite d'élasticité de l'acier, retenue comme seuil de ruine. Les vérifications correspondantes s'effectuent sous les effets de combinaisons des actions dans lesquelles les valeurs codifiées se trouvent amplifiées par des coefficients dits de pondération. Ces coefficients sont modulés en fonction du nombre d'actions envisagées et statistiquement indépendantes. Le tableau 2-1 et les notes qui l'accompagnent, résument le principe de formation de ces combinaisons pondérées.

Pour les vérifications concernant les déformations, les combinaisons sont formées en ramenant tous les coefficients de pondération à l'unité.

L'Additif 80 ne comporte aucune disposition nouvelle par rapport aux Règles CM 66, en ce qui concerne le mode de combinaison des actions.

Aucun des deux textes n'aborde la question de la justification de la résistance en fatigue des ouvrages de construction métallique. Il est implicitement admis que les structures de bâtiment ne sont, normalement, pas exposées à ce mode de ruine. L'exception notable que constituent les ossatures supportant des ponts roulants ou autres engins de levage, est supposée traitée par des textes spécifiques séparés.

combinaisons normales	une action variable Q seule	$4/3 G + 3/2 Q$
	deux actions variables Q_1 et Q_2	$4/3 G + 17/12 (Q_1 + Q_2)$
	trois actions variables Q_i ou plus	$4/3 G + 4/3 (\sum Q_i)$
combinaisons extrêmes	nombre quelconque d'actions variables	$G + V_{\text{ext}} + 1/2 N_{\text{ext}} + \sum Q_i$

• Lorsque les charges permanentes G ont un effet inverse de celui des actions variables envisagées, leur coefficient de pondération doit être ramené à l'unité.
 • Il n'y a lieu de cumuler, dans une même combinaison, que les actions variables dont les effets sont de même sens.
 • Dans les combinaisons dites normales, les charges climatiques de neige et de vent ne présentent aucune spécificité par rapport aux autres actions variables, si ce n'est leurs conditions de concomitance fixées par les Règles NV 65.
 • Dans les combinaisons extrêmes, le cumul de la neige et du vent n'est pas forcément déterminant par rapport à la charge extrême de neige ou à celle du vent considérée seule.
 • Dans le cas des dispositions de toiture ne permettant pas l'enlèvement de la neige par le vent, les Règles NV 65 prescrivent de cumuler les charges de neige extrême avec celles du vent normal ou inversement, les charges de neige normale avec celles du vent extrême.
 • Les combinaisons de type accidentel sont en principe formées sur le même modèle que celles faisant intervenir les charges climatiques extrêmes. Néanmoins, pour les deux cas de ce type rencontrés le plus usuellement dans la pratique, des textes spécifiques postérieurs aux Règles CMI 66 ont prescrit des combinaisons différentes qu'il convient d'appliquer. Il s'agit du DTU FA 82 pour la justification de la stabilité au feu et des Règles PS 92 pour la résistance au séisme.

Tableau 2-1

II. 2.1.2 — ENV 1993-1-1 / XP P 22-311

La prénorme européenne et sa transposition française retiennent une justification de la sécurité fondée sur la notion d'états limites.

Du côté résistance, un coefficient partiel de sécurité γ_M est systématiquement appliqué aux résultats des calculs théoriques de capacité (Tableau 2-2).

critères d'état limite ultime		contrainte référence	coefficient	valeur ENV	valeur DAN
résistance de section	partie courante	f_y	γ_{M0}	1,10	1,10 ou 1,00*
	section nette tendue	f_u	γ_{M2}	1,25	1,25
	avec voilement local prématuré	f_y	γ_{M1}	1,10	1,10
stabilité d'élément	déversement	f_y	γ_{M1}	1,10	1,10
	flambement				
	voilement de cisaillement				

* : la valeur 1,00 pour γ_{M0} est réservée aux produits en acier bénéficiant du droit d'usage de la marque NF.

Tableau 2-2

Les effets des actions sont, de leur côté, déterminés pour des combinaisons faisant intervenir deux types de coefficients :

- des coefficients partiels de sécurité, au nombre de deux, amplifiant les actions comme les anciens coefficients de pondération :

– $\gamma_G = 1,35$ appliqué aux charges permanentes G

– $\gamma_Q = 1,50$ appliqué aux actions variables Q_i

Les actions accidentelles sont, sauf exception dûment spécifiée, prises directement à leur valeur caractéristique ou nominale, sans amplification par un coefficient partiel de sécurité.

- des coefficients ψ , au nombre de trois, permettant de moduler la valeur caractéristique de chaque action variable :

– ψ_0 donnant accès à la valeur de combinaison

– ψ_1 donnant accès à la valeur fréquente

– ψ_2 donnant accès à la valeur quasi-permanente

Le tableau 2-3 récapitule les valeurs numériques de ces coefficients ψ , applicables usuellement en construction métallique :

Action variable	ψ_0 combinaison	ψ_1 fréquente	ψ_2 quasi- permanente
Charge d'exploitation	0,67	0,75	0,65
Neige altitude < 500m altitude > 500m	0,67 0,67	0,15 0,30	0 0,10
Vent	0,67	0,20	0
Température	0,53	0,50	0

Tableau 2-3

La résistance est donc vérifiée vis-à-vis des combinaisons d'état limite ultime (ELU), dites fondamentales, correspondant à des situations de projet durables ou transitoires, formées sur le modèle ci-après :

$$\gamma_G G + \gamma_Q Q_1 + \sum \gamma_Q \psi_{0i} Q_i \quad (i > 1)$$

en tenant compte des précisions suivantes :

- Lorsque les charges permanentes ont un effet inverse de celui des actions variables envisagées, leur coefficient de pondération doit être ramené à l'unité.
- Lorsque les charges permanentes comportent une part qui présente une certaine variabilité et dont l'effet est favorable par rapport à celui des autres actions, cette part doit être affectée d'un coefficient partiel de sécurité réduit de 1,35 à 1,10.
- Il n'y a lieu de cumuler, dans une même combinaison, que les actions variables dont les effets sont de même sens.

- Les charges climatiques de neige et de vent ne présentent aucune spécificité par rapport aux autres actions variables, si ce n'est des conditions particulières de concomitance qui peuvent être fixées par les codes de détermination de ces charges (cas des Règles N 84).

Pour les structures de bâtiment, les combinaisons fondamentales peuvent être remplacées par deux combinaisons simplifiées :

- avec une seule action variable : $\gamma_G G + \gamma_Q Q_i$
- avec toutes les actions variables : $\gamma_G G + 0,9 \sum \gamma_Q Q_i$

Il convient également d'envisager des combinaisons d'état limite ultime de type accidentel :

$$G + A_d + \psi_{1i} Q_1 + \sum \psi_{2i} Q_i \quad (i > 1)$$

où A_d désigne la valeur de calcul (spécifiée) de l'action accidentelle.

Dans le cas particulier des actions sismiques, il est admis de ne pas leur cumuler les actions du vent.

Dans le cas particulier de la justification en situation d'incendie, également de type accidentel, il convient de continuer à se référer au DTU FA 82 et d'utiliser les combinaisons spécifiques qu'il prescrit. Ce document est pour l'instant seul reconnu officiellement, dans l'attente de l'entérinement de la transposition en norme expérimentale française de l'ENV 1993-1-2.

Les critères d'états limites de service (ELS) doivent être respectés pour des combinaisons où les coefficients partiels de sécurité sur les actions sont tous ramenés à l'unité. Suivant la nature de ces critères, trois types de combinaisons peuvent être considérés (Tableau 2-4) :

combinaison	forme	critère
rare	$G + Q_1 + \sum \psi_{0i} Q_i$	valeurs limites de flèches
fréquente	$G + \psi_{1i} Q_1 + \sum \psi_{2i} Q_i$	amplifications dynamiques des déformations
quasi-permanente	$G + \sum \psi_{2i} Q_i$	sans usage codifié pour la construction métallique

Tableau 2-4

Pour les structures de bâtiment, les combinaisons rares d'état limite de service peuvent être remplacées par deux combinaisons simplifiées :

- avec une seule action variable : $G + Q_1$
- avec toutes les actions variables : $G + 0,9 \sum Q_i$

Pour les états limites de service, aucun coefficient partiel de sécurité n'est à prévoir du côté de la résistance.

II. 2.1.3 — Dispositions pratiques pour un bâtiment courant

On présente ci-après les dispositions pratiques à retenir, du point de vue des codes d'actions à utiliser et des combinaisons d'actions à envisager, dans le cas d'un bâtiment courant supposé soumis à la liste limitative d'actions suivante :

- charges permanentes G (sans variabilité particulière),
- charges de neige S (l'altitude est supposée inférieure à 200 m),
- charges de vent W ,
- charge d'exploitation unique Q (par exemple pont roulant ou charge sur plancher),
- action thermique T ,
- séisme E .

On suppose qu'une justification par calcul de la stabilité au feu de la structure n'est pas nécessaire.

Il n'est pas tenu compte des prénormes européennes non encore transposées au plan français.

Cas des Règles CM 66 et de l'Additif 80

- Charges permanentes G déterminées par calculs avec une densité égale à 7,85 pour l'acier.
- Neige fixée par les Règles NV 65 en valeurs normale S_n et extrême S_e , la carte à utiliser pour déterminer la région est toutefois celle des Règles N84 (les dispositions de toiture sont supposées permettre l'enlèvement de la neige par le vent).
- Vent fixé par les Règles NV 65 en valeurs normale W_n et extrême W_e .
- Charge d'exploitation Q fixée par le cahier des charges de l'opération ou éventuellement par la norme NF P 06-001.
- Action thermique T représentant suivant les Règles CM 66 une variation de température de 27°C, positive ou négative.
- Séisme E défini par la norme NF P 06-013 (PS 92).

■ Combinaisons relatives aux calculs de résistance et de stabilité

$$4/3 (G + T) + 3/2 S_n \text{ ou } 4/3 (G + T) + 3/2 W_n \\ \text{ou } 4/3 (G + T) + 3/2 Q$$

$$4/3 (G + T) + 17/12 (0,5 S_n + W_n) \\ \text{ou } 4/3 (G + T) + 17/12 (W_n + Q) \\ \text{ou } 4/3 (G + T) + 17/12 (Q + S_n)$$

$$4/3 (G + T) + 4/3 (0,5 S_n + W_n + Q)$$

$$G + T + Q + 0,5 S_e + W_e$$

$$G + E + 0,75 Q \text{ ou } G + E + 0,15 S_n + 0,65 Q$$

Ces deux dernières combinaisons sont formées par référence aux nouvelles Règles de construction parasismique (norme NF P 06-013), qui généralisent le système de type états limites, en contradiction avec les Règles CM 66 qu'il convient donc de

considérer comme caduques pour la définition des combinaisons sous séisme. Comme antérieurement, il reste admis que ces combinaisons excluent les actions de vent.

■ **Combinaisons relatives aux vérifications de déformations**

$$G + T + S_n + Q \text{ ou } G + T + 0,5 S_n + W_n + Q$$

Cas de la norme expérimentale XP P 22-311

- Charges permanentes G déterminées par calculs avec une densité égale à 7,85 pour l'acier.
- Neige fixée par les Règles N 84 en valeur caractéristique S et en valeur accidentelle S_a ; dans les combinaisons avec concomitance des actions de vent, seuls les cas III de distribution de la charge de neige sont à retenir.
- Vent W déterminé suivant les Règles NV 65 et « rendu » caractéristique en majorant de 20 % la valeur normale (la valeur extrême n'a plus d'usage).
- Charge d'exploitation Q fixée par le cahier des charges de l'opération ou éventuellement par la norme NF P 06-001.
- Action thermique T représentant, suivant la norme, une variation de température de + 25°C ou de -33°C.
- Séisme E défini par la norme NF P 06-013 (PS 92).

■ **Combinaisons relatives aux états limites ultimes de résistance**

$$1,35 G + 1,5 S + W + Q + 0,8 T$$

$$1,35 G + 1,5 T + S + W + Q$$

$$1,35 G + 1,5 Q + W + S + 0,8 T$$

$$1,35 G + 1,5 W + S + Q + 0,8 T$$

$$G + S_a + 0,65 Q + 0,5 T$$

$$G + S_a + 0,75 Q$$

$$G + E + 0,75 Q$$

$$G + E + 0,15 S + 0,65 Q$$

■ **Combinaisons relatives aux états limites de service**

□ **Combinaisons rares**

$$G + S + 0,67 W + 0,67 Q + 0,53 T$$

$$G + T + 0,67 S + 0,67 W + 0,67 Q$$

$$G + Q + 0,67 W + 0,67 S + 0,53 T$$

$$G + W + 0,67 S + 0,67 Q + 0,53 T$$

□ **Combinaisons fréquentes**

$$G + 0,15 S + 0,65 Q$$

$$G + 0,50 T + 0,65 Q$$

$$G + 0,75 Q$$

$$G + 0,20 W + 0,65 Q$$

□ **Combinaison quasi-permanente**

$$G + 0,65 Q$$

II. 2.2 — Liste récapitulative des codes de calcul des actions sur les constructions

II. 2.2.1 — Charges permanentes

- *Fascicule de documentation français FD P 06-004*

Charges permanentes (mai 1977).

- *Prénorme européenne ENV 1991-2-1*

Densités, poids propres et charges d'exploitation (votée en 1993, à paraître).

II. 2.2.2 — Charges d'exploitation

- *Norme française NF P 06-001*

Charges d'exploitation des bâtiments (juin 1986).

- *Prénorme européenne ENV 1991-2-1*

Densités, poids propres et charges d'exploitation (votée en 1993, à paraître).

- *Recommandations pour le calcul et l'exécution des chemins de roulement de ponts roulants – 3 parties*

(Revue *Construction Métallique* n° 3-67, n° 4-70, n° 1-73).

- *Prénorme européenne ENV 1991-5*

Actions exercées par les engins de manutention et les machineries (votée en 1997, à paraître)

- *Norme expérimentale française XP P 22-630*

Silos en acier – Calcul des actions dans les cellules (janvier 1992).

- *Prénorme européenne ENV 1991-4*

Actions exercées dans les silos et les réservoirs (votée en 1993, à paraître).

II. 2.2.3 — Actions climatiques

- *DTU P 06-002 Règles NV 65-67 et Annexes.*

- *DTU P 06-006 Règles N 84 (septembre 1996).*

- *Prénorme européenne ENV 1991-2-3*

Actions de la neige (votée en 1993, à paraître).

- *Prénorme européenne ENV 1991-2-4*

Actions du vent (votée en 1993, à paraître).

□ *Prénorme européenne ENV 1991-2-5*

Actions thermiques (votée en 1997, à paraître).

II. 2.2.4 — Actions sismiques

□ *DTU P 06-003 Règles parasismiques (février 1982).*

□ *Norme française NF P 06-013 dite DTU Règles PS 92*

Règles de construction parasismique applicables aux bâtiments (décembre 1995).

□ *Norme française NF P 06-014 dite Règles PS-MI 89 révisées 92*

Construction parasismique des maisons individuelles et bâtiments assimilés (mars 1995).

□ *Prénorme européenne ENV 1998*

Conception et dimensionnement des structures pour leur résistance aux séismes (votée en 1994, à paraître).



Charges permanentes et charges d'exploitation

III. 1 — Charges permanentes

Les charges permanentes sont des actions fixes dans l'espace et pratiquement constantes dans le temps. Quand elles sont néanmoins susceptibles de subir une certaine variation au cours de la vie de l'ouvrage, il est nécessaire d'en définir, pour les calculs de dimensionnement, deux valeurs caractéristiques, l'une supérieure $G_{k,sup}$ et l'autre inférieure $G_{k,inf}$.

Les charges permanentes comprennent le poids propre de la structure, les charges de gravité correspondant aux différents éléments supportés par cette structure tels que revêtements, cloisons, équipements fixes. Lorsque ces derniers ne sont pas connus avec précision, lors de l'établissement du projet, du point de vue de leur localisation et de l'intensité des charges qu'ils représentent, il est d'usage de les considérer comme des actions variables, en général définies sous forme d'une charge d'exploitation forfaitaire uniformément répartie.

Sont à inclure dans les charges permanentes, les actions de précontrainte ainsi que les déformations imposées (volontairement ou non) de manière définitive à la structure telles que les tassements de fondations.

L'évaluation du poids propre de la structure métallique doit être fondée sur une masse volumique de $7\,850\text{ kg/m}^3$. Dans le cadre de traitements informatiques permettant le calcul automatique de ce poids propre, il convient de majorer cette valeur de base pour tenir compte des organes et pièces d'assemblage non explicitement modélisés.

Le fascicule de documentation français FD P 06-004 et la pré-norme européenne ENV 1991-2-1 fournissent les masses volumiques des matériaux les plus utilisés dans les constructions ainsi que les charges représentées par différents types de structures et de revêtements. On peut également, pour les matériaux qui font couramment l'objet d'un stockage, utilement consulter la norme expérimentale XP P 22-630 relative au calcul des actions dans les cellules de silos en acier (les actions calculées à partir de ces charges gravitaires ont bien entendu le statut de charges d'exploitation).

Une sélection de valeurs numériques de charges permanentes indiquées par ces textes est reprise ci-après.

■ Matériaux structurels

daN/m³

– acier	7 850
– aluminium	2 700
– béton armé courant	2 500
– béton non armé	2 200
– bois :	
• de conifères	600
• de feuillus	800
• durs tropicaux	1 000
– verre	2 500

■ Matériaux de construction

daN/m³

– ciment	1 500
– mortier de ciment	2 000
– sable sec	1 600
– terre végétale	2 100
– plâtre	1 500
– verre	2 500
– plomb	11 400
– zinc	7 150
– cuivre	8 950

■ Matériaux stockés

angles de talus
naturel (degrés)

daN/m³

– ciment	30	1 500
– plâtre	28	1 225
– sable	34	1 570
– clinker	36	1 570
– charbon	35	1 000
– blé	28	835
– maïs	28	785
– orge	27	810
– colza	24	700
– tournesol	22	500

■ Composants structurels

□ Maçonneries :

daN/m³

– agglomérés pleins	2 150
– agglomérés creux	1 500
– briques pleines	1 800
– briques creuses	1 500
– moellons	2 300
– pierres de taille	2 700

□ <i>Planchers</i>	<i>daNm²</i>
- dalle pleine en béton armé par cm d'épaisseur	25
- planchers à bacs acier collaborants	
montage en 15 cm d'épaisseur	300
en 20 cm d'épaisseur	410
- planchers à poutrelles et entrevous	
montage en épaisseur 15 cm + 4 cm	250
20 cm + 5 cm	315
■ <i>Éléments d'enveloppe et revêtements</i>	<i>daN/m²</i>
□ <i>Couvertures :</i>	
- zinc (voligeage et tasseaux compris)	25
- bacs aluminium	5
- bacs acier	8 à 12
- bacs acier + étanchéité auto-protégée	20 à 24
- plaques en fibro-ciment	17
- tuiles (liteaux compris)	50 à 80
- ardoises (lattis et voligeage compris)	30
□ <i>Étanchéités :</i>	
- asphalte	50
- multicouche	12
□ <i>Revêtements :</i>	
- carrelage céramique par cm d'épaisseur	20
- dalles thermoplastiques par mm	
d'épaisseur	2
- parquets collés	7
- parquets sur lambourdes	28

III. 2 — Charges d'exploitation

Les charges d'exploitation sont des actions variables dans le temps et dans l'espace, directement liées à l'utilisation des ouvrages.

Les charges d'exploitation propres aux bâtiments industriels sont généralement définies par voie contractuelle compte tenu de leur caractère très spécifique ; seules quelques valeurs sont codifiées.

En revanche, les ouvrages dont les conditions d'utilisation sont davantage banalisées tels que bâtiments d'habitation ou de

bureaux, bâtiments hospitaliers, bâtiments d'enseignement, etc., ont leurs charges d'exploitation définies par la norme NF P 06-001. Dans l'avenir, cette norme française sera remplacée par la partie 2-1 de l'Eurocode 1 ; celle-ci n'est pour l'instant qu'une prénorme européenne, ENV 1991-2-1, non encore transposée en France.

III. 2.1 — Prescriptions de la norme NF P 06-001

Valeurs nominales de référence des charges d'exploitation dans les bâtiments

On ne fait que reprendre ci-après les principales valeurs spécifiées par le texte.

■ Bâtiments d'habitation

– logements	1,5 kN/m ²
– balcons	3,5 kN/m ²
– escaliers, halls d'entrée	2,5 kN/m ²
– combles non aménageables avec plancher	1,0 kN/m ²

■ Bâtiments de bureaux

– bureaux cloisonnés	2,5 kN/m ²
– bureaux paysagés	3,5 kN/m ²
– circulations, escaliers, halls d'entrée	2,5 kN/m ²

■ Bâtiments scolaires et universitaires

– salles de classes, laboratoires, ateliers, dortoirs, sanitaires	2,5 kN/m ²
– amphithéâtres, salles modulables, cantines	3,5 kN/m ²
– salles de réunion ou polyvalentes avec sièges, bibliothèques	4,0 kN/m ²
– salles sans sièges, escaliers, circulations, salles de jeux	4,0 kN/m ²
– cuisines collectives	5,0 kN/m ²

■ Bâtiments hospitaliers et dispensaires

– chambres, sanitaires	1,5 kN/m ²
– circulations internes	2,5 kN/m ²
– halls, circulations générales	4,0 kN/m ²
– services	2,5 kN/m ²
– salles d'opérations, buanderies	3,5 kN/m ²
– cuisines collectives	5,0 kN/m ²

■ Bâtiments à usage sportif et d'éducation physique

sauf prescription contraire, charge statique de 5 kN/m²

■ Terrasses accessibles privées :	1,5 kN/m ²
-----------------------------------	-----------------------

■ **Autres locaux**

- salles de restaurant, cafés, cantines de moins de 100 places $2,5 \text{ kN/m}^2$
- halles où le public se déplace (gares) $4,0 \text{ kN/m}^2$
- salles de spectacles avec public debout $6,0 \text{ kN/m}^2$
- salles de théâtre, amphithéâtres, tribunes avec sièges $4,0 \text{ kN/m}^2$
- salles de danses, boutiques et annexes $5,0 \text{ kN/m}^2$
- garages et parcs de stationnement de voitures légères $2,5 \text{ kN/m}^2$
- escaliers et passerelles des locaux industriels
 - circulation générale $2,0 \text{ kN/m}^2$
 - accès aux appareils ; passage d'une personne de front $1,5 \text{ kN/m}^2$

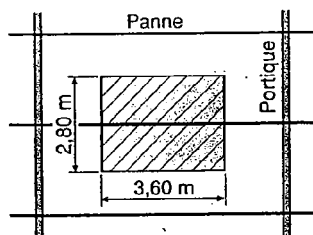
■ **Garde-corps (efforts horizontaux linéiques)**

- locaux privés $0,4 \text{ kN/m}$
(avec un minimum de $1,3 \text{ kN}$ d'effort global réparti)
- en habitation collective $0,6 \text{ kN/m}$
- pour les bâtiments recevant du public $1,0 \text{ kN/m}$
- pour les tribunes de stades $1,7 \text{ kN/m}$
- pour les installations industrielles $0,6 \text{ à } 0,3 \text{ kN/m}$

■ **Charges d'entretien sur les couvertures**

Ces actions, de par leur nature, ne sont pas cumulables avec les actions climatiques.

- Couvertures sur charpente : 2 charges de 1 kN placées aux $1/3$ et $2/3$ de la portée, sans être espacées de moins d'un mètre.
- Terrasses et toitures non accessibles recevant une étanchéité : au minimum, 10 kN répartis uniformément sur 10 m^2 . Pour les charpentes métalliques, la surface de charge peut être prise rectangulaire avec un côté de $3,60 \text{ m}$ orienté parallèlement à la portée et un côté perpendiculaire de $2,80 \text{ m}$ (Fig. 3-1).



Charge d'entretien sur toiture avec étanchéité

Figure 3-1

■ Cloisons de distribution

Les charges des cloisons non porteuses et de faible poids, dont le déplacement ou l'ajout sont acceptés *a priori*, sont incluses dans les charges d'exploitation en distinguant :

- les cloisons « très légères » : poids linéique inférieur à 1,0 kN/m,
- les cloisons « légères » : poids linéique inférieur à 2,5 kN/m.

Néanmoins, il est permis, lorsqu'une répartition transversale est assurée par les planchers, de considérer ces cloisons comme permanentes et de les représenter alors par des charges uniformément réparties, respectivement de 0,40 kN/m² et 1,0 kN/m². Pour les bâtiments d'habitations avec refends transversaux rapprochés, ces valeurs peuvent être réduites à 0,20 kN/m² et 0,50 kN/m².

Modification des charges d'exploitation

La norme prévoit des modifications de la valeur de la charge d'exploitation selon l'importance des surfaces sur lesquelles elle est envisagée. Il s'agit :

- en fonction de la nature des locaux, d'une augmentation de la valeur de référence pour les faibles surfaces et d'une réduction pour les grandes surfaces (seuil fixé à 15 m²);
- pour les bâtiments à grand nombre de niveaux dont les occupations peuvent être considérées comme indépendantes, d'une dégression en fonction du nombre d'étages.

Coefficients ψ_i pour les valeurs représentatives des charges

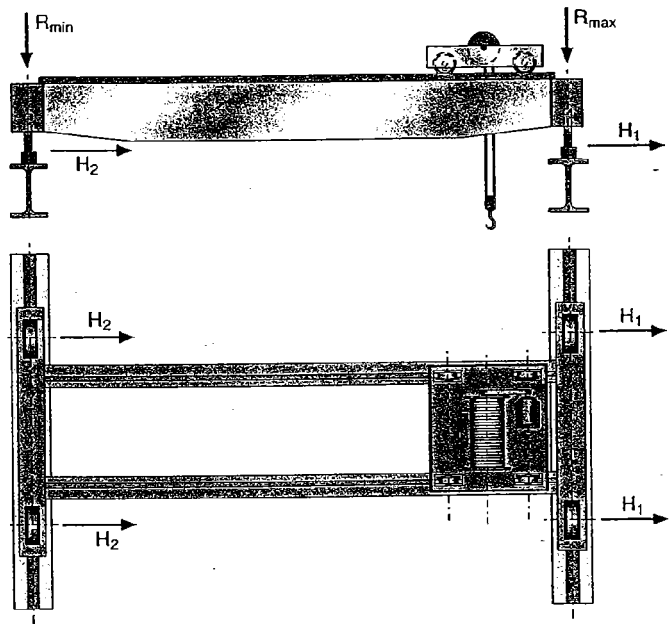
Ces coefficients, appliqués aux valeurs nominales définies par la norme, donnent accès aux valeurs de combinaison, fréquente et quasi permanente des charges d'exploitation (Tableau 3-1).

nature du local	ψ_0	ψ_1	ψ_2
cas courants	0,67	0,75	0,65
salles de réunions avec places assises, salles de classe, restaurants, dortoirs	0,67	0,65	0,40
halles diverses, salles d'exposition	0,67	0,65	0,25
locaux destinés principalement au transit des personnes, lieux avec places debout et utilisation périodique, salles de réunions, lieux de cultes, salles et tribunes de sports, salles de danse	0,67	0,75	0,25
parcs de stationnement	0,78	0,75	0,65
archives	0,78	0,90	0,80
Les valeurs de ψ_0 indiquées ci-dessus sont modifiées par rapport à celles de la norme française. Ce type de coefficient n'est en effet utilisable, à ce jour en construction métallique, que dans le cadre de l'application de la norme expérimentale XP P 22-311 (EC3-DAN). Ce document prescrit, dans les combinaisons d'état limite ultime, l'application d'un coefficient partiel de sécurité γ_0 pris égal à 1,5 sur les actions variables d'accompagnement, au lieu de 1,3 dans les règlements français aux états limites ; il y est donc stipulé que les valeurs des coefficients ψ_0 de la norme NF P 06-001 doivent être réduits dans le rapport 1,3/1,5. Soit : $\psi_0 = 0,67$ au lieu de 0,77 $\psi_0 = 0,78$ au lieu de 0,90 Pour les constructions situées au-dessus de 500 m d'altitude, dans les combinaisons où la neige est choisie comme action variable de base, les valeurs indiquées pour ψ_0 doivent être majorées de 10 %, sauf pour les parcs de stationnement et les locaux d'archives.			

Tableau 3-1

III. 2.2 — Cas particulier des ponts roulants

La plupart des bâtiments industriels doivent être équipés de moyens de manutention permettant la circulation de charges à l'intérieur de leur volume. Une solution classique consiste à y installer des ponts roulants directement supportés par l'ossature ; celle-ci subit, de ce fait, des actions à la fois verticales et horizontales qui peuvent devenir déterminantes pour son dimensionnement (Fig. 3-2).



Pont roulant

Figure 3-2

La détermination des valeurs de ces actions est particulièrement complexe, s'agissant de charges mobiles génératrices de vibrations, de chocs, d'effets dynamiques, d'usure, etc. Les paramètres influents sont nombreux :

- puissance du pont (valeur de la charge maximale à lever),
- rigidités de la structure du pont et de l'ossature qui le supporte,
- vitesses et accélérations propres aux différents mouvements,
- mécanismes de levage et de mouvements horizontaux,
- dispositifs de roulement et de guidage,
- usure des pièces mobiles et du rail de roulement...

Puissance (kN)	Portée (m)	Poids de l'engin (kN)		Réactions verticales par galet (kN)	
		pont	chariot	maximale	minimale
30	10	55	30	42	15
	15	80		49	21
	20	110		57	28
50	10	60	35	54	18
	15	95		64	26
	20	125		73	32
	25	165		82	43
100	10	80	40	84	26
	15	120		96	34
	20	160		107	43
	25	210		120	55
150	10	100	50	115	35
	15	145		130	42
	20	195		144	54
	25	250		159	66
	30	310		175	80
200	10	120	60	147	43
	15	170		164	51
	20	225		180	63
	25	290		197	78
	30	360		216	94
300	10	150	80	207	58
	15	210		228	67
	20	270		247	78
	25	350		270	95
	30	440		294	116
500	10	195	110	314	88
	15	270		346	94
	20	350		373	107
	25	440		400	125
	30	540		427	148

Tableau 3-2

Le pont roulant n'est en principe pas considéré comme un ouvrage de bâtiment et la pratique normale veut que la responsabilité de la définition de ses actions sur la structure support incombe au fournisseur de cet équipement. Celui-ci est néanmoins souvent désigné tardivement, en particulier pour les ouvrages modestes, de sorte que la structure doit être dimensionnée en utilisant des règles simplifiées de calcul des actions, dont les résultats doivent ensuite être confirmés, une fois l'engin de levage complètement défini.

En ce qui concerne les charges verticales par galet, il s'agit, pour une portée de pont et une puissance de levage données, d'anticiper sur le poids de l'engin, le nombre et l'espacement des galets supports, le poids et les cotes d'approche du chariot. On utilise couramment à cette fin, les « Recommandations pour le calcul et l'exécution des chemins de roulement » établies par le CTICM et publiées dans la revue *Construction Métallique* n° 3-67. Un résumé simplifié de cette approche, limité aux ponts à quatre galets, est présenté dans le tableau 3-2.

Les résultats de ces évaluations des charges verticales doivent être amplifiés par un coefficient dynamique, qui dépend de la partie de structure concernée et du type de pont en cause. Sur ce dernier point, il existe plusieurs systèmes de classification des ponts roulants, définis par les différents textes spécialisés, en fonction de leurs conditions d'utilisation plus ou moins intensives et de leur niveau usuel de chargement.

Pour les quatre groupes de ponts qu'elles envisagent, les Recommandations déjà citées préconisent les valeurs suivantes de coefficients dynamiques (Tableau 3-3).

Groupe du pont roulant	ϕ_1 coefficient pour le calcul du chemin de roulement	ϕ_2 coefficient pour le calcul des supports du chemin de roulement
I	1,05	1,00
II	1,15	1,05
III	1,25	1,10
IV	1,35	1,15

Tableau 3-3

Quant aux charges horizontales longitudinales, c'est-à-dire parallèles à la voie de roulement, il est admis de les proportionner directement aux charges verticales exercées par les galets moteurs, par l'intermédiaire d'un coefficient de frottement pris égal à 0,2. Une charge accidentelle de tamponnement du pont sur les butoirs implantés en extrémités des chemins de roulement peut également être prescrite ; elle doit alors être fournie par le fabricant du pont.

Les pratiques relatives à l'évaluation des charges horizontales transversales sont très diverses. Un errement très répandu et très simplificateur consiste à adopter une valeur du dixième de la charge verticale du galet. Les « Recommandations pour le calcul et l'exécution des chemins de roulement » déjà citées, envisagent pour leur part, sur chaque voie de roulement, un couple d'actions de sens opposés dont l'intensité peut être beaucoup plus élevée et qui traduisent un effet de marche en crabe du pont dans son déplacement longitudinal (Figure 3-3).

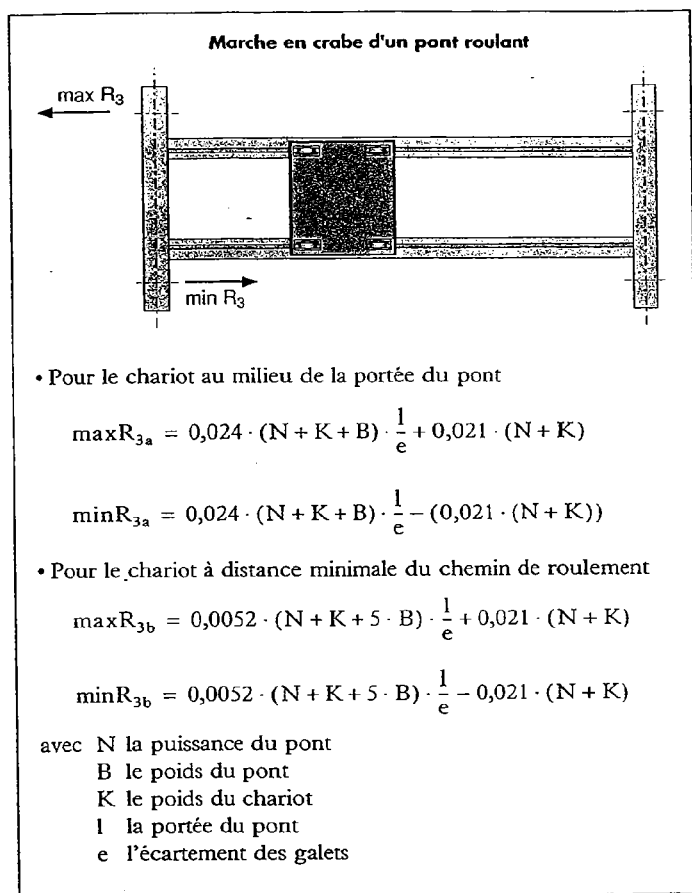


Figure 3-3

Il est fréquent que les bâtiments industriels importants soient équipés de plusieurs ponts roulants, circulant sur la même voie et/ou sur des voies superposées. Seul le maître d'ouvrage est alors en mesure de définir avec précision les conditions de simultanéité de fonctionnement des différents engins. Il est en principe d'usage de ne pas cumuler les actions maximales de

chacun des ponts, notamment pour les actions horizontales ; les Recommandations du CTICM et la norme NF P 22-615 fournissent des indications à ce sujet.

Dans l'avenir, la Partie 5 de l'Eurocode 1, ENV 1991-5, actuellement en cours de rédaction, fournira des règles unifiées d'évaluation des actions des engins de levage sur leurs voies de roulement.

III. 3 — Autres actions

Les ouvrages de construction métallique peuvent être soumis à d'autres actions variables que celles énumérées précédemment. Il peut s'agir de charges d'exploitation spécifiques, particulièrement dans le domaine industriel, ou de charges accidentelles, telles que chocs, explosions ou impact, qu'il est indispensable d'envisager pour un certain nombre d'ouvrages sensibles du point de vue de la sécurité publique. La définition de telles actions relève des cahiers des charges particuliers des ouvrages concernés.

On peut également citer :

- les charges routières qui sont définies par les textes officiels du ministère de l'Équipement, du Logement et des Transports,
- des actions de la matière ensilée sur les parois des cellules des silos en acier qui sont définies par la norme expérimentale XP P 22-630.

Les actions climatiques, de par le caractère aléatoire de leur intensité, doivent désormais être considérées comme des actions variables ordinaires. Leur valeur de base est de type caractéristique et correspond à une probabilité annuelle d'atteinte ou de dépassement égale à 2 %. Cette définition équivaut à une période de retour de 50 ans, intervalle de temps moyen séparant deux événements d'intensité au moins égale à la valeur caractéristique.

Cependant, le système de pondération prescrit par les Règles CM 66 prévoit des vérifications sous charges climatiques normales et extrêmes, telles que définies par les Règles NV 65. L'application de ce dernier texte doit donc être maintenue tant que l'utilisation des Règles CM 66 restera autorisée. Pour cette raison, référence est faite ci-après, pour la neige comme pour le vent, d'une part à l'ancienne approche et d'autre part aux nouveaux textes conformes à l'approche dite « aux états limites ».

IV. 1 — Charges de neige

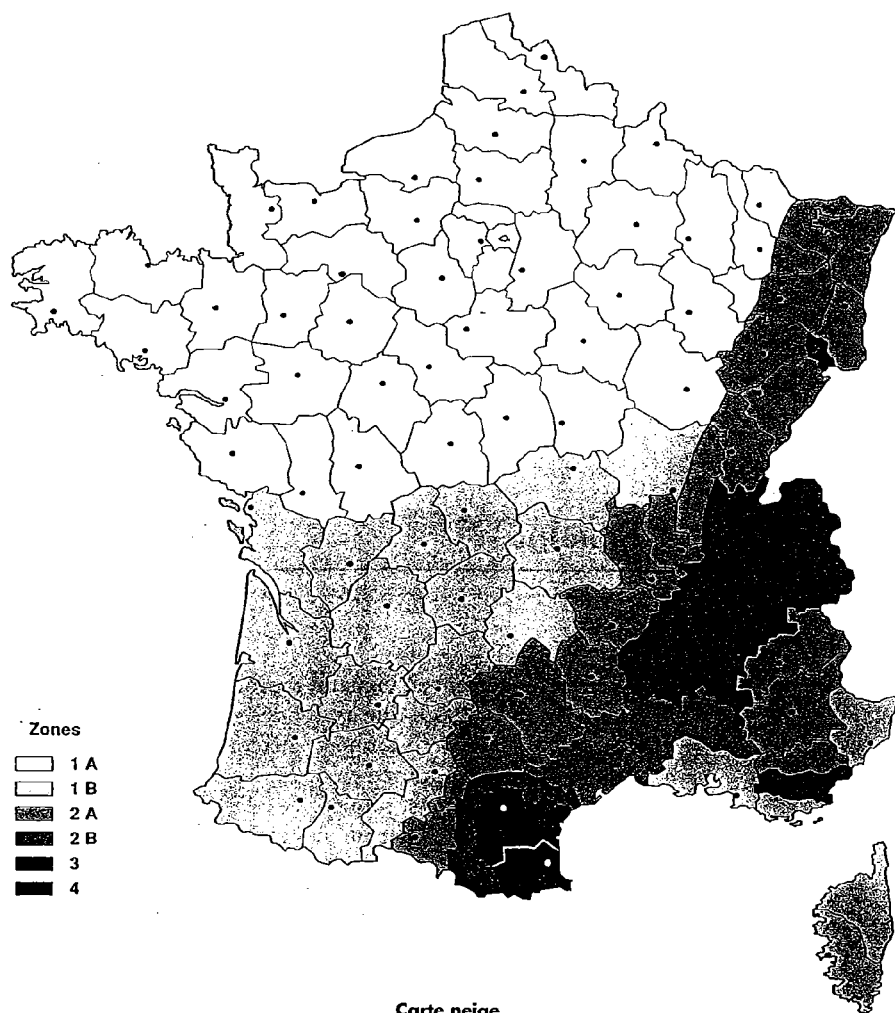
Carte neige

La carte actuellement en vigueur, reproduite ci-après, a été mise en application en 1996. Elle est fondée sur une exploitation statistique actualisée des données météorologiques disponibles, conduite par Météo France en 1993. Le territoire national y est divisé en quatre régions, numérotées de 1 à 4 et correspondant à une graduation de l'intensité des charges à prévoir (Fig. 4-1). Le découpage retenu est fondé sur les limites cantonales de la carte administrative française établie en 1987. L'échelon départemental, adopté lors de la rédaction des Règles N 84, n'a pu être maintenu partout en raison de la nécessité de ménager des transitions entre zones et de prendre en compte certaines données climatologiques fortes dues au relief.

L'existence (repérée dès l'élaboration des Règles NV 65) de chutes exceptionnelles aberrantes du point de vue statistique, a conduit à prescrire, pour une large moitié sud du territoire, une vérification complémentaire sous charges accidentelles ; cette nécessité a motivé un redécoupage des régions 1 et 2 en sous-zones A et B. Les valeurs de ces charges accidentelles sont communes aux différents textes concernant la neige et sont indiquées au tableau 4-1.

zones	1		2		3	4
	A	B	A	B		
charge accidentelle daN/m ²	néant	100	100	135	135	180

Tableau 4-1



Carte neige

Figure 4-1

Règles N 84

Les Règles N 84 ont assuré une mise à jour des Règles NV 65, limitée aux seules charges de neige. L'introduction de la nouvelle carte de 1996, s'est accompagnée pour ce texte, de quel-

ques modifications de détail : simplification de la règle pénalisant les faibles pentes, alignement sur l'Eurocode 1 des longueurs d'accumulation propres aux toitures dénivelées et aux acrotères...

Ce texte moderne définit bien entendu une charge caractéristique, à laquelle est attachée une période de retour de 50 ans et qui ne peut donc être formellement utilisée qu'avec des règles aux états limites, comme l'Eurocode 3. Le tableau 4-2 donne les valeurs numériques des charges au sol, s_0 , associées aux différentes régions pour les sites d'altitude inférieure à 200 mètres.

régions	1	2	3	4
charges au sol s_0	45 daN/m ²	55 daN/m ²	65 daN/m ²	90 daN/m ²

Tableau 4-2

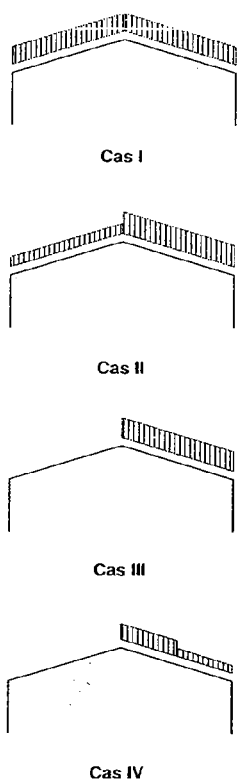
Le tableau 4-3 fournit les accroissements de la charge au sol pour les altitudes comprises entre 200 et 2 000 mètres :

altitudes en mètres	accroissement de la charge caractéristique en daN/m ²	altitudes en mètres	accroissement de la charge caractéristique en daN/m ²
300	15	1 200	285
400	30	1 300	330
500	45	1 400	375
600	75	1 500	420
700	105	1 600	465
800	135	1 700	510
900	165	1 800	555
1 000	195	1 900	600
1 100	240	2 000	645

Tableau 4-3 : Accroissement de la charge de neige en fonction de l'altitude - Règles N 84

Au-delà de 2 000 mètres, il appartient au cahier des charges de définir la valeur à prendre en compte en fonction des circonstances locales qui ont, en général, un caractère déterminant. Il convient aussi de noter, que, dans certaines régions montagneuses de moyenne altitude, comme le Jura par exemple, les autorités locales, sur la base de l'expérience du passé, imposent la prise en compte de charges notoirement accrues par rapport aux minimas codifiés.

Les charges de neige au sol sont systématiquement affectées par un coefficient de forme μ , prenant en compte la configuration de la toiture pour son influence sur le glissement, sur les accumulations, et sur les redistributions et enlèvements par le vent. Sur ce dernier aspect, trois cas différents doivent être envisagés :



Schémas de répartition
de la neige
suivant les règles N 84

Figure 4-2

- cas I : absence d'action du vent-sur-la-répartition,
 - cas II : redistribution provoquée par un vent modéré,
 - cas III : redistribution et enlèvement partiel par un vent fort.
- Quand cela peut conduire à des effets plus défavorables et sous réserve que la distribution ainsi envisagée reste physiquement vraisemblable, il convient d'étudier aussi des cas IV, construits à partir de l'un quelconque des cas précédents en réduisant de moitié la charge de neige sur une partie de la surface de la toiture (Fig. 4-2).

Les configurations de toitures envisagées par le règlement sont les suivantes :

- toitures à versants plans, simples, doubles ou multiples,
- toitures en forme de voûtes,
- obstacles locaux sur les toitures planes,
- toitures en dénivellation,
- débords de toiture.

À noter que pour une simple toiture plate, le coefficient μ prend la valeur 0,8, ce qui correspond à une sensible réduction par rapport à la charge de neige au sol. On retrouve ainsi, sur ce type de toiture, à très peu près, les niveaux de chargement antérieurement fixés par les Règles NV 65.

Les charges accidentelles associées à la carte mise en vigueur en 1996 doivent être prises en compte sans modification due à l'altitude et en leur appliquant les coefficients μ correspondant au cas I.

La concomitance des actions de vent avec les charges de neige est traitée en s'appuyant sur la distinction entre les trois cas de distribution I, II, III. Seul ce dernier est réputé compatible avec les actions de vent pour les sites en climat de plaine, c'est-à-dire dont l'altitude ne dépasse pas 500 mètres. Au-delà, il est prescrit de cumuler aussi avec les actions de vent, la moitié des charges de neige des cas I et II.

D'une manière plus générale, les coefficients ψ , devant intervenir dans la formation des combinaisons d'état limite, sont fixés comme suit par les Règles N 84 :

$$\psi_0 = 0,77$$

$$\psi_1 = 0,15 \quad \psi_2 = 0 \quad \text{pour les altitudes inférieures à 500 mètres}$$

$$\psi_1 = 0,30 \quad \psi_2 = 0,10 \quad \text{pour les altitudes supérieures à 500 mètres}$$

En construction métallique, dans le cadre de l'application de l'Eurocode 3, il convient d'adopter $\psi_0 = 0,67$ pour tenir compte de l'utilisation d'un coefficient partiel de sécurité γ_Q pris égal à 1,5 sur les actions variables d'accompagnement, au lieu de 1,3 dans les règlements français aux états limites.

Règles NV 65

Le tableau 4-4 indique, par région, les valeurs normales et extrêmes de charges à retenir dans le cadre de l'application conjointe des Règles CM 66 et des Règles NV 65. La valeur

extrême est susceptible d'être atteinte une fois dans la vie de l'ouvrage, la valeur normale s'en déduit par application d'un coefficient réducteur d'environ 3/5 (légèrement variable d'une région à l'autre). Aucune notion statistique rigoureuse n'est associée à ces valeurs, établies de manière très empirique lors de la rédaction des Règles NV 65, sans données météorologiques réellement suffisantes.

régions	1	2	3	4
charges normales	35 daN/m ²	45 daN/m ²	55 daN/m ²	80 daN/m ²
charges extrêmes	60 daN/m ²	75 daN/m ²	90 daN/m ²	130 daN/m ²

Tableau 4-4

Les valeurs indiquées s'entendent pour les sites d'altitudes inférieures à 200 mètres. Au-delà et jusqu'à 2 000 mètres, des formules permettent de calculer l'accroissement à prévoir sur les valeurs de base. Le tableau 4-5 en donne les résultats par incrément d'altitude de 100 mètres.

altitudes en mètres	accroissement de la charge normale en daN/m ²	accroissement de la charge extrême en daN/m ²
300	10	17
400	20	33
500	30	50
600	55	92
700	80	133
800	105	175
900	130	217
1 000	155	258
1 100	180	300
1 200	205	342
1 300	230	383
1 400	255	425
1 500	280	467
1 600	320	534
1 700	360	600
1 800	400	667
1 900	440	734
2 000	480	800

Tableau 4-5 : **Accroissement de la charge de neige en fonction de l'altitude - Règles NV65**

Les charges à retenir pour les sites d'altitudes supérieures à 2 000 mètres doivent être fixées par cahier des charges spécifique. Il convient aussi de noter, que, dans certaines régions montagneuses de moyenne altitude, comme le Jura par exemple, les autorités locales, sur la base de l'expérience du passé, imposent la prise en compte de charges notoirement accrues par rapport aux minimas codifiés.

Les Règles NV 65 ne fournissent que très peu d'indications sur les modifications de la distribution de la charge de neige provoquées par la géométrie de la toiture.

- Une réduction de 2 % de la charge est prévue par degré d'inclinaison du versant au-delà de 25° (à partir d'un angle d'inclinaison de 75° il n'y a donc plus de charge de neige à considérer).
- L'Annexe 1 des mêmes Règles fournit, à titre indicatif, quelques schémas d'accumulation correspondant à des dispositions types : bas de versant avec gouttière ou acrotère, sheds, lanterneaux, noues de toitures multiples à versants plans, toitures dénivelées...

Les charges accidentelles associées à la carte mise en vigueur en 1996 doivent être prises en compte sans modification due à l'altitude et en leur appliquant une réduction forfaitaire de 0,8, correspondant au passage de la valeur de la charge au sol à la valeur de la charge sur une construction.

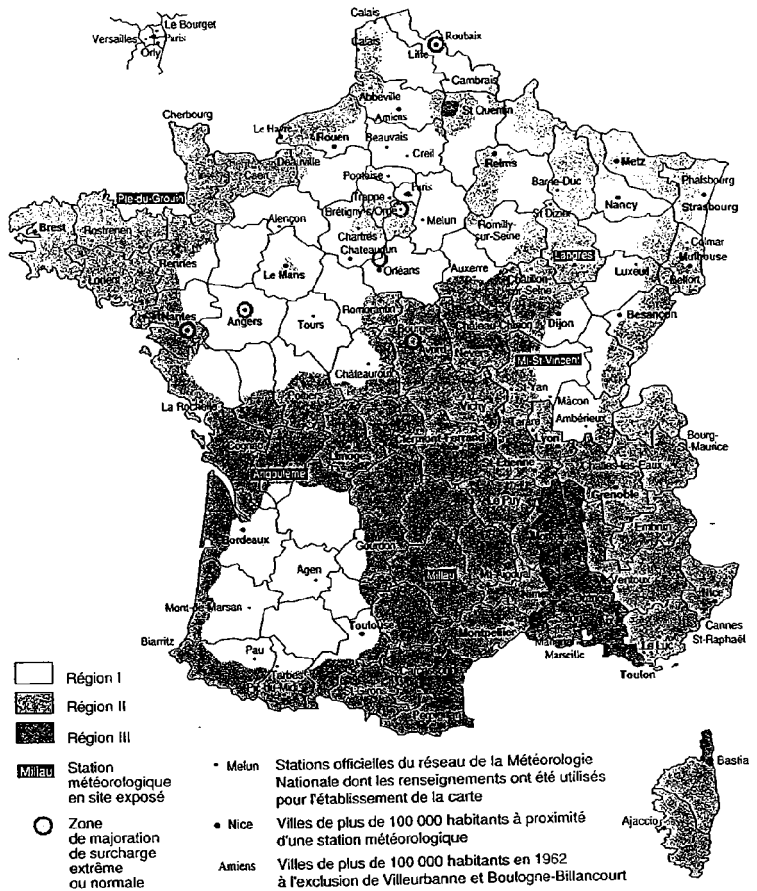
Des dispositions spécifiques pour le cumul avec les charges de vent sont incluses dans les Règles NV 65 :

- la charge de neige peut être réduite de moitié quand on ajoute à ses effets ceux des actions de vent, sous réserve que les dispositions de la toiture n'empêchent pas l'enlèvement de la neige par le vent ;
- dans le cas contraire, il est prescrit de cumuler soit les charges extrêmes de neige avec les actions normales de vent, soit les charges normales de neige avec les actions extrêmes du vent.

IV. 2 — Actions du vent - Règles NV 65

À ce jour, il n'existe pas encore, au plan français, de règles modernisées relatives au vent et les Règles NV 65 restent le seul document de référence disponible. La transposition, maintenant proche, de la Partie 2-4 de l'Eurocode 1 permettra de combler cette lacune. Dans l'intervalle, il est prescrit de considérer comme charge caractéristique applicable dans le cadre des règles aux états limites, la pression normale des Règles NV 65 majorée par un coefficient égal à 1,2.

Le territoire national métropolitain est divisé, suivant la carte ci-après (Fig. 4-3), en trois régions, repérées I, II, III, correspondant à une graduation de l'importance des pressions à prévoir. Une quatrième région a été créée en février 1987 pour traiter les risques cycloniques auxquels se trouvent exposés certains des départements français d'outre-mer : Guadeloupe, Martinique, La Réunion, région océan Indien. Les territoires d'outre-mer fixent eux-mêmes les valeurs qui les concernent, en marge de la codification générale.



Vent - Carte des régions

Figure 4-3

À chacune des régions est associée une « pression dynamique de base » qui correspond à une valeur de pointe, mesurée à 10 mètres au-dessus du sol, dans un site dégagé de type aéroport ou rase campagne, et affectant une surface limitée dont la plus grande dimension est de 0,50 m.

Le tableau 4-6 indique, par région, les valeurs normales et extrêmes de la pression dynamique de base. Ces deux valeurs sont dans un rapport constant de 1,75.

régions	I	II	III	IV
charges normales	50 daN/m ²	70 daN/m ²	90 daN/m ²	120 daN/m ²
charges extrêmes	87,5 daN/m ²	122,5 daN/m ²	157,5 daN/m ²	210 daN/m ²

Tableau 4-6

Compte tenu du caractère très limité des relevés disponibles lors de la rédaction des Règles NV 65, il ne leur est pas attaché de véritable signification statistique ; les Règles indiquent simplement que les valeurs normales sont susceptibles d'être atteintes environ une fois par an et les valeurs extrêmes une fois dans la vie de l'ouvrage.

Pour les sites dont l'altitude est supérieure à 1 000 mètres, le cahier des charges doit fixer les valeurs de pressions à adopter.

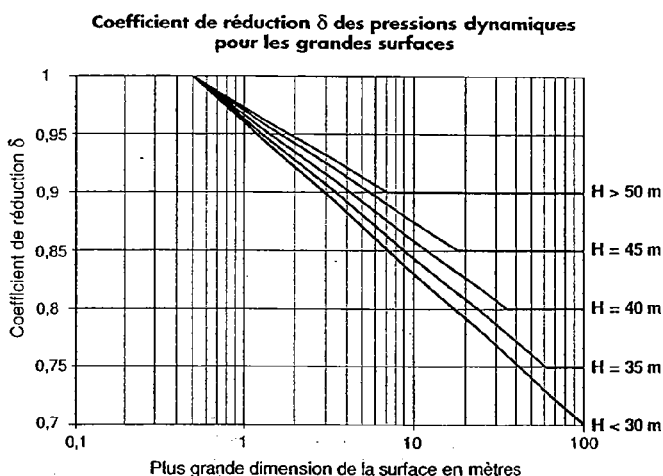
Note : la pression q en daN/m^2 et la vitesse V du vent en m/s sont liées par la relation théorique (théorème de Bernouilli) :

$$q = \rho V^2 / 20 = V^2 / 16,3$$

avec $\rho = 1,225 \text{ kg/m}^3$ masse volumique de l'air

Les Règles prévoient deux coefficients pour prendre en compte les situations différentes des conditions conventionnelles de définition des pressions de base :

- un coefficient de dimensions réduit la valeur de la pression en fonction de la plus grande dimension de la surface de paroi intéressant l'élément de structure à dimensionner. Cette réduction se justifie par la variabilité dans l'espace de la vitesse du vent à un instant donné, ce qui conduit à un effet moyen d'ensemble d'autant plus réduit que la surface considérée est plus importante. L'abaque 4-1 définit le coefficient de dimensions δ .



Abaque 4-1

- un coefficient de hauteur assure la représentation de l'évolution de la pression exercée par le vent en fonction de la hauteur H au-dessus du sol :

$$k_H = 2,5 \frac{H + 18}{H + 60}$$

Les Règles NV 65 ne comportent en revanche aucune disposition élaborée pour moduler les actions de vent en fonction des caractéristiques de l'environnement de la construction qui peut pourtant être très différent de la situation de référence qu'est le site de type aéroport. Seul le site bord de mer est clairement identifié comme devant motiver une aggravation des actions de vent. Les Règles laissent au cahier des charges le soin de modifier les pressions de base de site normal par application d'un simple coefficient dit de site, d'augmentation pour les sites exposés comme le bord de mer, de réduction pour les sites abrités. Les valeurs numériques prévues sont définies en fonction de la région (Tableau 4-7).

région	I	II	III	IV
site protégé	0,80	0,80	0,80	exclus
site normal	1,00	1,00	1,00	1,00
site exposé	1,35	1,30	1,25	1,20

Tableau 4-7

Le cahier des charges peut prescrire des valeurs intermédiaires des coefficients de site pour prendre en compte plus précisément les conditions locales par rapport aux cas limites codifiés par les règles.

La pression dynamique corrigée, dans un site donné, à une hauteur H , s'écrit finalement, en fonction de la surface intéressée :

$$q_H = q_{10} \cdot k_s \cdot k_H \cdot \delta$$

Le reste du règlement permet de déterminer, en fonction du type de la construction et de ses proportions géométriques :

- soit un coefficient global de traînée,
- soit des coefficients de pression intérieure et extérieure sur les parois.

Dans les deux cas, on aboutit à des efforts résultants sur la construction, directement dans le premier cas, par sommation des efforts résultants par paroi dans le second cas. Pour les constructions souples et élancées, il peut être nécessaire d'amplifier les efforts par un coefficient β d'amplification dynamique, essentiellement fonction de la première période propre de vibration de la structure.

Les types de construction bénéficiant de prescriptions spécifiques pour la détermination des actions de vent sont les suivants :

- constructions prismatiques à base quadrangulaire reposant ou non sur le sol, à toiture à versants plans ou à toiture courbe,
- constructions prismatiques à base polygonale régulière ou circulaire,
- panneaux pleins ou toitures isolées,
- constructions ajourées et constructions en treillis.

IV. 3 — ENV 1991 Parties 2-3 et 2-4

Il ne s'agit pour l'instant que de prénormes européennes, dont la transposition en tant que normes françaises expérimentales est encore en cours. Ces documents ne sont donc pas encore applicables, même à titre expérimental ; ils préfigurent néanmoins le devenir des règles d'actions climatiques en France.

Partie 2-3 : charges de neige

Le texte européen n'apporte aucune modification fondamentale aux Règles N 84 dont il conserve largement la philosophie. Une simplification importante est opérée par la suppression des cas I, II, III et IV, au prix de coefficients μ enveloppes, donc plus pénalisants. Aucune disposition ne subsiste quant à la concomitance neige-vent, qui ne présente plus dans l'Eurocode 1, de spécificité par rapport à la concomitance de n'importe quel autre couple d'actions variables.

Partie 2-4 : actions du vent

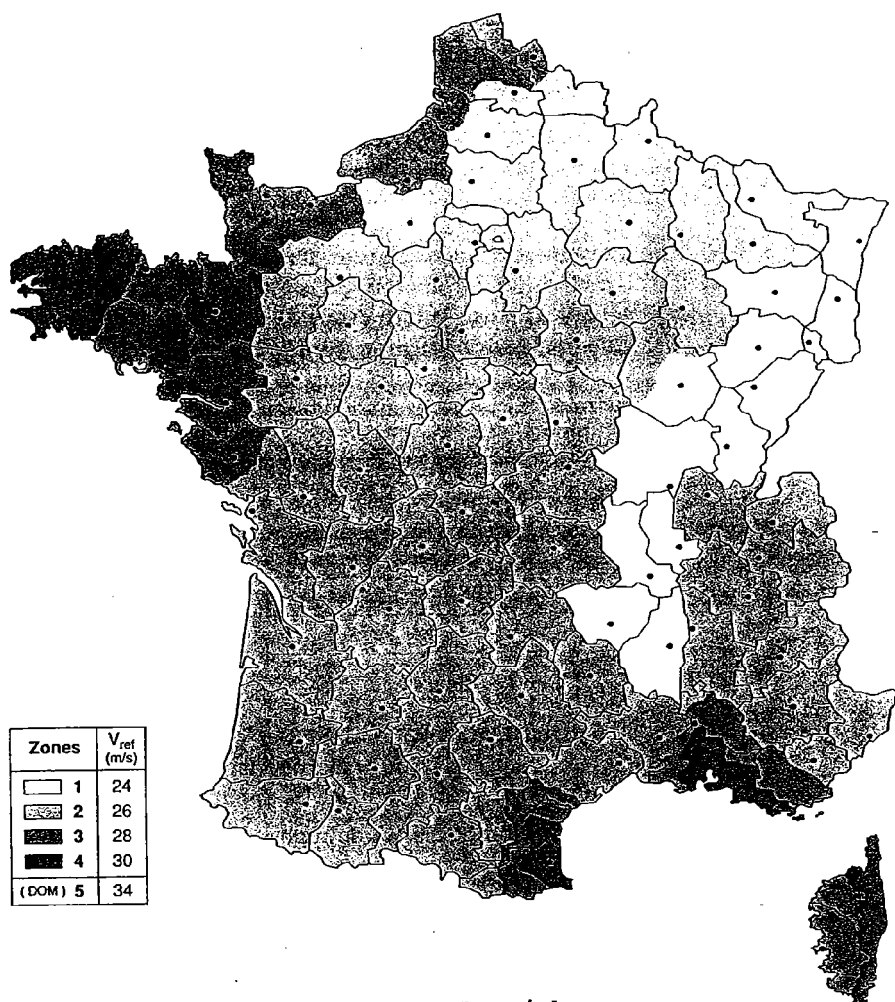
La situation en matière de vent est radicalement différente de celle décrite pour la neige dans la mesure où l'Eurocode 1 apporte un bouleversement complet de l'approche pour le calcul des actions de vent.

La donnée météorologique de base devient tout d'abord la vitesse moyenne du vent sur 10 minutes, correspondant à une probabilité annuelle d'atteinte ou de dépassement de 2 % (période de retour 50 ans). Cette grandeur reste associée aux mêmes conventions de mesure que celles adoptées par les Règles NV 65 : site de type rase campagne, hauteur au-dessus du sol égale à 10 mètres.

Une nouvelle carte météorologique française a été mise au point sur ces bases. En incluant les départements d'outre-mer, elle prévoit cinq niveaux de la vitesse de référence, suivant le tableau 4-8 et la carte ci-après (Fig. 4-4).

zones	vitesse de référence (m/s)	départements
1	24	suivant carte et Guyane française
2	26	suivant carte
3	28	suivant carte
4	30	suivant carte et Saint-Pierre-et-Miquelon
5	34	Antilles, la Réunion, Mayotte

Tableau 4-8



Carte vent - Eurocode 1

fig. 4-4

Note : lors de sa publication officielle, cette carte devra être appliquée pour toutes les constructions ; les Règles NV 65, qui ne pourront être abrogées qu'à l'issue d'une période transitoire, devront nécessairement être adaptées en conséquence. Les modalités de cette adaptation ne sont pas encore établies à ce jour.

La formule classique de relation entre vitesse et pression permet de déduire des vitesses indiquées, des pressions moyennes de référence. Il s'agit de valeurs caractéristiques au sens des règles de calcul aux états-limites.

Un coefficient dit d'exposition permet le passage à la pression de pointe à une hauteur quelconque z au-dessus du sol, indispensable aux calculs de dimensionnement :

$$C_e(z) = \left(k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \right)^2 \cdot \left(1 + \frac{7}{\ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \right)$$

Dans cette expression, les termes k_r et z_0 désignent deux paramètres fonctions de l'importance des obstacles rencontrés au sol par les masses d'air, du point de vue de leur hauteur moyenne et de leur densité. On modélise ainsi l'influence de ces obstacles sur le profil de la vitesse du vent en fonction de la hauteur et sur la turbulence de l'écoulement.

Quatre classes de rugosité sont prévues à cette fin, auxquelles sont associés différents couples de valeurs numériques des paramètres cités, suivant le tableau 4-9.

classes de rugosité		k_r	z_0 (m)
I	bords de mer ou de grands lacs	0,17	0,01
II	rase campagne	0,19	0,05
III	banlieues, zones industrielles, forêts	0,22	0,3
IV	centres des grandes villes	0,24	1

Tableau 4-9

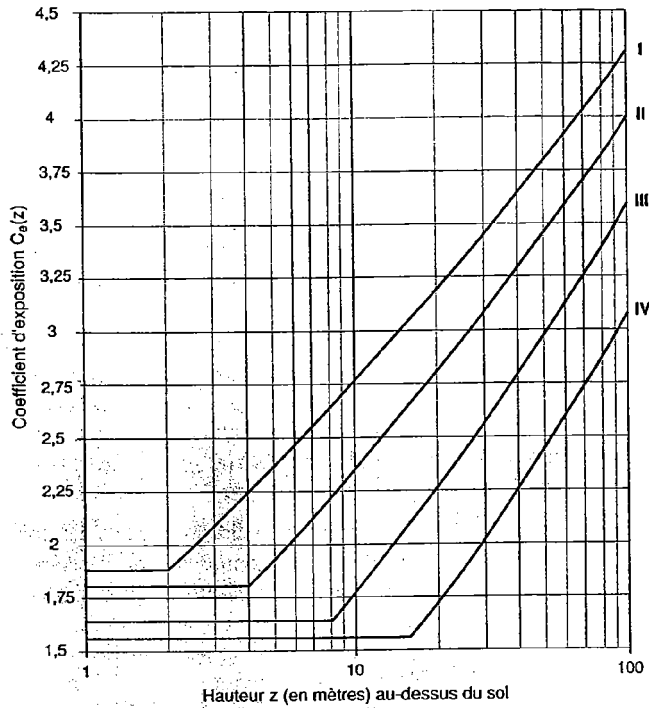
La modulation ainsi introduite des pressions de calcul à une hauteur donnée est tout à fait importante, ainsi qu'en témoigne l'abaque 4-2 ci-après donnant les différentes courbes de $C_e(z)$.

L'introduction de classes de rugosité constitue la modification majeure du texte européen par rapport aux pratiques antérieures, même si ces notions sont développées depuis très longtemps par les spécialistes (voir les « Recommandations de la Convention européenne de la construction métallique pour le calcul des effets du vent sur les constructions — Revue *Construction Métallique* n° 3-79). Le choix de la classe à adopter, pour un site donné, est néanmoins particulièrement difficile à organiser au plan pratique et explique à la fois le délai mis à introduire ces notions dans un texte officiel et la mise au point laborieuse et toujours en cours de mesures de transition avec les Règles NV 65.

La prénorme européenne prévoit une modification supplémentaire de la variation de la pression de pointe du vent avec la hauteur, pour prendre en compte les effets de la topographie du terrain avoisinant la construction, dans le cas de colline ou d'escarpement isolé. Ces effets doivent être évalués dès lors que la pente du terrain dépasse 3 %.

Le canevas de calcul des forces exercées sur les parois prévoit, classiquement, la multiplication des pressions de pointe par des coefficients de pression intérieure et extérieure déterminés en

**Coefficient d'exposition en fonction de la classe de rugosité
(sans effet de topographie)**



Abaque 4.2

fonction du type de la construction et de ses caractéristiques géométriques.

Un coefficient dynamique doit enfin modifier ces résultats pour prendre en compte la turbulence de l'écoulement de l'air et les phénomènes de résonance qu'elle est susceptible de générer compte tenu des caractéristiques vibratoires de la construction.

Dans le cas des constructions courantes, faiblement élancées, la valeur de ce coefficient peut être déterminée de manière très simplifiée, à l'aide d'abaques ne faisant intervenir que leurs dimensions.

La norme expérimentale XP P 22-311 (EC3-DAN) prescrit les valeurs des coefficients ψ_i à appliquer aux actions de vent, que celles-ci soient évaluées, à titre transitoire, à partir des valeurs normales des Règles NV 65 majorées de 20 % ou par application de la future norme européenne :

$$\psi_0 = 0,67 \quad \psi_1 = 0,20 \quad \psi_2 = 0$$

IV. 4 — Variations de température

Pour les ouvrages courants, il est d'usage de considérer, en France métropolitaine, que les variations thermiques d'origine climatique n'induisent pas d'efforts significatifs tant que la longueur du bâtiment, comptée à partir d'un point fixe de contre-ventement, reste inférieure à 50 m.

Les Règles CM 66 indiquent $\pm 27^{\circ}\text{C}$ pour les écarts thermiques subis par une charpente métallique exposée à l'air libre en France métropolitaine, soit une variation de longueur de 0,3 mm par m, compte tenu d'un coefficient de dilatation de l'acier pris égal à 11×10^{-6} . Une telle plage, fixée de manière générale, suppose une température de montage voisine des températures moyennes observées en France. Dans les combinaisons pondérées, les actions thermiques sont affectées du même coefficient que les charges permanentes.

Dans le cadre de l'application des Eurocodes, quelques modifications sont à prévoir :

- le coefficient de dilatation de l'acier doit être pris égal à 12×10^{-6} ;
- les actions thermiques sont classées comme des actions variables avec leurs coefficients ψ spécifiques ;
- les écarts prescrits par rapport à la température de montage sont de $+ 25^{\circ}\text{C}$ et de $- 33^{\circ}\text{C}$.

Dans certains ouvrages, les différents composants de la structure peuvent se trouver exposés à des conditions de températures sensiblement différentes. C'est par exemple le cas lorsqu'une partie de la structure se trouve à l'intérieur du bâtiment et l'autre à l'extérieur ; les gradients de température correspondant doivent être pris en compte dans l'analyse de la structure.

Les coefficients ψ_i à appliquer aux actions de température sont fixés comme suit par la norme expérimentale XP P 22-311 (EC3-DAN) :

$$\psi_0 = 0,53 \qquad \psi_1 = 0,50 \qquad \psi_2 = 0$$

IV. 5 — Charges dues aux accumulations d'eau

Ces charges ne font pas l'objet, à ce jour, d'une codification spécifique. Il s'agit en fait, plutôt que de charges au sens habituel, d'une interaction entre un phénomène naturel – une précipitation d'eau suffisamment importante – et le comportement d'une structure de toiture trop déformable pour que l'eau collectée s'évacue avec un débit suffisant vers les descentes. Des éléments de structure, en raison des contre-pentes qu'engendre leur déformation, peuvent se trouver ainsi soumis à un phénomène itératif

...dans lequel chaque incrément de charge d'eau entraîne un supplément de déformation lui-même générateur d'un nouvel accroissement de charges. Ce phénomène est susceptible de se poursuivre jusqu'à épuisement de la capacité résistante des éléments en question (dans les cas les plus critiques, il peut même ne pas être mathématiquement convergent).

Plusieurs textes normatifs abordent malgré tout la question des risques d'accumulation d'eau.

- Le DTU 43-3 de juin 1995 (norme NF P 84-206 – Mise en œuvre des toitures en tôles d'acier nervurées avec revêtement d'étanchéité), propose en annexe une méthode enveloppe semi-empirique permettant de s'assurer que la déformabilité des éléments de structure reste suffisamment limitée pour empêcher la formation de poches d'accumulation d'eau.
- Les Règles RN 84 attirent l'attention sur les dangers présentés par les toitures à faible pente (elles prévoient une charge additionnelle pour les pentes nominales inférieures à 5 %, mais cela vise les risques de rétention de l'eau de pluie par la neige).
- L'Eurocode 3 fait de même et impose (sans donner de méthode précise de calcul) une vérification spécifique de non-effondrement sous charge d'eau, pour les toitures de pente nominale inférieure à 3 %.

IV. 6 — Charges de givre

Ces charges ne sont susceptibles d'affecter que certaines structures métalliques extérieures de faible poids propre, essentiellement dimensionnées par le vent et comportant un linéaire important de barres et éventuellement de câbles. Les pylônes, en particulier lorsqu'ils sont haubanés, constituent un exemple classique de ce type de structures pour lesquelles existe une pathologie directement liée aux charges de givre.

Les dépôts de givre ont pour effet, d'une part d'accroître la charge verticale appliquée à la structure, d'autre part d'augmenter les surfaces offertes au vent.

Seul le règlement spécifique aux remontées mécaniques (Instruction concernant la construction et l'exploitation des téléphériques à voyageurs – Ministère des Transports) prescrit des valeurs chiffrées pour les charges de givre : épaisseur de 2,5 cm avec une densité de 0,5. Encore recommande-t-il de prêter la plus grande attention aux circonstances locales qui peuvent aggraver très sensiblement cette épaisseur minimale.

Pour les autres ouvrages, il appartient au cahier des charges de fixer les valeurs à prendre en compte et les conditions de combinaison avec les actions de vent.

Les actions sismiques sont définies par la nouvelle norme NF P 06-013, pour ce qui concerne les ouvrages de la catégorie dite à risque normal du décret du 14 mai 1991. Ces ouvrages sont les bâtiments dont la protection parasismique ne vise que la sécurité de leurs occupants et celle de leur environnement immédiat. Le niveau de cette protection est fixé par les pouvoirs publics par voie réglementaire (décrets et arrêtés).

Il convient de noter que dans le cas des maisons individuelles et bâtiments assimilés, on dispose de règles simplifiées avec la norme NF P 06-014 – Règles PS-MI 89 révisées 92 – rendue applicable à compter du 5 mars 1995.

V. 1 — Zones de sismicité

Quatre zones de sismicité sont définies par le décret du 14 mai 1991 relatif à la prévention du risque sismique (Tableau 5-1).

zones	sismicité
0	nulle
Ia	négligeable
Ib	faible
II	moyenne
III	forte

Tableau 5-1

Par référence à la carte administrative de la France du 1^{er} janvier 1989, ce même décret fixe le classement des départements et cantons. Le tableau 5-2 indique pour chaque département où le risque ne peut être considéré comme nul, les niveaux de sismicité qui l'affectent.

	IA	IB	II
Ain	X	X	
Alpes-de-Haute-Provence	X	X	X
Hautes-Alpes	X	X	
Alpes-Maritimes		X	X
Ardèche	X		
Ariège	X	X	
Aude	X	X	
Bouches-du-Rhône	X	X	X
Calvados	X		
Cantal	X		
Charente-Maritime	X		
Doubs	X	X	
Drome	X	X	
Gard	X		
Haute-Garonne	X	X	
Gers	X		
Indre-et-Loire	X		
Isère	X	X	
Jura	X		
Haute-Laïre	X		
Loire-Atlantique	X		
Puy-de-Dôme	X	X	
Pyrénées-Atlantiques	X	X	X
Hautes-Pyrénées	X	X	X
Pyrénées-Orientales		X	X
Bas-Rhin	X	X	
Haut-Rhin	X	X	X
Haute-Saône	X	X	
Savoie	X	X	
Haute-Savoie	X	X	
Deux-Sèvres	X		
Var	X	X	
Vauduse	X	X	
Vendée	X		
Vienne	X		
Vosges	X	X	
Territoire de Belfort		X	
Zone III pour les DOM : Guadeloupe, Guyane, Martinique, Réunion			

Tableau 5-2

V. 2 — Classes des bâtiments et accélération nominale

L'arrêté du 29 mai 1997 établit une classification des bâtiments dits « à risque normal » en fonction de leur importance socio-économique (Tableau 5-3) :

classe	bâtiments
A	bâtiments sans activité humaine prolongée.
B	habitations individuelles, établissements recevant du public des 4 ^e et 5 ^e catégories, bâtiments de hauteur limitée à 28 m à usage d'habitation collective ou de bureaux avec un effectif inférieur à 300 personnes, bâtiments industriels avec un effectif inférieur à 300 personnes, parcs de stationnements ouverts au public.
C	établissements recevant du public des 1 ^{re} , 2 ^e et 3 ^e catégories, bâtiments d'habitation collective ou de bureaux de plus de 28 m de hauteur, bâtiments industriels ou de bureaux pouvant accueillir plus de 300 personnes, établissements sanitaires et sociaux non cités en classe D, centre de production collective d'énergie.
D	bâtiments abritant les moyens opérationnels de secours et de défense, centres vitaux de communication, moyens de contrôle aérien, établissements de soins d'urgence, bâtiments de production d'eau potable, de distribution d'énergie, centres météorologiques...

Tableau 5-3

L'action sismique est paramétrée par la définition d'une accélération nominale a_N , utilisée pour amplifier les ordonnées du spectre de dimensionnement normalisé. Cette accélération nominale est fixée par arrêté en fonction de la zone de sismicité et de la classe de l'ouvrage (Tableau 5-4).

Zones de sismicité	Valeurs de l'accélération nominale a_N (m/s^2) en fonction des classes d'ouvrages			
	A	B	C	D
0	—	—	—	—
Ia	—	1,0	1,5	2,0
Ib	—	1,5	2,0	2,5
II	—	2,5	3,0	3,5
III	—	3,5	4,0	4,5

note : Aucune mesure de protection parasismique n'est requise pour les ouvrages de classe A ni pour ceux, quelle que soit leur classe, situés dans la zone 0.

Tableau 5-4

V. 3 — Spectres de dimensionnement normalisés

Les composantes horizontales de l'action sismique sont définies à partir d'un spectre de dimensionnement normalisé dont les ordonnées sont notées $R_D(T)$, variable en fonction de la nature du sol d'assise offert par le site de construction.

On distingue à cet effet quatre catégories de sol (Tableau 5-5).

catégories	résistances	exemples
—	—	rocher sain
catégorie a	résistance bonne à très bonne	sables et graviers compacts
catégorie b	résistance moyenne	argiles de raideur moyenne
catégorie c	résistance faible	craies altérées, vases

Tableau 5-5

Ces catégories sont utilisées pour définir quatre types de sites (Tableau 5-6).

types de site	descriptions
S0	— rocher sain ou au plus 15 mètres de sol de catégorie a
S1	— sol de catégorie a ou au plus 15 mètres de sol de catégorie b
S2	— au plus 50 m de sol de catégorie b ou 10 m de sol de catégorie c
S3	— sol de catégorie b ou au plus 100 mètres de sol de catégorie c

Tableau 5-6

À chacun de ces types de site est associé un spectre de dimensionnement dont la définition graphique et analytique est fournie par l'abaque 5-1.

Les spectres relatifs à la composante verticale du mouvement sismique sont déduits des précédents suivant les modalités ci-après :

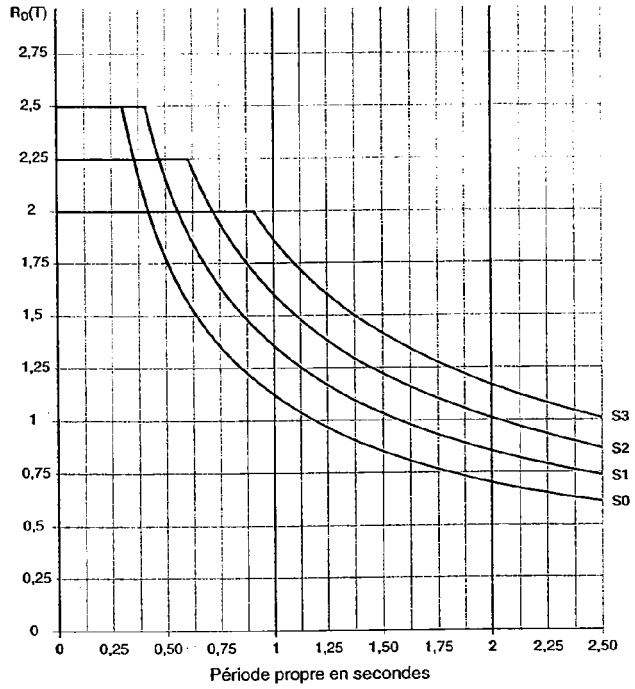
- en premier lieu, modification des spectres S2 et S3, dont on ne conserve que le plateau, en substituant à leurs parties décroissantes celle du spectre S1.
- application aux ordonnées d'un coefficient réducteur égal à 0,7.

Les spectres ainsi définis sont établis pour un amortissement relatif de référence pris conventionnellement égal à 5 %. Pour un amortissement relatif ζ quelconque, les ordonnées doivent être multipliées par le facteur :

$$\rho = \left(\frac{5}{\zeta} \right)^{0.4}$$

Pour la construction métallique, la norme fixe à 4% la valeur de l'amortissement relatif à retenir pour les structures boulonnées et à 2 % celui concernant les structures soudées. Les abaques 5-2 et 5-3 fournissent, pour les composantes horizontales, les spectres à utiliser dans ces deux cas particuliers.

Spectres relatifs aux composantes horizontales
amortissement de référence 5%



Définitions analytiques dans la gamme de périodes 0s-2,5s

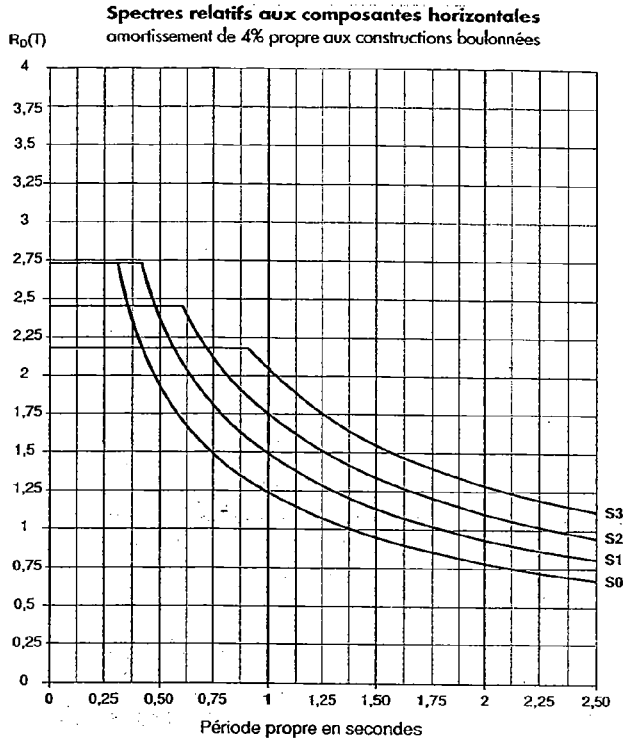
Site S0 : plateau 2,5 pour $T < 0,3s$ et $R_{D0}(T) = 1,12 \cdot T^{\frac{2}{3}}$

Site S1 : plateau 2,5 pour $T < 0,4s$ et $R_{D1}(T) = 1,36 \cdot T^{\frac{2}{3}}$

Site S2 : plateau 2,25 pour $T < 0,6s$ et $R_{D2}(T) = 2,60 \cdot T^{\frac{2}{3}}$

Site S3 : plateau 2,0 pour $T < 0,9s$ et $R_{D3}(T) = 1,86 \cdot T^{\frac{2}{3}}$

Abaque 5-1



Définitions analytiques dans la gamme de périodes 0s-2,5s

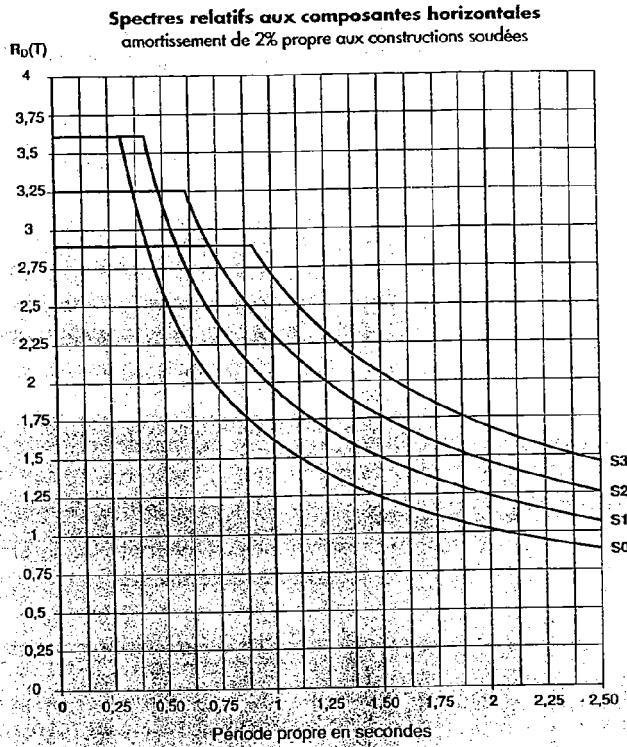
Site S0 : plateau 2,73 pour $T < 0,3s$ et $R_{D0}(T) = 1,225 \cdot T^{\frac{2}{3}}$

Site S1 : plateau 2,73 pour $T < 0,4s$ et $R_{D1}(T) = 1,484 \cdot T^{\frac{2}{3}}$

Site S2 : plateau 2,46 pour $T < 0,6s$ et $R_{D2}(T) = 1,750 \cdot T^{\frac{2}{3}}$

Site S3 : plateau 2,19 pour $T < 0,9s$ et $R_{D3}(T) = 2,038 \cdot T^{\frac{2}{3}}$

Aboque 5-2



Définitions analytiques dans la gamme de périodes 0s-2,5s

Site S0 : plateau 3,61 pour $T < 0,3s$ et $R_{D0}(T) = 1,616 \cdot T^{\frac{2}{3}}$

Site S1 : plateau 3,61 pour $T < 0,4s$ et $R_{D1}(T) = 1,958 \cdot T^{\frac{2}{3}}$

Site S2 : plateau 3,25 pour $T < 0,6s$ et $R_{D2}(T) = 2,309 \cdot T^{\frac{2}{3}}$

Site S3 : plateau 2,89 pour $T < 0,9s$ et $R_{D3}(T) = 2,690 \cdot T^{\frac{2}{3}}$

Aboque 5-3

Dans le cadre du calcul modal (~~forfaitisé, simplifié ou complet~~) adopté par la norme comme base d'évaluation des effets des séismes, l'accélération spectrale :

$$R(T) = a_N \cdot \tau \cdot \rho \cdot R_D(T)$$

avec :

a_N : accélération nominale en m/s^2

τ : coefficient correcteur correspondant à l'effet de topographie

ρ : coefficient correcteur pour un amortissement relatif différent de 5%

T : période du mode propre considéré

$R_D(T)$: ordonnée adimensionnelle du spectre de dimensionnement normalisé approprié pour le site de construction permet de déterminer les réponses modales qui se traduisent par :

• des forces statiques équivalentes d'expression :

$$f_r = m_r \cdot u_r \cdot \Delta \cdot \frac{R(T)}{q}$$

où :

r : est un niveau courant de la structure, auquel se trouve concentrée une masse,

m_r : est la masse située au niveau r ,

u_r : est le déplacement au niveau r dans la déformée associée au mode propre considéré,

Δ : est le facteur de participation du mode propre considéré,

T : est la période associée au mode propre considéré,

$R(T)$: est l'accélération spectrale,

q : est le coefficient de comportement autorisé par la structure en cause.

• des déplacements d'expression :

$$d_r = u_r \cdot \Delta \cdot \frac{T}{2\pi} \cdot R(T)$$

(pour mémoire le facteur de participation est défini par :

$$\Delta = \frac{\sum m_i \cdot u_i}{\sum m_i \cdot u_i^2}$$

Le coefficient de comportement prend en compte, globalement, la capacité de la structure (ignorée par le calcul modal élastique) à dissiper l'énergie sismique, essentiellement par plastification de sections de certains composants participant à la stabilité générale. Sa valeur numérique (de 1 à 8) dépend de la régularité de la structure et du type de contreventement mis en jeu dans la résistance au séisme ; lorsqu'elle est supérieure à 1, elle impose le respect de conditions restrictives sur l'élancement des parois des sections situées dans les zones dissipatives et, de ce fait, appelées à subir des plastifications.

Il convient de signaler qu'au plan européen, se trouve actuellement en préparation l'Eurocode 8, à paraître dans un premier temps en tant que prénorme (ENV 1998), traitant du même sujet que la norme française et devant la remplacer dans le futur.

VI. 1 — Généralités sur le matériau acier et ses essais de caractérisation

VI. 1.1 — Rappels succincts de métallurgie

Les considérations qui suivent ne constituent que quelques rappels sommaires relatifs aux notions essentielles de la métallurgie des aciers courants, les plus utiles à une utilisation raisonnée de ces matériaux en construction métallique.

Comportement du fer pur

Le fer n'existe naturellement que sous formes oxydées. Lorsqu'il est pur, ses atomes sont disposés suivant un réseau cristallin régulier qui subit des transformations réversibles caractéristiques quand la température varie :

- à température ambiante : la structure cristalline est cubique centrée (fer α)
- à 910°C : la structure cristalline devient cubique à faces centrées (fer γ)
- à 1390°C : retour à la structure cristalline cubique centrée (fer δ)
- à 1536°C : fusion

Associations fer-carbone

Généralement, il s'agit de solutions solides d'insertion et non de substitution : les atomes de carbone, de taille réduite, s'insèrent dans le réseau cristallin du fer, en le déformant, mais sans se substituer à des atomes de fer de ce réseau. Suivant ce principe, deux constituants des aciers peuvent se former :

- la *ferrite* : fer α associé à l'infime teneur en carbone compatible avec le réseau cubique centré.
- l'*austénite* : fer γ et carbone en teneur plus élevée du fait de sa meilleure solubilité dans le réseau cristallin cubique à faces centrées (jusqu'à 1,9 %).

Le carbone peut également former un composé chimique avec le fer : la *cémentite* ou carbure de fer Fe_3C . La teneur en carbone qui correspond à cette combinaison chimique est de 7 %.

Enfin, le carbone en excès dans le fer, peut y rester à l'état libre, sous forme de lamelles ou de nodules de *graphite*.

La cémentite et le graphite sont des constituants extérieurs au réseau cristallin du fer et se localisent donc aux joints de grains.

Diagramme fer-carbone (Fig. 6-1)

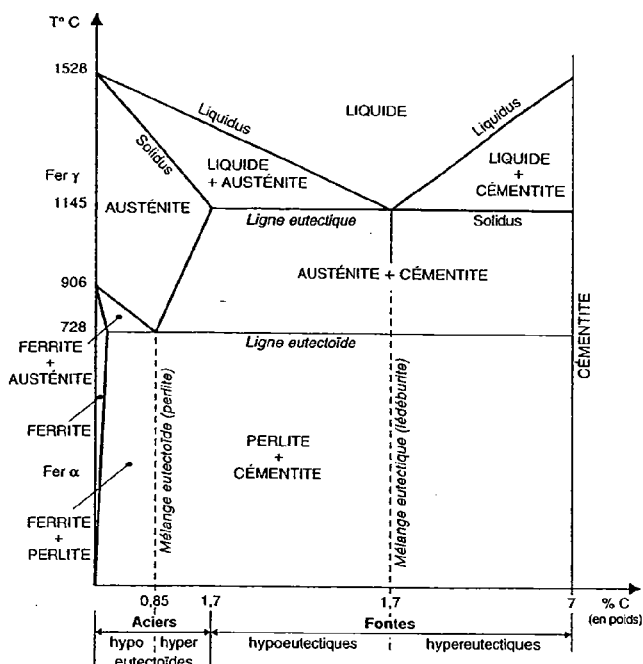


Figure 6-1

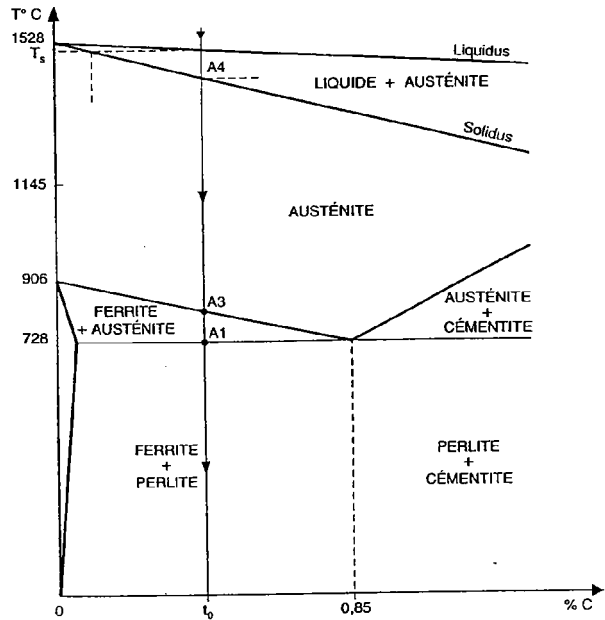
Ce diagramme décrit les constituants des aciers en fonction de leur teneur en carbone et de la température, en supposant que les évolutions de cette dernière s'effectuent suffisamment lentement pour permettre l'établissement des équilibres. Certaines teneurs en carbone correspondent à des mélanges particuliers qui sont à signaler :

- mélange eutectique à 4,4 % (lédébaurite) : il se comporte en corps pur lors de sa liquéfaction à 1 145° C
- mélange eutectoïde à 0,85 % (perlite) : la transformation fer-rite-austénite est brutale à 728° C, à l'image de la liquéfaction d'un corps pur (absence de coexistence des deux formes cristallines) ; à température ambiante, ce mélange est un agrégat lamellaire de ferrite et de cémentite.

- mélange à 1,7 % frontière entre aciers et fontes : après leur solidification complète, les aciers passent systématiquement par une phase d'austénite pure, ce qui n'est pas le cas des fontes pour lesquelles l'excès de carbone forme de la cémentite.

Les aciers de construction courants sont des aciers hypoeutectoïdes (teneur en carbone inférieure à 0,85 %) et présentent donc une structure ferrito-perlitique.

Traitements thermiques des aciers de construction (Fig. 6-2)



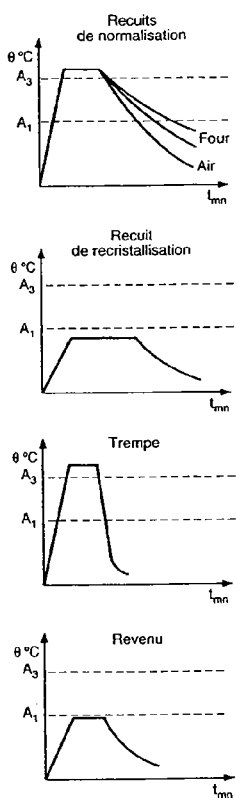
Solidification d'un acier hypoeutectoïde

Figure 6-2

Pour situer les températures en cause dans les traitements thermiques, on utilise couramment les repères suivants, appelés points critiques :

- A1 : 728° C seuil d'apparition des premiers cristaux d'austénite
- A2 : 769° C disparition du magnétisme du fer α
- A3 : seuil d'austénitisation complète, fonction de la teneur en carbone
- A4 : début de la liquéfaction, fonction de la teneur en carbone

Les traitements thermiques, d'une manière générale, exploitent les transformations cristallines que la température provoque, pour modifier, en jouant sur les vitesses de variation de cette



Schémas des traitements thermiques types

Figure 6.3

température, la structure d'un acier et ainsi lui donner (ou rétablir) des caractéristiques mécaniques recherchées (Fig. 6-3).

Recuits : échauffement – maintien à un palier – refroidissement à l'air calme ou en four.

- recuits de recristallisation : 600 à 700° C – sans austénitisation – rétablissement d'un réseau cristallin de ferrite normal pour les aciers rendus moins ductiles par déformations et orientation privilégiée des grains dues à un écrouissage.
- recuits de normalisation : environ 900° C – début d'austénitisation – régénération partielle du grain, limitée pour éviter le grossissement des grains de ferrite et conserver une structure fine (dureté et résistance accrues)

Trempe et revenu : échauffement au-dessus de 900° C – maintien jusqu'à complète austénitisation – refroidissement rapide voire brutal.

La chute rapide de température empêche le carbone d'évacuer le réseau cristallin du fer α qui cherche à s'établir. Le constituant obtenu est donc hors d'équilibre et est caractérisé par une structure cristalline distordue. C'est la martensite, qui présente à la fois une dureté très élevée et une grande fragilité ; l'acier sous cette forme est impropre à l'usage dans le domaine de la construction métallique. L'apparition de martensite est conditionnée par la présence d'une quantité suffisante de carbone : en dessous d'une teneur limite de l'ordre 0,15 %, les aciers ne sont plus exposés au risque de fragilisation par effet de trempe.

Généralement, la perte de ductilité engendrée par la trempe est atténuée par un traitement de revenu qui permet un retour partiel vers l'équilibre : réchauffage à 550-600° C, maintien puis refroidissement à l'air calme. Lors du réchauffage, les atomes de carbone peuvent migrer pour former de la cémentite aux joints de grains.

Désoxydation des aciers

L'élaboration des aciers à partir de la fonte issue du haut fourneau est fondée sur des réactions d'oxydation en phase liquide qui permettent de réduire considérablement la teneur en carbone et d'éliminer un certain nombre d'éléments indésirables. En fin d'opération, l'oxygène en excès a néanmoins des effets négatifs : dégagements gazeux d'oxydes de carbone à la solidification et précipitation d'oxydes de fer fragilisants. Une désoxydation est donc nécessaire, par des éléments d'addition tels que le manganèse, le silicium et l'aluminium. Suivant son importance, on obtient :

- des aciers effervescents, ainsi désignés en raison des dégagements gazeux qui se produisent lors de leur solidification et qui génèrent des soufflures dans les lingots,

- des aciers calmés (non effervescent) qui sont exempts de tels soufflures grâce à une addition plus importante d'éléments réducteurs,
- des aciers complètement calmés obtenus grâce à l'addition d'aluminium ou d'éléments équivalents qui permettent, avec la désoxydation, un affinement du grain et la fixation de la totalité de l'azote sous forme de nitrures.

Effets du mode d'élaboration des produits en acier

Le laminage à chaud des profils en acier permet, par principe, d'affiner dans une certaine mesure la structure cristalline, en étirant et fragmentant les inclusions et les ségrégations. Les caractéristiques mécaniques dans la direction du travers court s'en trouvent défavorisées, conduisant aux risques d'arrachement lamellaire, alors que celles obtenues dans la direction du laminage sont améliorées.

Les recherches conduites par la sidérurgie sur les modes d'élaboration des produits ont abouti à la définition de conditions de laminage telles que l'acier subit en même temps que la déformation mécanique, un véritable traitement thermique. Le *laminage normalisant* permet ainsi d'obtenir un matériau de condition équivalente à celle qui aurait été le résultat d'un recuit de normalisation effectué après laminage. Cette équivalence est traduite dans les normes, les produits bénéficiant de ce procédé de laminage étant identifiés par la lettre N en codification de leur état de livraison, comme les aciers normalisés classiques. Également, sont apparus depuis quelques années les produits en acier élaborés par *laminage thermomécanique* : la pièce subit en même temps que les déformations mécaniques nécessaires à l'obtention du profil recherché, un régime thermique spécifiquement étudié, y compris des phases de refroidissement accéléré, permettant d'obtenir simultanément une résistance mécanique améliorée et des caractéristiques élevées de ductilité. L'état de livraison correspondant est identifié par la lettre M dans les désignations normalisées. Le chauffage ultérieur de ces produits à des températures supérieures à 580° C peut sensiblement en altérer les caractéristiques.

Dans tous les cas, les caractéristiques mécaniques des produits finis dépendent, dans une certaine mesure, de l'épaisseur ; plus celle-ci est importante plus le refroidissement est ralenti, entraînant un grossissement du grain et une baisse de la limite d'élasticité. Les normes de référence des aciers de construction tiennent compte de ce phénomène en instituant une réduction de la limite d'élasticité de référence des aciers pour les épaisseurs supérieures à 16 mm.

Le formage à froid (étirage, pliage, laminage) entraîne l'écrouissage de l'acier par dépassement de la limite d'élasticité. La

dureté et la limite d'élasticité sont accrues alors que la ductilité et l'allongement à la rupture se trouvent réduits. Du fait du caractère hors d'équilibre de la transformation subie, les aciers écrouis peuvent être affectés par le phénomène de vieillissement qui se traduit par une fragilisation apparaissant progressivement dans le temps. La finesse du grain et certains éléments d'addition permettent de prévenir les risques de vieillissement.

VI. 1.2 — Composition chimique des aciers

L'ensemble des constituants entrant dans la composition chimique d'un acier est une donnée essentielle de caractérisation de ce matériau qui reflète la famille à laquelle il appartient et la qualité de son élaboration. Elle permet d'apprécier, au moins qualitativement, ses possibilités d'emploi, notamment du point de vue de la soudabilité.

Le carbone, constituant essentiel

Une bonne part des caractéristiques mécaniques des aciers de construction dépend de cet élément. C'est aussi un critère important de classification, pour séparer les aciers des fontes tout d'abord, pour distinguer différentes catégories de domaines d'emploi ensuite. C'est ainsi que la teneur des aciers utilisés en construction métallique ne dépasse guère 0,3 % alors que la construction mécanique fait usage d'aciers beaucoup plus chargés en carbone, dépassant la teneur de 0,85 % dans le domaine de l'outillage.

Pour les aciers dont la structure est en équilibre, un diagramme permet de déduire directement de la teneur en carbone, les proportions approximatives de ferrite ou de cémentite et de perlite que contient le matériau.

D'une manière générale, l'augmentation de la teneur en carbone a pour résultats :

- le relèvement de la dureté,
- l'accroissement de la résistance à la traction (gain de 70 MPa environ pour 0,1 % de carbone supplémentaire),
- l'élévation de la sensibilité à la trempe,
- la dégradation de la soudabilité.

Sur ce dernier aspect, l'importance du rôle du carbone conduit à privilégier sa teneur dans l'analyse de la soudabilité des aciers. Pour tenir compte de la présence d'autres constituants chimiques ayant, comme lui, un rôle négatif, on utilise couramment un indice global, appelé carbone équivalent (CEV), correspon-

nant à une somme pondérée des différentes teneurs en cause suivant la formule :

$$\text{CEV} = \text{C} + \frac{\text{Mn}}{6} + \frac{\text{Cr} + \text{Mo} + \text{V}}{5} + \frac{\text{Ni} + \text{Cu}}{15}$$

Impuretés indésirables

Les processus d'élaboration des produits s'efforcent généralement de les éliminer ou d'en réduire la teneur à des valeurs aussi faibles que possible. On cite ci-dessous les trois principales, avec leurs effets négatifs.

Phosphore (P) :

- grossissement du grain entraînant la fragilité à froid
- effets de ségrégation chimique
- baisse de la soudabilité

Soufre (S) :

- diminution de la résilience
- augmentation des hétérogénéités
- baisse de la forgeabilité

Azote (N) :

- diminution de la résilience
- accroissement de la sensibilité au vieillissement

Éléments d'addition et d'alliage

À l'inverse des impuretés, il s'agit de composants volontairement introduits dans la composition de l'acier, pour en améliorer certaines caractéristiques, le plus souvent en vue d'une utilisation bien spécifique ; certaines additions peuvent ainsi avoir, suivant les critères de jugement, des effets bénéfiques ou néfastes.

Silicium (Si) :

- calmage de l'acier
- augmentation des caractéristiques mécaniques
- amélioration de la tenue à la corrosion

Manganèse (Mn) :

- augmentation des caractéristiques mécaniques
- amélioration de la ductilité

Cuivre (Cu) :

- amélioration de la tenue à la corrosion

Chrome (Cr) :

- amélioration de la tenue à la corrosion
- augmentation des caractéristiques mécaniques

Nickel (Ni) :

- amélioration de la tenue à la corrosion
- réduction de la fragilité à basses températures

Vanadium (V) :

– augmentation des caractéristiques mécaniques

Aluminium (Al) :

– calmage de l'acier

– agent d'affinement du grain

VI. 1.3 — Essais métallographiques

Ces essais sont très couramment pratiqués soit dans le cadre de la caractérisation d'un acier soit dans celui de l'étude d'un processus de soudage. Ils consistent en l'examen, à l'œil nu – macrographie – ou au microscope – micrographie – de la face polie d'une éprouvette de métal. Une attaque chimique de cette surface par différents réactifs, notamment des solutions acides comme le Nital (acide nitrique en solution dans l'éthanol), permet d'y faire apparaître la structure du métal, ses hétérogénéités physiques ou chimiques, la finesse du grain... L'examen micrographique permet notamment de déterminer un indice de grossueur du grain, par comptage du nombre de grains présents dans une surface fixée conventionnellement ; cet indice est révélateur de la qualité d'élaboration de l'acier et de sa ductilité.

VI. 1.4 — Essais mécaniques

Les essais mécaniques constituent des moyens privilégiés de caractérisation des aciers dans la mesure où ils fournissent des indications chiffrées sur le comportement du matériau sous des actions représentatives d'effets réellement subis par les structures.

Essai de traction

Il s'agit de l'essai fondamental qui fournit les grandeurs caractéristiques directement exploitables dans les calculs de dimensionnement : limite d'élasticité et limite de rupture. Il consiste en une mesure continue de l'évolution d'une longueur entre repères matérialisée sur le corps d'une éprouvette, en fonction de l'effort de traction appliqué à celle-ci. La courbe charge-allongement permet d'identifier :

- une phase initiale de proportionnalité entre les deux grandeurs ; c'est le domaine élastique, la pente de la droite correspondant au module de déformation longitudinale $E = 210000 \text{ MPa}$;

- une phase d'accélération des déformations, correspondant à une plastification répartie le long de l'éprouvette ;
- une phase de rupture au cours de laquelle la rupture s'initie et se développe dans une zone limitée de l'éprouvette donnant lieu à une réduction de la charge pendant que la déformation se poursuit.

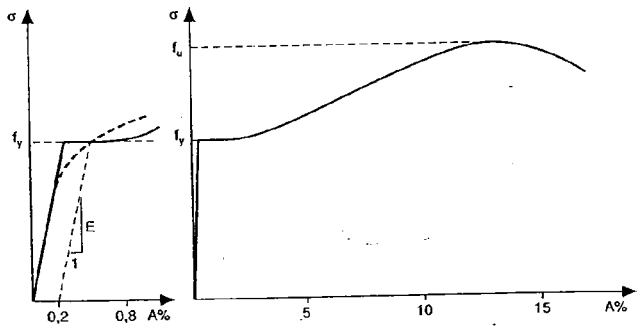
L'allongement enregistré lors de la dernière phase n'est pas indépendant des caractéristiques géométriques de l'éprouvette. On montre qu'il est proportionnel au rapport $\sqrt{S_0}/L_0$ où S_0 est la section initiale de l'éprouvette et L_0 est la longueur initiale entre repères. Pour cette raison, les éprouvettes de traction doivent respecter la condition :

$$L_0 = 5,65 \times \sqrt{S_0}$$

qui permet d'assurer que les résultats d'essais sont comparables entre eux.

Les grandeurs déduites de l'essai de traction sont les suivantes :

- La limite d'élasticité, f_y , correspondant à la contrainte de fin de proportionnalité entre charge et allongement ; dans le cas des aciers doux, la progression de la plastification le long de l'éprouvette génère un palier horizontal du diagramme qui permet une identification nette de cette limite ; en revanche, dans le cas des aciers durs, ce palier n'est plus marqué et on retient comme limite conventionnelle la contrainte donnant lieu à un allongement rémanent spécifié, le plus souvent pris égal à 0,2 % (Fig. 6-4).



Diagrammes types d'allongement des aciers de construction métallique

Figure 6-4

- La limite de rupture, f_u , correspondant à la charge maximale obtenue lors de l'essai.
- L'allongement à la rupture, $A\%$, défini comme la variation de la longueur entre repères de l'éprouvette entre l'état initial et la rupture, exprimée en pourcentage de la longueur entre repères initiale.

- Le coefficient de striction, $Z\%$, défini comme la variation de l'aire de la section droite, au droit de la cassure, entre l'état initial et la rupture, exprimée en pourcentage de l'aire de la section initiale.

Une exploitation plus approfondie de l'essai de traction permet également de définir un paramètre supplémentaire, représentatif de la ductilité de l'acier : le coefficient d'écrouissage n . Les variables utilisées ne sont plus l'allongement et la charge appliquée mais :

- la déformation rationnelle instantanée ϵ , obtenue par intégration des allongements différentiels rapportés à la longueur entre repères :

$$d\epsilon = \frac{dl}{l} \quad \text{soit } \epsilon = \text{Ln}\left(\frac{L}{L_0}\right)$$

ou encore $\epsilon = \text{Ln}(1 + A/100)$

- la contrainte vraie instantanée, c'est-à-dire la charge instantanée rapportée à la section S instantanée obtenue en écrivant la conservation du volume entre repères :

$$S = S_0 \times \frac{L_0}{L} \quad \text{et} \quad \sigma = \frac{F}{S_0}$$

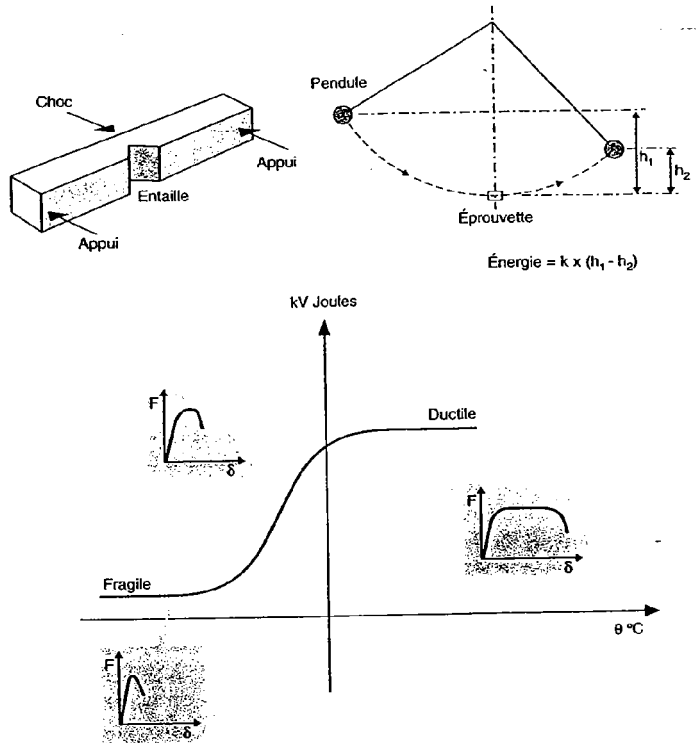
La courbe obtenue répond à l'équation $\sigma = \sigma_{\max} \times \left(\frac{\epsilon}{n}\right)^n$, qui fait apparaître que le coefficient d'écrouissage correspond à la déformation rationnelle atteinte lorsque la contrainte vraie atteint sa valeur maximale.

Essai de flexion par choc (essai de résilience)

Cet essai a pour objectif de mesurer l'énergie absorbée par une éprouvette bi-appuyée, comportant une entaille médiane en V, lors de sa rupture en flexion sous le choc d'un mouton-pendule (Fig. 6-5).

Le résultat, noté KV et exprimé en joules, fournit un moyen conventionnel, commode et représentatif, de comparaison de la ductilité du comportement des aciers. Surtout, pour un acier donné, il permet d'étudier l'évolution de ce comportement avec la température. Tous les aciers de construction non alliés présentent en effet, dans une plage particulière de températures, une transition assez rapide entre un niveau élevé d'énergie de rupture et un niveau très sensiblement inférieur, caractéristique du comportement fragile : l'acier à basse température perd sa capacité à se rompre en développant des déformations plastiques importantes et devient donc cassant.

L'énergie de rupture en flexion par choc permet ainsi de caractériser la ductilité de l'acier et sa sensibilité à la rupture fragile en fonction de la température. Elle sert de référence pour définir des qualités d'acier normalisées.



Principe de l'essai de flexion par choc

Figure 6-5

Essais de dureté

Les essais de dureté consistent à mesurer la pénétration d'un outil conventionnel dans la pièce à tester sous une charge prédéterminée. La mesure peut porter soit directement sur la profondeur de pénétration soit sur la taille de l'empreinte laissée par l'outil. Trois méthodes particulières de mesure de dureté sont normalisées et utilisées couramment, leurs résultats étant identifiés par un code spécifique : essais Brinell (HB), Rockwell (HRB et HRC) et Vickers (HV).

Les mesures de dureté fournissent une indication intéressante sur l'état métallurgique de l'acier, en particulier pour la détection de phénomène de trempe et pour l'analyse des conséquences métallurgiques d'une opération de soudage.

L'avantage présenté par les essais de dureté est qu'ils sont non destructifs, relativement simples dans leur mise en œuvre et qu'ils peuvent porter directement sur les pièces, sous réserve de pouvoir procéder à la préparation de surface adéquate.

Essai de pliage

Cet essai permet d'apprécier qualitativement la ductilité d'un acier et l'aptitude au formage à froid par pliage des tôles ou barres constituées de ce matériau. Il consiste simplement à imposer à un échantillon, dans des conditions spécifiées, un pliage jusqu'à un angle requis, le plus souvent 180°. Il est procédé ensuite à un examen visuel des tranches et surtout de la face en extension dans la zone de pliage. Cette face ne doit en principe présenter ni fissure, ni gerçure, ni déchirure.

VI. 2 — Les aciers normalisés pour la construction métallique

L'aboutissement de la normalisation européenne des aciers de construction a occasionné, dans les années récentes, un complet changement du mode de désignation de ces matériaux. Pour autant, leurs caractéristiques principales n'ont pas subi d'évolution majeure par rapport aux nuances et qualités antérieurement prévues par les normes nationales de sorte qu'il est utile d'établir une correspondance entre anciennes et nouvelles désignations. C'est ce que propose le tableau 6-1 pour les aciers courants ; ceux-ci font de plus l'objet d'informations détaillées dans les paragraphes suivants.

aciers d'usage général		aciers à haute limite d'élasticité		aciers à résistance améliorée à la corrosion atmosphérique	
ancienne norme française NF A 35-501	norme européenne NF EN 10025	ancienne norme française NF A 36-201	norme européenne NF EN 10113	ancienne norme française NF A 35-502	norme européenne NF EN 10155
E24-2 E24-3 E24-4	S 235JR S 235JO S 235J2G3			E24-W3 E24-W4	S 235J0W S 235J2W
E28-2 E28-3 E28-4	S 275JR S 275JO S 275J2G3	- -	S 275 N S 275 NL		
E36-2 E36-3 - E36-4	S 355JR S 355JO S 355J2 S 355K2G3	E 355-R E 355-FP E 375-R E 375-FP	S 355 N S 355 NL - -	E36-WA3 E36-WA4 E36-WB3 - E36-WB4	S 355J0WP S 355J0W S 355J0W S 355J2W S 355K2W
		E 420-R E420-FP	S 420 N S 420 NL		
		E 460-R E 460-FP	S 460 N S 460 NL		

Tableau 6-1 : Correspondance entre anciennes et nouvelles désignations des aciers

VI. 2.1 — Les aciers d'usage général de la norme EN 10025

Il s'agit de la norme de produit essentielle pour la construction métallique. Celle-ci a en effet recours à des aciers qui y sont définis pour la majeure partie des produits sidérurgiques qu'elle met en œuvre. Il s'agit d'aciers non alliés, prévus en principe pour la réalisation d'ouvrages destinés au service à températures ambiantes. La norme fixe les conditions techniques de livraison des produits plats ou longs fabriqués à partir de ces aciers. Un certain nombre de ces conditions sont facultatives et doivent faire l'objet d'une spécification particulière à la commande. La norme distingue ainsi une série d'options de commande préétablies (27 au total) qui portent sur :

- les procédés d'élaboration et modes de désoxydation ;
- des contraintes particulières de composition chimique (notamment limitation du carbone équivalent) ;
- l'état de livraison des produits (traitement de normalisation ou équivalent) ;
- la garantie de caractéristiques dans le sens du travers court (pour les qualités J2 et K2 uniquement) ;
- les conditions de contrôle, d'essais, de marquage des produits ;
- l'aptitude des produits à subir des traitements mécaniques ultérieurs tels que formage, étirage, profilage ;
- l'aptitude des produits à la galvanisation à chaud.

Les aciers pour galvanisation par immersion à chaud font l'objet de spécifications complémentaires, objet de la norme NF A 35-503.

Une partie des nuances peuvent être fournies dans différentes qualités, JR à K2, qui identifient des caractéristiques de soudabilité croissantes ainsi que des performances croissantes lors de l'essai de flexion par choc (Tableau 6-2).

L'état de livraison des produits est généralement laissé au choix du producteur à défaut de spécification particulière à la commande, sauf pour les produits plats en qualités J2G3 et K2G3

nuances	S 185	S 235	S 275	S 355	E 295	E 335	E 360	flexion par choc	
	x				x	x	x	tempé- ratures	énergies
aciers de base		JR JRG1 JRG2	JR	JR				20°C	27 J
		JO	JO	JO				0°C	27 J
aciers de qualité		J2G3 J2G4	J2G3 J2G4	J2G3 J2G4				-20°C	27 J
				K2G3 K2G4				-20°C	40 J

Tableau 6-2

qui sont systématiquement livrés à l'état normalisé ou de laminage normalisant et pour les produits en qualités J2G4 et K2G4 dont l'état de livraison est toujours au choix du producteur.

Suivant la nuance et la qualité, le mode de désoxydation de l'acier diffère (Tableau 6-3). On distingue les aciers effervescent (soudage déconseillé), les aciers non effervescent et les aciers complètement calmés. Dans ce dernier cas, la composition chimique comporte des éléments d'addition (le plus souvent de l'aluminium) en quantité suffisante pour fixer la totalité de l'azote présent dans l'acier.

types de désoxydation	nuances	qualités
au choix du producteur (facultatif)	S 185 S 235	— JR
aciers effervescent (FU)	S 235	JRG1
aciers non effervescent (FN)	S 235 S 275 et S 355 E 295, E 335, E 360	JRG2, JO JR, JO —
aciers complètement calmés (FF)	S 235 et S 275 S 355	J2G3, J2G4 J2G3, J2G4, K2G3, K2G4

Tableau 6-3

Parmi les sept nuances définies par la norme, les aciers S 185, E 295, E 335 et E 360 ne font l'objet d'aucune spécification de composition chimique ou de résilience et aucune information ne peut être avancée sur leur soudabilité éventuelle. De ce fait, ils ne présentent pas de garanties suffisantes pour l'emploi en construction métallique. Trois nuances seulement sont effectivement utilisées dans ce domaine : S 235, S 275 et S 355. Elles bénéficient de garanties de composition chimique et peuvent donc faire l'objet d'une analyse de soudabilité et éventuellement, d'une spécification de carbone équivalent maximum à la commande (Tableau 6-4).

	C ⁽¹⁾ % maxi	Mn % maxi	Si % maxi	P et S % maxi	N ⁽²⁾ % maxi
S 235	0,17	1,40	—		
S 275	0,18 ⁽³⁾	1,50	—	0,045 à 0,035 ⁽⁵⁾	0,009
S 355	0,20 ⁽⁴⁾	1,60	0,55		

(1) sur épaisseurs inférieures à 16 mm
 (2) 0,007 pour S 235 JRG1 / sans objet pour les aciers complètement calmés
 (3) 0,21 pour S 275 JR
 (4) 0,24 pour S 355 JR
 (5) 0,045 en qualité JR, 0,040 en qualité JO, 0,035 en qualité J2

Tableau 6-4

La norme spécifie enfin, dans des tableaux, les caractéristiques mécaniques des différents aciers : limites d'élasticité et fourchettes de limites de rupture en fonction de l'épaisseur, allongements à la rupture (Fig. 6-6).

Variation de la limite d'élasticité avec l'épaisseur
pour les aciers de la norme EN 10025

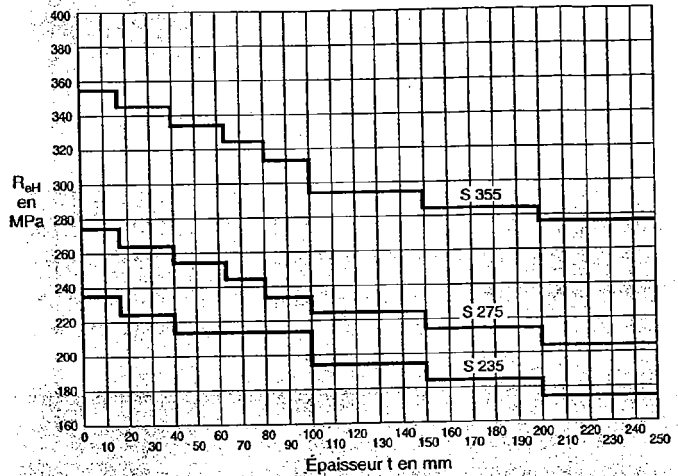


Fig. 6-6

VI. 2.2 — Les aciers de la norme EN 10113

Il s'agit d'aciers de qualité non alliés et d'aciers spéciaux alliés, tous soudables suivant les procédés courants. Ils sont, en principe, prévus pour la réalisation d'ouvrages soudés fortement sollicités, destinés au service à température ambiante ou basse.

La norme EN 10113, structurée en trois parties, définit les conditions techniques de livraison des produits suivant un canevas similaire à celui de la norme EN 10025 et avec le même type de système d'options préétablies pour les spécifications particulières éventuelles.

La structure de ces aciers est à grains fins, l'azote étant systématiquement fixé par des éléments d'addition. Le mode de leur élaboration est laissé au choix du producteur.

Deux états de livraison sont prévus :

- l'état normalisé ou équivalent obtenu par laminage normalisant : les aciers correspondants font l'objet de la partie 2 de la norme et sont repérés par la lettre code N ;
- l'état obtenu par laminage thermomécanique : les aciers correspondants font l'objet de la partie 3 de la norme et sont repérés par la lettre code M.

Deux qualités sont également codifiées :

- énergie de rupture de 40 joules à -20°C (performance par défaut) ;
- énergie de rupture de 27 joules à -50°C : lettre code L.

			C ⁽¹⁾ % max	Si % max	Mn % max	P % max	S % max	Nb % max	V % max	Al total % max	Ti % max	Cr % max	Ni ⁽²⁾ % max	Mo % max	Cu % max	N % max
aciers de qualité non alliés	S 275	N	0,18	0,40	0,50 à 1,40	0,035	0,030	0,05	0,05	0,02	0,03	0,30	0,30	0,10	0,35	0,015
		NL	0,16	0,40		0,030	0,025									
		M	0,13	0,50	1,50	0,035	0,030	0,05	0,08	0,02	0,05	-	0,30	0,20	-	0,015
		ML				0,030	0,025									
	S 355	N	0,20	0,40	0,90 à 1,65	0,035	0,030	0,05	0,12	0,02	0,03	0,30	0,50	0,10	0,35	0,015
		NL	0,18	0,40		0,030	0,025									
		M				0,035	0,030	0,05	0,10	0,02	0,05	-	0,30	0,20	-	0,015
		ML	0,013	0,50	1,60	0,030	0,025									
aciers spéciaux alliés	S 420	N	0,20	0,60	1,00 à 1,70	0,035	0,030	0,05	0,20	0,02	0,03	0,30	0,80	0,10	0,70	0,025
		NL	0,20	0,60		0,030	0,025									
		M				0,035	0,030	0,05	0,12	0,02	0,05	-	0,30	0,20	-	0,020
		ML	0,13	0,50	1,70	0,030	0,025									
	S 460	N	0,20	0,60		0,035	0,030	0,05	0,20	0,02	0,03	0,30	0,80	0,10	0,70	0,025
		NL	0,20	0,60	1,00 à 1,70	0,030	0,025									
		M				0,035	0,030	0,05	0,12	0,02	0,05	-	0,45	0,20	-	0,025
		ML	0,16	0,60	1,70	0,030	0,025									

[1] Pour les produits longs obtenus par laminage thermomécanique, les teneurs maximales en carbone diffèrent de celles du tableau : elles sont de 0,15 % en nuance S 275, 0,16 % en nuance S 355 et 0,18 % en nuances S 420 et S 460.

[2] Pour les produits longs obtenus par laminage thermomécanique, les teneurs en nickel diffèrent de celles du tableau : elles sont de 0,60 % en nuance S 420 et 0,70 % en nuance S 460.

Tableau 6-5 : Composition chimique des aciers de la norme NF EN 10113

Le tableau de la norme, définissant du point de vue chimique les différentes nuances et qualités envisageables, fait apparaître, par rapport aux aciers de la norme EN 10025, des compositions chimiques sensiblement plus élaborées (Tableau 6-5).

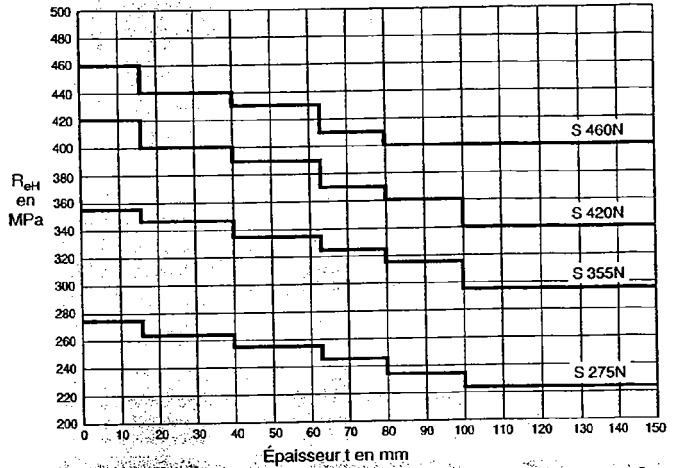
Du point de vue de la résistance mécanique, la norme EN 10113 présente, par rapport à la norme EN 10025, une gamme d'aciers étendue du côté des hautes limites d'élasticité avec les nuances S 420 et S 460 (Tableau 6-6).

	S 235		S 275		S 355		S 420		S 460	
	R _{el} N/mm ²	R _m N/mm ²	R _{el} N/mm ²	R _m N/mm ²	R _{el} N/mm ²	R _m N/mm ²	R _{el} N/mm ²	R _m N/mm ²	R _{el} N/mm ²	R _m N/mm ²
EN 10025	235	340	275	410	355	490				
EN 10113 N			275	370	355	470	420	520	460	550
EN 10113 M			275	360	355	450	420	500	460	530

Les limites d'élasticité minimales indiquées R_{el} correspondent aux épaisseurs inférieures à 16 mm.
 Les résistances à la traction indiquées R_m correspondent aux valeurs minimales des fourchettes applicables aux produits d'épaisseurs inférieures à 100 mm.

Tableau 6-6

**Variation de la limite d'élasticité avec l'épaisseur
pour les aciers de la norme EN 10113**

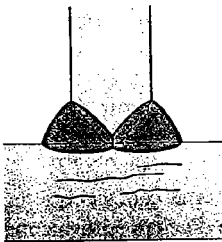


Note : Pour les aciers obtenus par laminage thermomécanique, les valeurs sont les mêmes, mais il n'y a pas de réduction de la limite d'élasticité entre 63 et 150 mm ; de plus, pour les produits plats, l'épaisseur est limitée à 63 mm

Figure 6-7

VI. 2.3 — Les aciers de construction à caractéristiques de déformation améliorées dans le sens perpendiculaire à la surface du produit

Norme EN 10164



Arrachement lamellaire

Fig. 6-8

Cette norme permet de spécifier, dans les commandes de produits en acier de construction, des vérifications complémentaires relatives au comportement en traction du matériau dans la direction du travers court. Cette mesure, combinée avec le contrôle par ultrasons de la santé interne des produits prescrit par la norme, constitue un moyen de réduire le risque d'arrachement lamellaire auquel sont exposés, du fait de leur anisotropie, les éléments laminés en acier des structures soudées soumis à des contraintes de traction dans le sens de leur épaisseur (Fig. 6-8).

Les propriétés de l'acier dans le sens de l'épaisseur sont caractérisées par la biais d'un essai de traction effectué sur une éprouvette d'axe perpendiculaire à la surface du produit. L'importance de la striction obtenue à la rupture permet de définir trois classes de qualité des aciers.

La classe Z15 est généralement suffisante pour la plupart des cas critiques rencontrés dans le domaine du bâtiment, où les sollicitations peuvent être considérées comme statiques et où les épaisseurs de tôles et les tailles de cordons de soudure restent modérées.

Pour les aciers de la norme EN 10025, seules les qualités J2 et K2 peuvent faire l'objet d'une garantie suivant la norme EN 10164.

striction Z %		
classe de qualité	valeur moyenne minimale sur trois essais	minimum individuel
Z15	15	10
Z25	25	15
Z35	35	25
Z = 100 (So - Su) / So où : So aire initiale de la partie calibrée Su aire minimale après rupture		

Tableau 6-7

VI. 2.4 — Les aciers autopatinables de la norme EN 10155

Il s'agit d'aciers, couramment désignés comme autopatinables, dont la composition chimique inclut des éléments d'alliage tels que P, Cu, Cr, Ni, Mo... propres à permettre la formation en surface des produits d'une couche d'oxyde adhérente et protectrice vis-à-vis des agents de corrosion atmosphérique. Il est important de noter que la mise en œuvre sans protection contre la corrosion nécessite que les dispositions constructives permettent effectivement à cette couche de se former, ce qui suppose, en toutes zones, une alternance de phases sèches et humides. L'atmosphère marine, le contact prolongé avec l'eau, la permanence d'humidité, la condensation en atmosphère intérieure insuffisamment ventilée sont autant de contre-indications à l'utilisation de ces produits sans protection additionnelle.

La norme EN 10155 est construite sur le même canevas que la norme EN 10025. On y retrouve un gamme d'aciers équivalente en résistances mécaniques et qualités (Tableau 6-8). La différence essentielle entre les deux familles réside dans la composition chimique ; on notera les teneurs réduites en carbone en compensation des éléments ajoutés, notamment le chrome et le cuivre.

Le soudage des aciers autopatinables doit s'effectuer avec des produits d'apport compatibles ; il présente des difficultés particulières pour les aciers de type S 355 WP du fait de leurs fortes teneurs en phosphore.

	C % maxi	Mn %	Si % maxi	P %	S % maxi	N ⁽¹⁾ % maxi	Cr %	Cu %
S 235	0,13	0,20 à 0,60	0,40	0,040 maxi	0,035 (2)		0,40- 0,80	
S 355 WP	0,12	1,0 maxi	0,75	0,06 à 0,15	0,035 (2)	0,009	0,30- 1,25	0,25- 0,55
S 355 W	0,16	0,50 à 1,50	0,50	0,035 maxi (1)	0,035 (2)		0,40- 0,80	

(1) 0,040 pour la qualité JO
(2) 0,040 pour les qualités JO
(3) sans objet pour les aciers complètement calmés

Tableau 6-8

VI. 2.5 — Les aciers inoxydables

En structure de bâtiment, les aciers inoxydables sont le plus souvent utilisés pour des ouvrages de prestige. Ils trouvent également des applications importantes dans le domaine industriel, en réponse aux milieux particulièrement agressifs du point de vue de la corrosion que l'on peut y rencontrer.

Un choix très étendu de nuances est disponible pour répondre à des situations qui peuvent être très diverses par la nature des agents corrosifs et par leur degré de concentration. Il faut également souligner que le comportement dans le temps des ouvrages en acier inoxydable dépend non seulement de la nuance choisie mais aussi de l'état de surface des pièces et de leur entretien.

Les aciers inoxydables font l'objet d'une part de normes produits, dont la principale est la norme européenne EN 10088, d'autre part d'un texte spécifique pour la conception et le calcul des structures qui constitue la Partie 1-4 de l'Eurocode 3. Les informations synthétiques données ci-après sont, pour l'essentiel, reprises de ce dernier document.

On distingue trois types d'aciers, par référence à leurs éléments d'alliage principaux qui leur confèrent une résistance graduée vis-à-vis de la corrosion :

- les aciers inoxydables au chrome
- les aciers inoxydables au chrome et au nickel
- les aciers inoxydables au chrome, au nickel et au molybdène

Du point de vue métallurgique, leur structure peut être :

- ferritique
- martensitique
- austénitique
- austénitoferritique

Dans le cadre de la partie 1-4 de l'Eurocode 3, seules ces deux dernières catégories, qui présentent de bonnes caractéristiques

de ductilité et d'aptitude au soudage, sont envisagées pour les applications structurales.

Deux types de codifications sont prévues par les normes européennes.

Codification par lettres et par chiffres de la norme EN 10027

Dans l'ordre de la désignation, on trouve :

- la lettre X identifiant un acier comportant un élément d'alliage de teneur supérieure à 5 % (dans le cas d'un acier moulé, la lettre X est précédée de la lettre G),
- la teneur normalisée en carbone multipliée par 100,
- la liste des symboles chimiques des éléments d'alliage,
- la liste, dans le même ordre, des teneurs correspondantes de ces éléments (en poids).

Exemple :

X5CrNi18-10 : acier allié à 0,05 % de carbone contenant 18 % de chrome et 10 % de nickel

Codification par chiffres de la norme EN 10088

(Ce système de codification, d'origine allemande, n'est pas spécifique aux aciers inoxydables mais est d'application générale). Les chiffres successifs ont la signification suivante :

- le chiffre 1 identifiant des aciers en général,
- deux chiffres codifiant les différentes familles d'acier,
- deux chiffres identifiant un acier particulier de la famille considérée.

Dans le cas des aciers inoxydables, les codes de familles vont de 40 à 45 en fonction de la teneur en nickel et de la présence ou non d'autre éléments tels que le molybdène, le niobium ou le titane.

Les codifications européennes et les codifications nationales sont sans doute appelées à coexister pendant une certaine période. Le tableau 6-9 établit, suivant les informations de l'avant-propos de la norme NF EN 10088 et celles de la Partie 1-4 de l'Eurocode 3, une correspondance indicative entre les différentes appellations en usage.

Les nuances d'aciers inoxydables sont réparties en 7 classes de résistance nominale comme précisé dans le tableau précédent. Les valeurs numériques des limite d'élasticité f_y et limite de rupture f_u associées à chaque classe, varient sensiblement en fonction de la nature des produits (tôles, plats, barres et ronds) et de leur mode d'élaboration (laminages à chaud et à froid). Le tableau 6-10 fournit la plage dans laquelle se situent ces valeurs. Les produits en acier inoxydable, sous réserve d'une limitation de leur épaisseur, peuvent aussi être fournis à l'état écroui, ce qui permet de bénéficier de niveaux de résistance accrus, à la condition essentielle que les opérations de mise en œuvre ultérieure de

ces produits, comme le soudage ou les traitements thermiques, ne remettent pas en cause l'amélioration initiale des caractéristiques. Le tableau 6-11 donne les nuances d'acier disponibles pour les différents niveaux d'écrouissage envisageables.

EN 10088	code numérique	AFNOR	USA - AISI	classe de résistance
X5CrNi18-10	1.4301	Z 7 CN 18-09	304	S220
X2CrNi19-11	1.4306	Z 3 CN 18-10	304 L	S 220
X2CrNi18-9	1.4307	Z 3 CN 19-09	-	S 220
X2CrNiN18-10	1.4311	Z 3 CN 18-10 Az	304 LN	S 290
X2CrNiN18-7	1.4318	Z 3 CN 18-07 Az	301 LN	S 350
X2CrNiN23-4 *	1.4362	Z 3 CN 23-04 Az	306	S 420
X4CrNiMo17-12-2	1.4401	Z 7 CND 17-11-02	316	S 240
X2CrNiMo17-12-2	1.4404	Z 3 CND 17-12-02	316 L	S 240
X2CrNiMoN17-11-2	1.4406	Z 3 CND 17-11 Az	316 LN	S 290
X2CrNiMo17-12-3	1.4432	Z 3 CND 17-13-03	-	S 240
X2CrNiMo18-14-3	1.4435	Z 3 CND 18-14-03	316 L	S 240
X2CrNiMoN17-13-5	1.4439	Z 3 CND 18-14-05 Az	317 LMN	S 290
X2CrNiMoN22-5-3 *	1.4462	Z 3 CND 22-05 Az	-	S 480
X1NiCrMoCuN25-20-7	1.4529	-	-	S 290
X1NiCrMoCu25-20-5	1.4539	Z 2 NCDU 25-20	904 L	S 240
X6CrNiTi18-10	1.4541	Z 6 CNT 18-10	321	S 220
X1CrNiMoCuN20-18-7	1.4547	-	-	S 320
X6CrNiMoTi17-12-2	1.4571	Z 6 CNDT 17-12	316 Ti	S 240

* aciers austénitoferritiques (toutes les autres nuances sont austénitiques)

Tableau 6-9

classes de résistance nominale	limites d'élasticité f_y (MPa)	limites de rupture f_u (MPa)
S 220	180-220	460-520
S 240	200-240	500-530
S 290	270-290	580
S 320	300-320	650
S 350	330-350	630-650
S 420	400-420	600-630
S 480	450-480	640-660

Tableau 6-10

niveaux d'écrouissage		C 700	C 800	C 850	C1000	C 1150	C 1300
f_y/f_u (MPa)		350/ 700	500/ 800	530/ 850	750/ 1000	900/ 1150	- /1300
nuances concernées							
1.4301	X4CrNi18-10	X	X	X	X	X	X
1.4307	X2CrNi18-9 *	X	X				
1.4318	X2CrNi18-7			X	X		
1.4401	X4CrNiMo17-12-2	X	X	X			
1.4404	X2CrNiMo17-12-2 *	X	X				
1.4541	X6CrNiTi18-10	X	X				
* produits longs uniquement							

Tableau 6-11

Du fait de leur caractère d'aciers alliés, les aciers inoxydables présentent une certaine variabilité de leurs caractéristiques physiques de base nécessaires aux calculs de dimensionnement (Tableau 6-12).

EN 10088	code numérique	E MPa	G MPa	densité	dilatation thermique
X4CrNi18-10	1.4301				
X2CrNi19-11	1.4306				
X2CrNi18-9	1.4307	200 000	77 000	7,9	$16,0 \times 10^{-6}$
X2CrNi18-10	1.4311				
X2CrNi18-7	1.4318				
X2CrNi23-4 *	1.4362	200 000	77 000	7,8	$13,0 \times 10^{-6}$
X4CrNiMo17-12-2	1.4401				
X2CrNiMo17-12-2	1.4404				
X2CrNiMo17-11-2	1.4406	200 000	77 000	8,0	$16,0 \times 10^{-6}$
X2CrNiMo17-12-3	1.4432				
X2CrNiMo18-14-3	1.4435				
X2CrNiMoN17-13-5	1.4439				
X1NiCrMoCu25-20-5	1.4539	195 000	75 000	8,0	$15,8 \times 10^{-6}$
X6CrNiTi18-10	1.4541	200 000	77 000	7,9	$16,0 \times 10^{-6}$
X1CrNiMoCuN20-18-7	1.4547	195 000	75 000	8,0	$16,5 \times 10^{-6}$
X1CrNiMoTi17-12-2	1.4571	200 000	77 000	8,0	$16,5 \times 10^{-6}$
* aciers austénitoferritiques (toutes les autres nuances sont austénitiques)					

Tableau 6-12

La partie 1-4 de l'Eurocode 3 fournit enfin un tableau destiné à servir de guide pour le choix d'une nuance d'acier inoxydable en fonction des conditions d'exposition à la corrosion atmosphérique (Tableau 6-13).

nuances	atmosphères											
	rurale avec agressivité			urbaine avec agressivité			industrielle avec agressivité			maritime avec agressivité		
	faible	normale	forte	faible	normale	forte	faible	normale	forte	faible	normale	forte
1.4301												
1.4311	√	√	√	√	√	(√)	(√)	(√)	X	√	(√)	X
1.4541												
1.4318												
1.4401												
1.4404												
1.4406	○	○	○	○	√	√	√	√	(√)	√	√	(√)
1.4571												
1.4362												
1.4439												
1.4462												
1.4529	○	○	○	○	○	○	○	○	√	○	○	√
1.4539												
1.4547												

√ : domaine normal d'emploi
 (√) : emploi possible sous réserve de précautions (état de surface lisse et nettoyage régulier)
 ○ : en sous-emploi du point de vue de la corrosion
 X : emploi en conditions d'agressivité excessive

Tableau 6-13 : Indications pour l'emploi des nuances d'aciers inoxydables en fonction de l'exposition à la corrosion atmosphérique

VI. 2.6 — Critères de choix des aciers en construction métallique

Parmi les différents aciers disponibles pour la construction métallique, il convient, pour chaque structure d'opérer un choix tel que les produits soient bien adaptés aux données du projet, à la fois techniques et économiques. De ce problème on retiendra les deux aspects essentiels qui sont systématiquement présents : le niveau de la résistance mécanique et le comportement vis-à-vis de la rupture fragile.

Choix de la nuance

Il s'agit essentiellement, à travers ce choix, de fixer le niveau de la limite d'élasticité, appelée à servir de référence dans la conduite des calculs de dimensionnement. Le plus souvent, on recherche le niveau le plus élevé possible puisque la réduction de poids qui en résulte permet :

- une économie directe sur les coûts de matière,
- une mise en œuvre plus aisée en atelier,
- une amélioration des conditions de transport et de montage.

Il va de soi que des facteurs limitatifs importants interviennent dans l'augmentation des caractéristiques mécaniques. Très fréquemment, le respect des critères de déformation régit le dimensionnement des ossatures métalliques et non le niveau de contrainte. De plus, l'augmentation de flexibilité de la structure qui accompagne celle des contraintes conduit à aggraver les effets dynamiques éventuels, comme ceux dus au vent, et rend aussi plus pénalisants les critères de résistance des éléments soumis aux différents phénomènes d'instabilité.

Choix de la qualité

Les structures réelles connaissent, sous les charges qui leur sont appliquées, des états complexes de contraintes multiaxiales qui ne sont que très pauvrement représentés par l'essai de traction utilisé pour fixer le critère unique de dimensionnement qu'est la limite d'élasticité. Il est donc indispensable de compléter la notion de nuance par celle de qualité, qui traduit le degré d'aptitude de l'acier à supporter ces états de contraintes et sa sensibilité au phénomène de rupture fragile qu'ils sont susceptibles de générer.

L'essai conventionnel de rupture en flexion par choc s'est imposé comme le moyen commode et représentatif d'établir une mesure chiffrée de ce degré d'aptitude. Les aciers de construction de qualité sont assortis d'une garantie d'obtention du niveau d'énergie de rupture de 27 joules, choisi comme seuil de comportement ductile, à une température spécifiée, allant de 20° C à - 50° C.

Pour les aciers d'usage général de la norme EN 10025, ce système a conduit à retenir trois niveaux de qualité possibles :

- JR pour une garantie à 20° C
- J0 pour une garantie à 0° C
- J2 pour une garantie à - 20° C

Un quatrième niveau, noté K2 et réservé à la nuance S355, correspond à une énergie minimale de rupture de 40 joules à - 20° C.

Pour une structure donnée, le choix d'une qualité d'acier doit faire intervenir différents paramètres qui ne peuvent tous s'exprimer par une simple donnée chiffrée :

- la température minimale de service de l'ouvrage,
- l'épaisseur maximale des pièces constitutives de la structure,
- la nuance d'acier prévue,
- le niveau des contraintes de traction subies par la structure,
- la nature des sollicitations du point de vue de leur vitesse d'application,
- la rigidité globale de la structure et son dessin vis-à-vis des effets d'entaille géométrique,
- les transformations éventuelles des produits avant incorporation dans la construction (écrouissage-échauffement).

Une méthode classique pour résoudre cette question consiste à déterminer la température minimale à laquelle l'énergie de rupture de l'acier lors de l'essai de flexion par choc doit rester au moins égale au seuil de comportement ductile conventionnel de 27 joules pour qu'à la température de service prévu pour l'ouvrage, il n'y ait pas de risque de rupture fragile. Les différents paramètres influant sur le mécanisme de la rupture fragile

sont donc traduits en variations de température, ce qui permet un bilan global chiffré.

Cette méthode a fait l'objet d'une première application avec le fascicule de documentation FD A 36-010. Il propose des abaques simples qui donnent directement la température minimale à laquelle l'énergie de rupture doit rester supérieure au seuil de comportement ductile :

- pour un acier de limite d'élasticité donnée,
- pour un type de sollicitation choisi parmi trois possibilités (statique, moyenne et dynamique),
- pour une épaisseur donnée et la température de service prévue pour l'ouvrage.

De cette température on peut déduire immédiatement une classe de qualité d'acier normalisée.

Plus récemment, l'annexe C de l'ENV 1993-1-1 indique une méthode de calcul de la résistance à la rupture fragile, fondée sur des principes identiques. L'application des formules proposées conduit aux abaques qui suivent (Abaques 6-1 à 6-7).

Chacun de ceux-ci est établi pour un des aciers codifiés par la norme EN 10025 (7 couples nuance-qualité) et concerne des éléments de structure dont la rupture éventuelle présente un caractère critique.

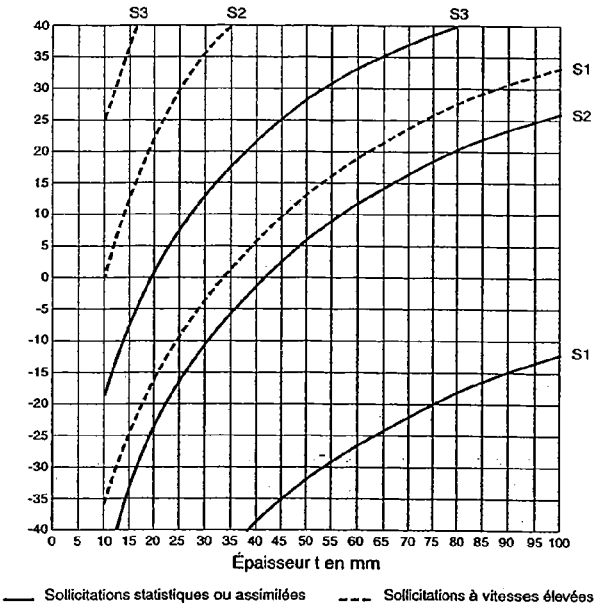
Les courbes liant la température de service minimale admissible à l'épaisseur sont tracées dans deux hypothèses de chargement – statique ou dynamique – et pour trois conditions de service définies comme suit :

- S1 : soit construction non soudée soit construction soudée avec des contraintes locales de traction inférieures à 20 % de la limite d'élasticité.
- S2 : construction soudée avec des contraintes locales de traction comprises entre 20 % de la limite d'élasticité et 67 % de cette limite.
- S3 : construction soudée présentant des zones de concentrations de contraintes géométriques complexes avec des contraintes locales de traction supérieures à 67 % de la limite d'élasticité.

Les niveaux de contrainte cités sont supposés calculés pour les actions caractéristiques non pondérées et en tenant compte des concentrations de contraintes géométriques.

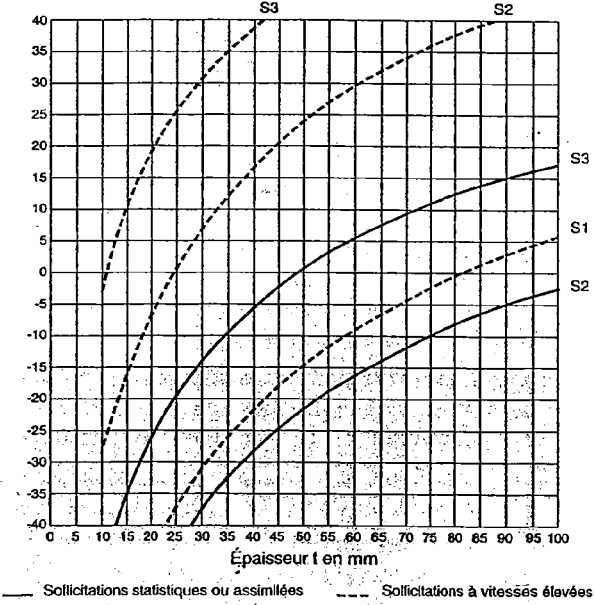
Concernant la plus basse température de service, il est admis par le DAN de l'ENV 1993-1-1 de retenir 0° C pour les éléments de structure situés à l'intérieur des bâtiments et - 20° C pour ceux qui se trouvent exposés à l'air libre.

**Températures de service minimales admissibles
pour des éléments critiques de structures en acier S235-JR (E24-2)**



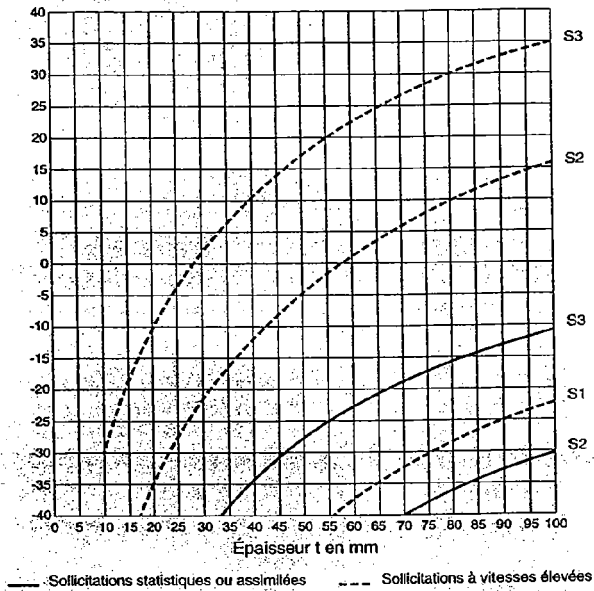
Aboque 6-1

**Températures de service minimales admissibles
pour des éléments critiques de structures en acier S235-J0 (E24-3)**



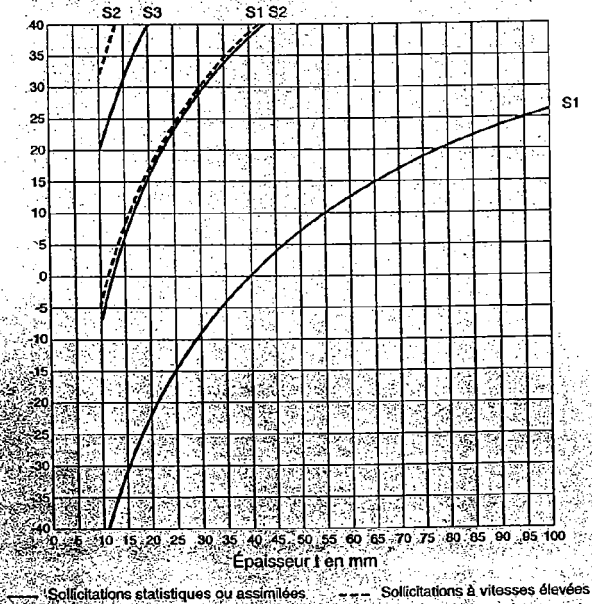
Aboque 6-2

**Températures de service minimales admissibles
pour des éléments critiques de structures en acier S235-J2 (E24-4)**



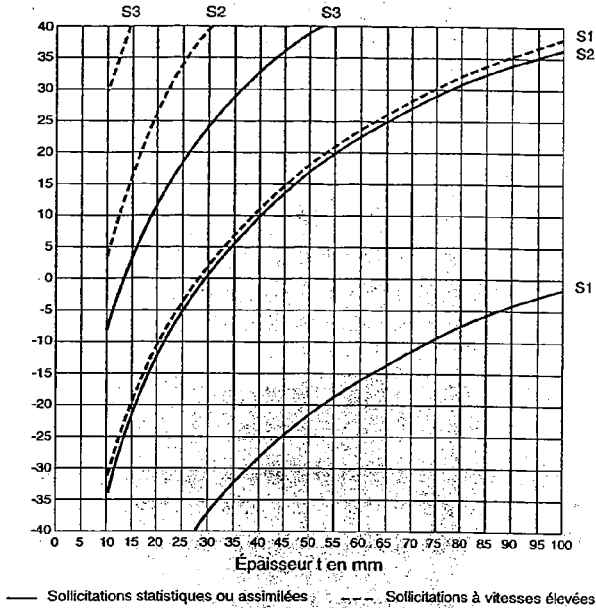
Abaque 6-3

**Températures de service minimales admissibles
pour des éléments critiques de structures en acier S355-JR (E36-2)**



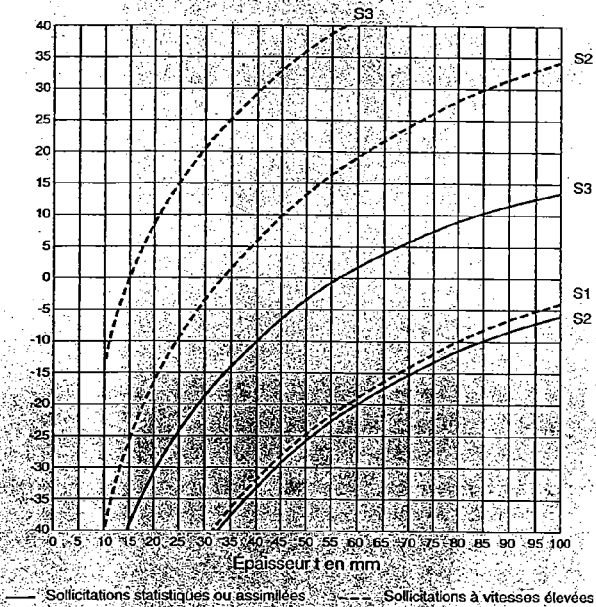
Abaque 6-4

Températures de service minimales admissibles
pour des éléments critiques de structures en acier S355-J0 (E36-3)



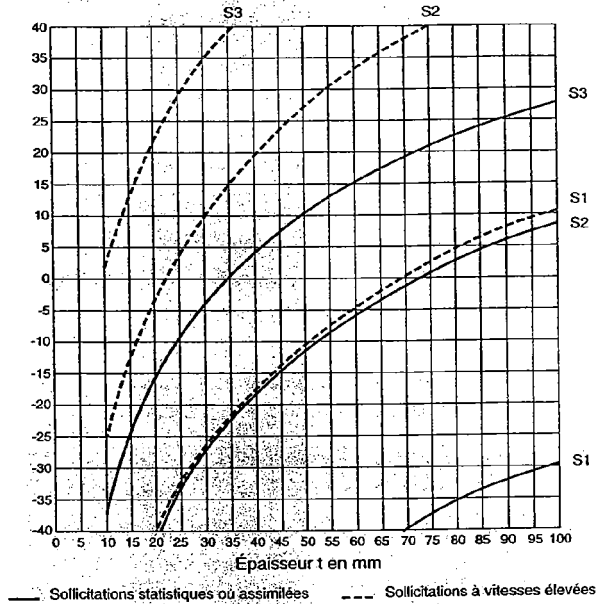
Abaque 6-5

Températures de service minimales admissibles
pour des éléments critiques de structures en acier S355-K2 (E36-4)



Abaque 6-6

**Températures de service minimales admissibles
pour des éléments critiques de structures en acier S355-J2**



conditions de service	épaisseur maximale admissible sous charges statiques			
	éléments intérieurs ($T_s=0^{\circ}\text{C}$)		éléments extérieurs ($T_s=-20^{\circ}\text{C}$)	
	S1	S2	S1	S2
nuances et qualités				
EN 10025⁽¹⁾				
S 235 JR	150	41	74	22
S 235 J0	250	110	187	53
S 235 J2	250	250	250	150
S 275 JR	90	26	45	14
S 275 J0	250	63	123	33
S 275 J2	250	150	250	84
S 355 JR	40	12	21	6
S 355 J0	106	29	52	16
S 355 J2	250	73	150	38
S 355 K2 ⁽²⁾	250	128	250	59
EN 10113⁽¹⁾				
S 275 N ou M ⁽²⁾	250	250	250	150
S 275 NL ou ML	250	250	250	250
S 355 N ou M ⁽²⁾	250	128	250	59
S 355 NL ou ML	250	250	250	150

(1) en fortes épaisseurs, la garantie d'énergie de rupture est soumise à accord spécifique : au-delà de 100 mm pour les laminés suivant EN 10 025, au-delà de 100 mm pour les produits en S460 et de 150 mm pour les produits en autres nuances suivant EN 10113-2, au-delà de 150 mm pour les produits longs et de 63 mm pour les produits plats suivant EN 10113-3

(2) pour ces qualités, la garantie de 40 Joules à -20°C a été supposée équivalente au niveau usuel de 27 Joules à -30°C .

Tableau 6-14

Dans le domaine du bâtiment, où les sollicitations peuvent être considérées comme statiques, et où ne se rencontrent pratiquement que les conditions de service S1 et S2, l'application de la méthode de calcul de l'annexe C conduit aux épaisseurs maximales données par le tableau 6-14 page précédente, qu'il suffit donc de respecter pour les éléments dont la ruine est jugée critique.

VII

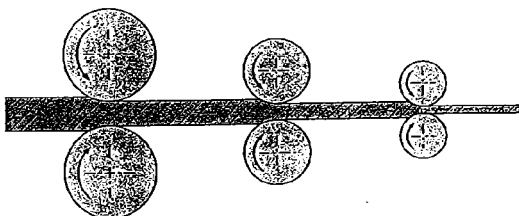
Les principaux produits en acier pour la construction métallique

VII. 1 — Les modes de fabrication des produits de construction en acier

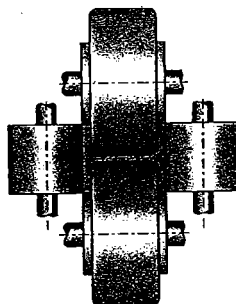
Le laminage à chaud

Il s'agit du mode privilégié de fabrication pour la majorité des produits sidérurgiques utilisés en construction métallique. L'acier, à l'état pâteux (environ 1 200°C), est déformé au passage entre des cylindres en rotation. Deux grandes familles de produits sont à distinguer :

- les produits plats (tôles) formés par l'intermédiaire de cylindres lisses (Fig. 7-1),
- les produits longs (poutrelles, barres, fils...) formés grâce à des cylindres à cannelures (Fig. 7-2).



Laminage à chaud des produits plats



Laminage à chaud des produits longs

Figures 7-1 et 7-2

Le laminage à froid

Ce mode de fabrication répond au même principe que le précédent sauf que la déformation de l'acier est imposée à froid ; en pratique, il est réservé à la production de tôles minces destinées au profilage à froid.

Le profilage à froid

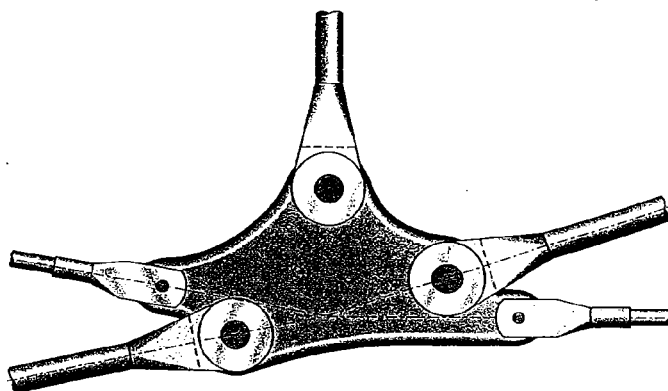
À partir d'une tôle mince, des machines à galets permettent d'obtenir, par pliages successifs, des profils de barres de formes variées, visant le plus souvent des utilisations bien spécifiques.

L'étirage - le tréfilage

Il s'agit d'une transformation de produits longs laminés tels que fils, ronds, carrés, tubes, par traction à travers des filières de sections réduites. Pour la construction métallique, cette production intéresse essentiellement la boulonnerie-visserie et les câbles.

Le moulage

Cette technologie, dont le principe est très ancien, n'est pas utilisée en construction métallique pour la fabrication des produits longs. En revanche, son emploi se développe pour la réalisation de pièces d'assemblage complexes, pour lesquelles une grande précision géométrique est souvent recherchée ; sont en particulier concernées les structures triangulées légères et élancées, avec éléments tendus en câbles ou en ronds pleins, qui s'imposent de plus en plus en ossatures de verrières et de façades vitrées (Fig. 7-3) et la réalisation d'appareils d'appui (Fig. 7-4).



Nœud moulé
assemblage de câbles et de tirants

Figure 7-3

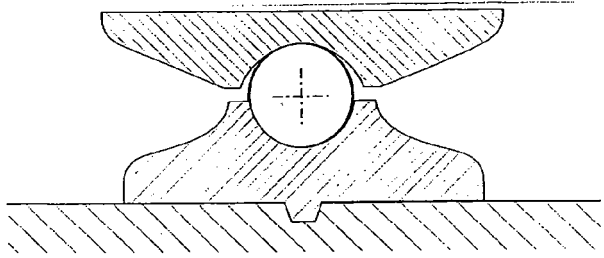
**Appui moulé**

Figure 7-4

Il est nécessaire, du point de vue économique, que le nombre d'éléments identiques à fabriquer soit suffisamment important pour amortir le coût de réalisation des moules. Les nuances d'acier utilisées sont proches de celles employées pour les produits laminés courants. Néanmoins les niveaux de contraintes souvent importants (et incertains) atteints dans les zones d'assemblages, conduisent fréquemment à rechercher des aciers de caractéristiques mécaniques plus élevées ; il convient alors de veiller au maintien d'une ductilité acceptable et, le cas échéant, de prendre des précautions répondant à la fréquente détérioration de la soudabilité.

VII. 2 - Principaux produits utilisés comme éléments de structure

Produits laminés à chaud

■ Profilés I (double té à ailes étroites)

Ils présentent un fort déséquilibre entre les deux inerties principales et sont donc optimisés pour les applications en flexion simple. Quatre séries sont disponibles :

	hauteur
– I PN à ailes inclinées (profils normaux)	80 à 600 mm
– I PE à ailes à faces parallèles (profils européens)	80 à 600 mm
– I PEA (profils européens allégés)	180 à 600 mm
– I PER (profils européens renforcés)	180 à 600 mm

■ Profils H (double té à ailes larges)

Ils présentent une inertie latérale plus importante que les profils I et sont donc adaptés pour reprendre des efforts de compression et des sollicitations combinées, y compris des torsions limitées. Quatre séries sont disponibles (par ordre de poids croissant)

	hauteur
– HEAA (profils H type A allégés)	100 à 1 000 mm
– HEA (profils H type A)	100 à 1 000 mm
– HEB (profils H type B)	100 à 1 000 mm
– HEM (profils H type M)	100 à 1 000 mm

■ Autres laminés I et H

D'autres profils, d'usage moins courant et répondant aux normalisations britannique et américaine, peuvent également être proposés par la sidérurgie européenne :

	hauteur
– W poutrelles à larges ailes suivant norme ASTM	356 à 1 118 mm
– HD poteaux à larges ailes suivant norme ASTM	244 à 372 mm
– UB poutrelles britanniques suivant norme BS	178 à 920 mm
– UC poteaux britanniques suivant norme BS	152 à 475 mm

■ Profils U

Il s'agit de profils utilisés essentiellement pour des pièces secondaires en flexion (fers de rive de planchers) et éventuellement dans les triangulations d'ossatures en treillis où ils sont alors jumelés.

Deux types de profils U sont commercialisés :

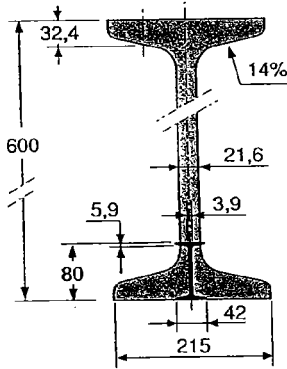
	hauteur
– UPN à ailes inclinées,	80 à 400 mm
– UAP à ailes à faces parallèles	80 à 300 mm

La figure 7-5 présente les séries les plus courantes des profils utilisés dans les pays européens.

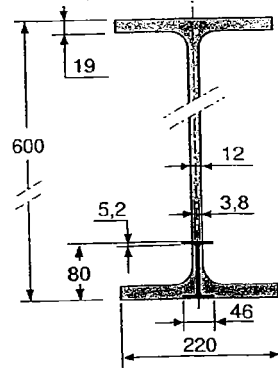
■ Cornières à ailes égales ou inégales

L'utilisation de ces profils est en régression, leur emploi en tant qu'élément de structure s'étant imposé dans le domaine des structures en treillis traditionnelles ; ils sont cependant encore très fréquemment mis en œuvre et servent aussi à la constitution de tous les assemblages simples de profils en I ou H. On utilise

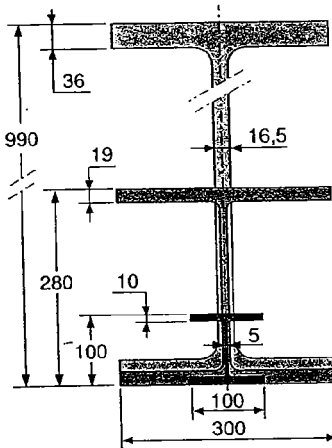
IPN à ailes inclinées



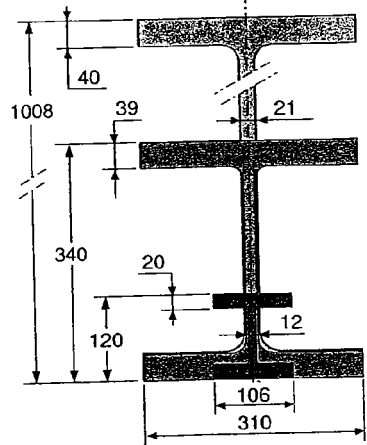
IPE à ailes à faces parallèles



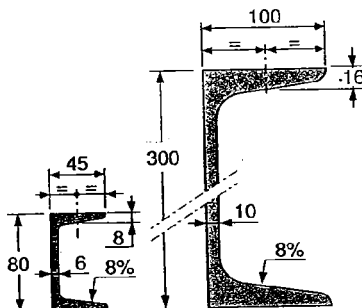
HEB (profil H type B)



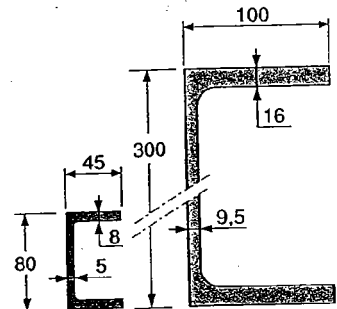
HEM (profil H type M)



UPN à ailes inclinées



UAP à ailes à faces parallèles



Gamme de profils laminés courants

Figure 7-5

à peu près exclusivement la série des cornières dites au dixième par référence au rapport largeur sur épaisseur de leurs ailes. La gamme comprend des largeurs d'ailes variant de 30 à 200 mm.

■ Larges plats et tôles lisses

Les larges plats sont laminés sur leurs quatre faces, en principe en épaisseur supérieure à 4 mm, avec des largeurs comprises entre 150 et 1 250 mm ; les tôles sont laminées sur deux faces et sont livrées en feuilles d'épaisseurs comprises entre 1,5 et 15 mm et de 2 050 mm de largeur maximale.

Ces produits sont principalement utilisés dans la confection de profils reconstitués soudés dont l'emploi est de plus en plus fréquent en construction métallique. Ils servent également à la fabrication de pièces d'assemblages.

■ Ronds pleins

Ces produits sont parfois utilisés pour constituer des contre-ventements triangulés et éventuellement des barres tendues de systèmes treillis.

■ Fers tés, petits fers U

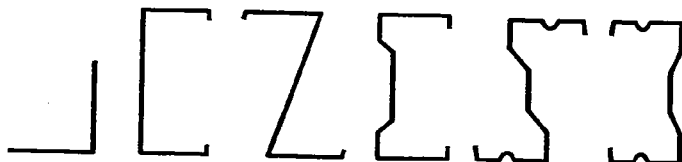
Ces profils relèvent plutôt de la serrurerie et ne sont utilisés, en construction métallique, que pour des éléments très secondaires.

Produits formés à froid

Il s'agit essentiellement des tôles laminées à froid et des produits fabriqués à partir de ces tôles, notamment par profilage.

Le pliage à froid des tôles permet la fabrication de produits longs, légers et performants, avec un grand choix de formes de sections droites (Fig. 7-6). Ils sont utilisés comme poutrelles fléchies (solives, pannes, ossature de façades) en particulier dans le domaine de la construction industrialisée.

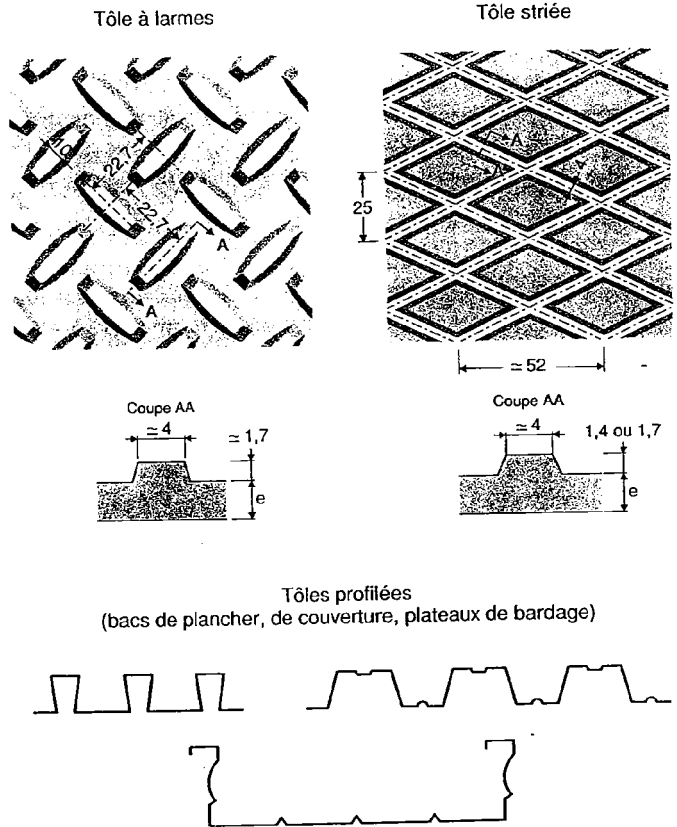
Parmi les produits plats, on trouve outre les tôles lisses, les tôles striées, à larmes... utilisées pour des platelages, et de très nombreuses tôles profilées entrant dans la constitution de planchers,



Produits longs formés à froid
Exemples de sections transversales

Figure 7-6

de bardages et de couvertures (Fig. 7-7). Ces produits peuvent être livrés avec différents revêtements de surface : tôles électro-zinguées, galvanisées, prélaquées, plombées, aluminisées...



Produits plats formés à froid

Figure 7-7

Profils creux formés à chaud ou à froid

Ces profils répondent à des processus de fabrication particuliers. De ce point de vue, on distingue les tubes soudés et les tubes sans soudure.

Ces derniers sont obtenus par formage et étirage à chaud de pièces massives, lingots ou ronds pleins. La section droite de ces tubes est d'abord circulaire et peut ensuite être déformée à chaud au moyen de galets pour donner des tubes à section carrée ou rectangulaire.

Les tubes soudés sont fabriqués par roulage de tôles planes puis soudage automatique des bords libres. Pour les épaisseurs relatives les plus fortes, le formage peut aussi se faire à chaud auquel cas la finition de la section s'effectue sans apport de métal, par rapprochement des bords libres portés à haute température.

Il existe aussi des fabrications particulières de sections creuses circulaires ou polygonales de grandes dimensions où la tôle est formée à la presse puis soudée.

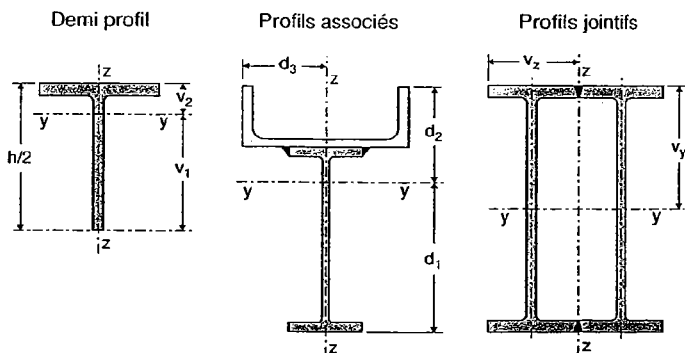
Du point de vue du calcul, une distinction doit être faite entre les tubes finis à froid et les tubes finis à chaud. Ces derniers sont favorisés, en compression, par un niveau plus faible de contraintes résiduelles qui leur permet de bénéficier d'une meilleure capacité de calcul au flambement. Les normes de produits permettent une spécification sans ambiguïté de ce point de vue : les profils creux formés à chaud pour construction doivent répondre à la norme NF A 49-501, ceux finis à froid à la norme NF A 49-541.

Les tubes sont essentiellement utilisés pour reprendre des efforts normaux de traction ou de compression, particulièrement dans les structures en treillis. Malgré leur coût plus élevé, les solutions en construction tubulaire sont souvent adoptées pour le bon rendu esthétique qu'elles permettent.

Produits dérivés des profils laminés et profils reconstitués soudés

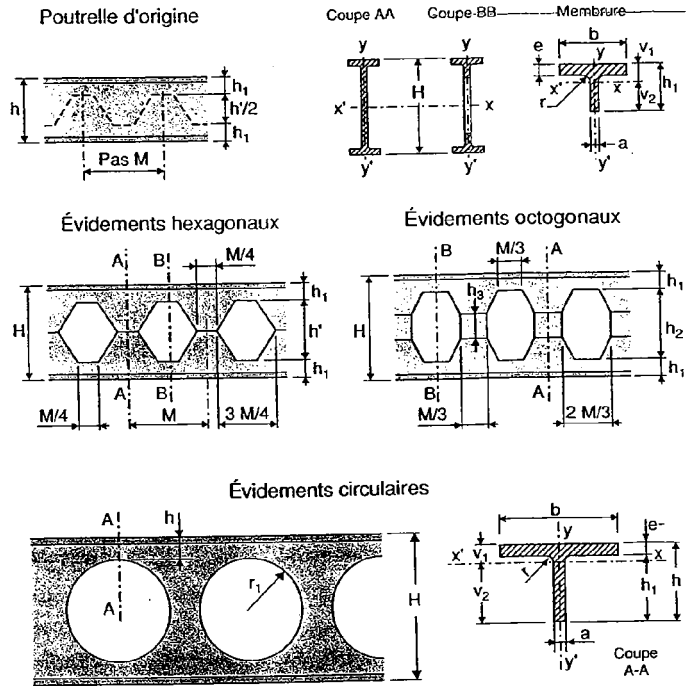
Les producteurs de laminés marchands et les distributeurs de ces produits sont susceptibles d'effectuer pour le compte des constructeurs des transformations des profils de base.

Certaines sont standardisées, comme la constitution de poutres alvéolaires à partir des profils normalisés dont l'âme est découpée selon une ligne polygonale, ou le jumelage par soudage de ces profils pour former des caissons (Fig. 7-8 et Fig. 7-9).



Produits dérivés

Figure 7-8



Produits dérivés - Poutres alvéolaires

Figure 7-9

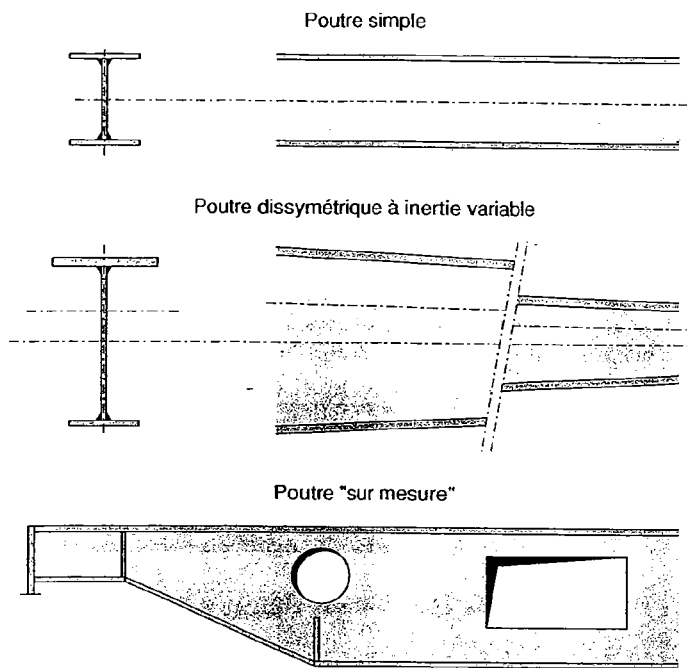
D'autres relèvent d'opérations dites de parachèvement comme le cintrage de profils ou la découpe de demi-profils, utilisés parfois en membrures de poutres treillis.

De manière beaucoup plus systématique, les constructeurs élaborent leurs propres profils en I en les reconstituant par soudage de tôles et de larges plats. Les sections d'acier sont ainsi ajustées au plus près des besoins de résistance découlant des calculs de dimensionnement des éléments. Le gain de matière ainsi obtenu est dans de nombreux cas supérieur au surcoût de fabrication engendré par la reconstitution des profils de sorte que cette solution est très fréquemment adoptée, en particulier pour les bâtiments simples de type industriel.

Les éléments ainsi fabriqués peuvent avoir différentes caractéristiques particulières (Fig. 7-10) :

- Ailes inégales et/ou de section non constante le long de l'élément ; il est aussi possible de constituer les ailes à l'aide de tôles à épaisseur continûment variable (tôles profilées en long) qui évitent d'avoir à réaliser des joints soudés de continuité mais il s'agit d'une solution pratiquement réservée au domaine des ouvrages d'art.

- Âme de forme trapézoïdale permettant d'obtenir un élément de hauteur variable ; l'épaisseur de l'âme peut elle-même être modifiée le long de l'élément.



Profils reconstitués soudés

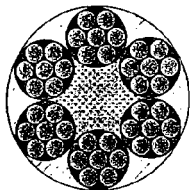
Figure 7-10

La reconstitution par soudage permet aussi de fabriquer sur mesure des poutres adaptées aux contraintes dimensionnelles particulières qui peuvent être imposées pour certains ouvrages : hauteur réduite, variation du niveau moyen, formes courbes... On fabrique également sur le même principe des éléments à section en caisson carré, rectangulaire ou autre.

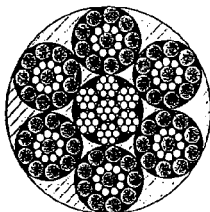
Les câbles et leurs compositions

Les câbles sont des éléments qui ont été conçus en premier lieu pour des usages hors du bâtiment, notamment dans le secteur du levage et de la manutention. Leur utilisation dans les structures autres que les ponts est relativement récente, mais s'est développée rapidement, en particulier pour constituer des structures légères supportant des verrières et dans le domaine des structures métallo-textiles.

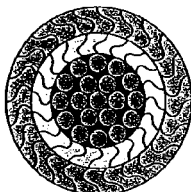
Câble 6 x 7
à âme en textile
composition du toron :
6 + 1



Câble 6 x 19
à âme en acier
composition du toron :
9 + 9 + 1



Câble clos



Câbles

Figure 7-11

Les câbles sont des produits tout à fait particuliers par rapport à ceux énumérés précédemment. Tout d'abord, il ne s'agit plus de pièces monolithiques mais d'éléments composés à partir de fils d'acier ; une conséquence immédiate est que le module de déformation longitudinale est plus faible que celui du matériau de base et varie sensiblement en fonction de la composition et du mode de fabrication. En second lieu, leur comportement structurel se singularise par le fait que les câbles ne présentent aucune rigidité significative en flexion. Ils ne peuvent donc être utilisés que de deux manières : soit en tant que tirant pur quand ils ne sont soumis à aucune charge transversale (autre que leur propre poids), soit en tant qu'élément courbe dont la rigidité vis-à-vis des charges transversales qui lui sont appliquées est étroitement liée à la géométrie. Le comportement structurel est typiquement non linéaire du fait de l'impossibilité de reprendre des efforts de compression et de l'interaction entre rigidité et état déformé.

Le composant élémentaire des câbles est un fil d'acier, de section généralement circulaire et de faible diamètre. Ce fil est obtenu par tréfilage, opération qui permet une très haute résistance : la limite d'élasticité se situe couramment entre 1 500 et 2 000 MPa.

L'assemblage d'un certain nombre de fils disposés en hélice, en une ou plusieurs couches, autour d'un fil rectiligne central, permet de constituer un toron, qui est le câble le plus simple. On utilise le plus souvent des torons à 7, 19 ou 37 fils.

On fabrique ensuite des câbles à partir de plusieurs torons (souvent 6) également disposés en hélice, en une ou plusieurs couches autour d'une âme centrale qui peut être soit métallique, soit synthétique. Les câbles multitorons présentent une plus grande souplesse que les câbles monotorons (Fig. 7-11).

Certains câbles monotorons sont clos : les deux couches externes sont constituées de fils dont la section est d'une forme telle qu'ils s'emboîtent les uns dans les autres pour ne laisser pratiquement aucun vide entre eux ; les couches internes sont constituées de fils à section circulaire ou trapézoïdale. L'état de surface extérieure du câble est alors très lisse et, surtout, les fils intérieurs sont particulièrement bien protégés contre la corrosion.

La protection des câbles contre la corrosion est, d'une manière générale, une préoccupation essentielle, s'agissant le plus souvent d'éléments extérieurs qui sont directement exposés aux intempéries et qui remplissent un rôle majeur dans la structure. Généralement les fils sont galvanisés à chaud. La pénétration de l'humidité dans les interstices entre les fils est empêchée par un matériau de remplissage approprié. Les câbles peuvent ensuite être peints ou gainés. Les gaines, métalliques ou en polyéthylène, sont normalement injectées.

Pour les utilisations structurales des câbles, les propriétés mécaniques essentielles au calcul sont la section d'acier, la force de rupture minimale, le module d'élasticité longitudinale et la masse par unité de longueur.

Ces caractéristiques doivent généralement faire l'objet d'une attestation du fabricant, étayée par des essais sur le produit fini.

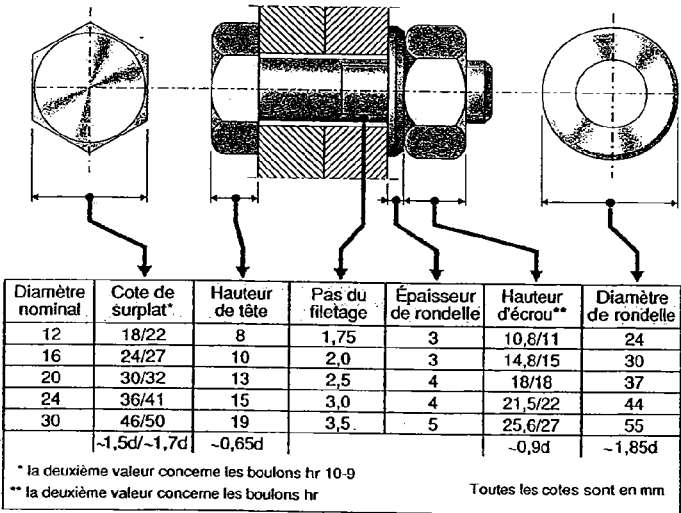
Les câbles pour usages courants font l'objet d'une norme française d'origine internationale NF ISO 2408 (A 47-200). Ce document établit une classification des produits en fonction de compositions types et donne des indications sur leurs caractéristiques physiques.

VII. 3 — Les moyens d'assemblage en construction métallique

VII. 3.1 — Le boulonnage

Le boulonnage constitue le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur site.

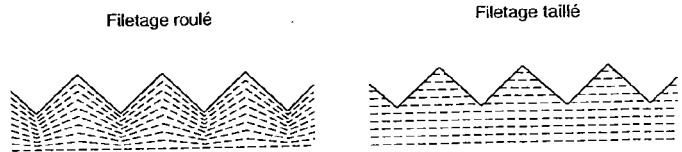
Un boulon est un ensemble constitué d'une vis, d'un écrou et, le cas échéant, d'une ou deux rondelles (Fig. 7-12).



Caractéristiques géométriques des boulons

Figure 7-12

Les vis sont fabriquées à partir de fils cylindriques, par forgeage, extrusion ou décolletage. Les filetages peuvent être obtenus soit par usinage (filetages taillés) soit par laminage (filetages roulés) (Fig. 7-13). Ce dernier procédé est préférable car il sauvegarde le fibrage longitudinal de l'acier des fils. Le profil du filetage est du type triangulaire à pas gros, suivant la codification internationale ISO.



Types de filetage

Figure 7-13

Il convient de distinguer deux familles de boulons, en fonction du mode de mise en œuvre qu'on leur assigne.

- Les boulons normaux, dits aussi ordinaires, sont mis en œuvre avec un serrage simple, non contrôlé ; ils ne sont pas prévus pour subir une précontrainte, leur aptitude au serrage ne faisant l'objet d'aucun contrôle en fabrication. L'utilisation de rondelles n'est généralement pas nécessaire. La reprise des efforts perpendiculaires à l'axe des vis s'effectue par cisaillement direct de celles-ci et pression diamétrale sur l'épaisseur des pièces. L'existence d'un jeu, indispensable au montage, entre le diamètre du trou et celui du boulon autorise un glissement de l'assemblage au cours de sa mise en charge en cisaillement.
- Les boulons à serrage contrôlé, dits aussi boulons précontraints, sont fabriqués spécifiquement pour garantir une aptitude au serrage. Ils sont en principe mis en œuvre avec introduction d'un effort de précontrainte obtenu généralement par contrôle du couple de serrage appliqué ou de la rotation imposée. Une rondelle au moins est indispensable sous l'élément en rotation (tête de vis ou écrou). La précontrainte permet notamment de mobiliser des forces de frottement à l'interface des pièces assemblées et d'obtenir un fonctionnement sans glissement des assemblages, sous des efforts perpendiculaires à l'axe des vis.

Ces deux familles de boulons sont visées par des normes bien distinctes, marquant les différences importantes existant entre leurs caractéristiques et leurs conditions d'emploi.

Les boulons normaux

Les boulons normaux sont disponibles en 8 classes de résistance : 4.6, 4.8, 5.6, 5.8, 6.6, 6.8, 8.8 et 10.9 ; il faut noter que la classe 6.6, qui reste utilisable en France, n'a pas été intégrée dans la normalisation européenne en vigueur aujourd'hui. La codification des classes de boulons reflète les contraintes limites caractéristiques utilisées dans les calculs : le premier nombre du code est le dixième de la limite de rupture et le produit des deux nombres du code correspond à la limite d'élasticité (contraintes exprimées en daN/mm²).

Exemple :

un boulon 6.8 a une limite d'élasticité de $6 \times 8 = 48$ daN/mm² et une limite de rupture de $10 \times 6 = 60$ daN/mm².

Les boulons normaux sont aujourd'hui définis par des normes européennes et non plus nationales. On distingue deux types de normes.

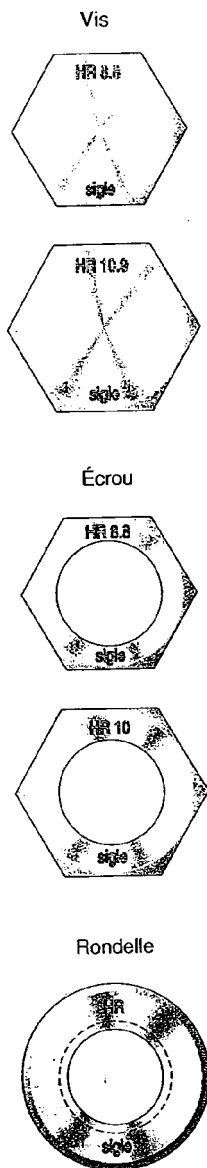
- Des normes qui fixent les caractéristiques mécaniques à respecter et à contrôler, prescrivent les aciers à utiliser, les essais à effectuer pour attester des caractéristiques mécaniques requises et définissent le marquage des produits, comportant le sigle du fabricant et la désignation de la classe. Il s'agit des normes NF EN 20898-1 pour les vis et NF EN 20898-2 pour les écrous.
- Des normes qui fixent les caractéristiques géométriques des produits (pour les rondelles, elles incluent aussi la définition de la dureté qui est la seule caractéristique mécanique exigée). Le tableau 7-1 récapitule l'ensemble de ces normes, par produit et par classe.

vis		écrous		rondelles	
classe	norme	classe	norme	classe	norme
4.6	EN 24016	4 si d > M16	EN 24034	100 HV ou 140 HV	ISO 7091 ISO 7089
4.8	EN 24018	5 si d ≤ M16			
5.6	EN 24014 EN 24017	5			
5.8*	-	-			
6.8*	-	-	-	200 HV	ISO 7089 ISO 7090
8.8	EN 24014 EN 24017	8 10	EN 24032		
10.9		10 12	EN 24032 EN 24033		
remarque	(*) Les normes de produit CEN et ISO ne visent pas les classes 5.8 et 6.8. Toutefois, à condition que les caractéristiques mécaniques soient conformes aux prescriptions de la norme EN 20898-1, il est possible d'étendre à ces classes les dimensions et tolérances définies par les normes EN 24014, EN 24017 et EN 24034.				

Tableau 7-1

Les boulons à serrage contrôlé

Les boulons destinés à être précontraints ne font pas encore l'objet d'une codification commune aux pays européens. Ceux-ci conservent des approches divergentes dans ce domaine et, de ce fait, il convient de distinguer les différents produits présents sur le marché.



Marquage normalisé
des boulons HR français

Figure 7-14

■ Les boulons à haute résistance (HR)

Ce sont des boulons à serrage contrôlé fabriqués conformément aux normes françaises de référence : NF E 27-701, NF E 27-702 et NF E 27-711. Leur marquage est obligatoirement complété, par rapport à celui des boulons normaux, par la mention systématique sur les 3 composants des deux lettres HR. Ils sont disponibles en deux classes de qualité : 8.8 et 10.9 (avec la même convention de codification que pour les boulons normaux) (Fig. 7-14).

La norme NF E 27-701 définit les caractéristiques mécaniques requises pour ces composants ; elle impose une vérification des performances par lots homogènes de fabrication. Des prescriptions visent les matériaux à utiliser, les procédés de fabrication, le marquage et les conditions de commande, de contrôle et d'essai.

La norme NF E 27-702 définit un essai spécifique, dit d'aptitude à l'emploi, qui vise la vérification par lot du comportement du boulon complet lors de sa mise en précontrainte par serrage.

La norme NF E 27-711 traite des caractéristiques géométriques et des tolérances de fabrication des composants des boulons. Les boulons HR sont systématiquement livrés par ensembles complets vis-écrous-rondelles sous emballage étanche avec étiquetage comportant la référence à la norme NF E 27-711, l'identification du lot de fabrication et la mention du coefficient de rendement de couple. Ce coefficient important est déduit des essais d'aptitude à l'emploi et permet de relier de façon fiable l'effort de précontrainte à introduire dans le boulon et le couple de serrage permettant de développer cet effort.

Certains boulons à haute résistance bénéficient du marquage NF : leur conformité aux normes françaises de référence est attestée par l'adhésion de leur fabricant au système de contrôle régi par le Comité particulier de la marque « NF - Boulons à serrage contrôlé ».

■ Les boulons HV DIN

Ce sont des boulons à serrage contrôlé fabriqués par référence aux textes normatifs allemands DIN. Ces produits sont marqués HV. Ils sont cités ici dans la mesure où leur usage est répandu en France, comme dans d'autres pays européens.

Néanmoins, ils ne sont pas équivalents aux boulons HR, notamment du point de vue du comportement lors de l'application d'une précontrainte par serrage. Ils font d'ailleurs l'objet de spécifications techniques sensiblement moins sévères que les boulons HR, ce qui les rapproche davantage des boulons normaux bien qu'ils soient employés avec précontrainte. Leurs normes de référence sont les suivantes :

- DIN 6914 : vis à tête hexagonale à serrage contrôlé pour constructions métalliques, à surplats série large.
- DIN 6915 : écrous hexagonaux à serrage contrôlé pour constructions métalliques, à surplats série large.
- DIN 6916 : rondelles rondes pour vis à serrage contrôlé pour constructions métalliques.

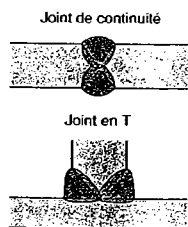
Des écarts nombreux et importants existent par rapport à la normalisation française des boulons HR. Il convient de relever, en particulier :

- des conventions moins sévères pour la définition de la limite d'élasticité et pour l'appréciation des performances vis-à-vis de la rupture fragile ;
- l'absence d'essai de vérification par lot de l'aptitude au serrage de l'ensemble vis-écrou-rondelle,
- une hauteur d'écrou réduite, fixée à 80 % du diamètre nominal de la vis au lieu de 90 % dans la normalisation française.

Cette dernière différence a pour inconvénient de permettre, de manière plus fréquente, la ruine du boulon en traction par arrachement des filetages, alors qu'il convient normalement de privilégier un mode de ruine ductile, par rupture des vis.

Il est donc important, lorsqu'on utilise de tels boulons, de ne pas leur étendre inconsidérément les pratiques de mise en œuvre instituées pour les boulons HR et de se conformer strictement, dans ce domaine, aux prescriptions de leurs fabricants.

VII. 3.2 — Le soudage



Soudures pleine section
cordons interpénétrés

Fig. 7-15

Le soudage s'est considérablement développé dans le domaine des structures métalliques et, après avoir été réservé à l'atelier, s'envisage désormais de plus en plus facilement sur site. Il reste néanmoins principalement consacré à la réalisation de pièces composées comme les profils reconstitués soudés ou à l'adjonction aux pièces principales d'accessoires, comme des goussets, des raidisseurs ou des platines, plutôt qu'à l'assemblage proprement dit entre ces pièces.

Le soudage en construction métallique fait systématiquement appel à un apport extérieur de métal, fondu en même temps que le bord des pièces à assembler ; cette fusion est toujours

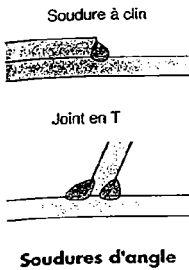


Figure 7-15

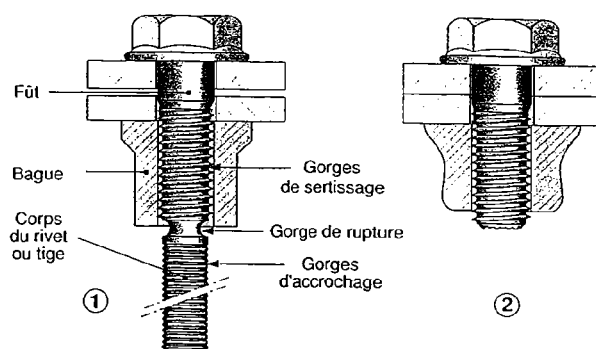
obtenue par l'intermédiaire d'un arc électrique établi entre les pièces à assembler et le métal d'apport encore solide. Ce métal constituant l'essentiel du joint est apporté sous forme d'un fil électrode dans les procédés automatiques et semi-automatiques et sous forme d'une baguette-électrode enrobée pour les procédés manuels.

Ces différentes formes de produits d'apport font l'objet de normes spécifiques. Leur analyse détaillée relève davantage du domaine du spécialiste en soudage que de celui de la conception et du calcul de la structure métallique. Dans le choix des produits d'apport, on s'attache essentiellement, pour ce qui concerne l'aspect résistance, à sélectionner un métal déposé au moins équivalent en nuance au métal de base et présentant les meilleures caractéristiques possibles en matière de ductilité.

VII. 3.3 — Autres moyens d'assemblage

L'utilisation de rivets posés à chaud reste encore une technique d'assemblage envisagée dans la normalisation française, mais elle est pratiquement abandonnée de nos jours, sauf pour quelques opérations particulières de réhabilitation d'ouvrages anciens.

La technique des boulons sertis, développée au début des années 70, est utilisée de manière épisodique, en alternative aux boulons précontraints. La vis ne comporte pas de filetage proprement dit mais des gorges de sertissage, sur lesquelles vient s'écraser, lors de la pose, une bague en acier malléable. Cette vis est de plus prolongée par un appendice de traction muni de gorges d'accrochage ; une gorge de rupture calibrée sépare vis proprement dite et appendice de traction (Fig. 7-16). Une fois la vis installée dans l'assemblage avec sa bague, un outil de pose spécifique permet d'exercer simultanément une traction sur l'appendice et une compression sur la bague. L'appendice se sépare de la vis par rupture de la gorge calibrée au moment précis où l'effort de traction atteint la valeur de la précontrainte recherchée et alors que le sertissage de la bague est complet et empêche donc toute relaxation de cet effort dans la vis. Comme un rivet à chaud, le boulon serti, après pose, ne peut être démonté sans destruction ; toutefois, dans la dernière évolution du produit, la tête et la bague comportent des embases hexagonales qui désormais permettent une dépose à l'aide de clés usuelles. L'avantage de ce procédé réside essentiellement dans la fiabilité qu'il permet de donner à la mise en précontrainte ; celle-ci n'est plus tributaire d'une mesure effectuée lors de la mise en œuvre mais ne dépend que de la qualité du calibrage de la gorge de rupture.



Boulon serti

Figure 7-17

Les performances atteintes par ces produits sont équivalentes à celles des boulons à serrage contrôlé. À ce jour, les boulons sertis ne font pas l'objet d'une normalisation spécifique et sont simplement visés par un cahier des charges particulier établi par leur fabricant.

VII. 4 — Principales données numériques pour les calculs

On trouvera en annexe à cet ouvrage, un récapitulatif des principales données numériques utiles pour les calculs de dimensionnement des structures métalliques. Il s'agit :

- des valeurs de calcul des propriétés mécaniques de base de l'acier (Annexe 1) ;
- des caractéristiques mécaniques essentielles d'une sélection de produits sidérurgiques d'usage très courant (IPEA, IPE, HEA, HEB, cornières, profils creux) (Annexe 2) ;

VII. 5 — Sélection récapitulative de normes de produits pour la construction métallique

Les normes de produits concernant directement ou indirectement la construction métallique sont particulièrement nombreuses. Beaucoup sont d'ailleurs communes à d'autres secteurs importants, notamment la construction mécanique. On trouvera à l'Annexe 3 une sélection de ces normes.

VIII

Analyse des structures

Les textes de conception et de calcul des structures métalliques ont longtemps laissé l'analyse des structures hors de toute codification. Implicitement, il était considéré que cette question ne relevait que de la résistance des matériaux. Le fait est que la détermination des sollicitations dans une ossature courante par une analyse élastique classique au premier ordre, telle qu'elle reste aujourd'hui encore très dominante dans la pratique, ne nécessite pas un cadre d'hypothèses explicitées dans les règles de calcul.

Il en va tout différemment quand on envisage de recourir à une analyse en plasticité de la structure : une telle approche repose nécessairement, en pratique, sur un ensemble de simplifications et de conventions qui entrent dans le champ des codes de calcul. De plus, cette ouverture à la plasticité conduit généralement à des structures plus déformables, pour lesquelles il convient d'examiner avec attention l'influence sur l'équilibre final des déplacements et des imperfections globales.

Pour ces raisons, alors que les Règles CM 66 ne comportent aucune mention relative à l'analyse des structures, l'Additif 80 puis l'Eurocode 3 ont consacré à cette question des développements de plus en plus importants. On peut noter que les prescriptions correspondantes n'ont pas une portée vraiment générale et ne sont en fait bien adaptées qu'au cas des ossatures planes constituées d'un assemblage hyperstatique de poutres et de poteaux ; dans la mesure où ce type de configuration est très majoritaire en construction métallique, cela n'entache pas gravement l'intérêt des règles en question.

VIII. 1 — Règles CM 66

VIII. 1.1 — Analyse élastique au premier ordre

La procédure usuelle d'analyse d'une structure métallique s'effectue dans le cadre des hypothèses classiques du calcul élastique linéaire dit au premier ordre :

- le comportement du matériau est supposé indéfiniment élastique linéaire,
- les déplacements de la structure, sous les chargements qui lui sont appliqués, sont supposés négligeables par rapport aux dimensions géométriques.

Les caractéristiques du comportement de la structure sont donc établies une fois pour toutes, n'étant, par hypothèse, modifiées ni par le niveau de sollicitations atteint dans les composants ni par les modifications de géométrie que ces sollicitations impliquent. Les effets des combinaisons pondérées des différentes charges appliquées peuvent ainsi être obtenus par simples superpositions linéaires des effets des cas élémentaires.

Le respect du modèle de comportement du matériau est assuré sans difficulté par la vérification des critères de résistance des sections : par un ajustement approprié du dimensionnement, les sollicitations sont maintenues dans les limites du comportement élastique des éléments constituant la structure.

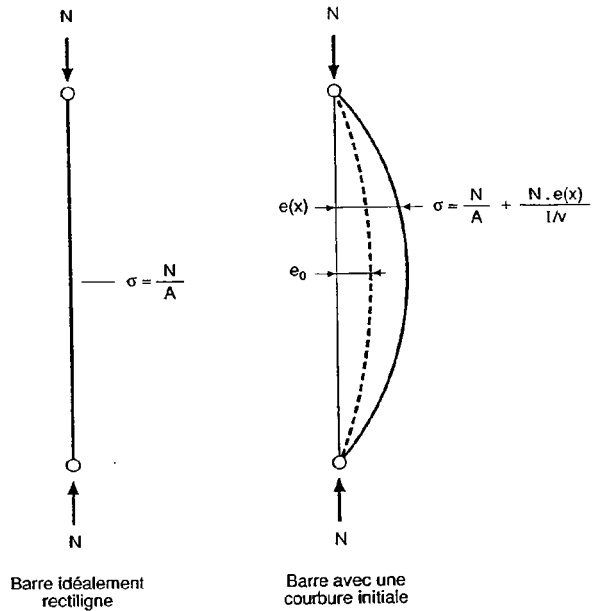
Le fait de négliger les déplacements de la structure dans la définition de son état d'équilibre n'est en revanche qu'une approximation ; sa validité ne peut être absolue et est affaire d'appréciation. Les dispositions réglementaires, de ce point de vue, visent à mettre en place des critères pratiques permettant d'éviter que cette approximation n'entame de manière sensible la sécurité des structures.

VIII. 1.2 — Effets du second ordre et chargement critique

On suppose, dans ce qui suit, que le matériau possède un comportement idéal indéfiniment élastique. On fait donc abstraction des effets sur l'équilibre des structures et de leurs éléments, des plastifications et des hétérogénéités de caractéristiques rencontrées dans les pièces réelles.

La manifestation première et élémentaire des effets du second ordre est le phénomène de flambement des pièces comprimées. Une illustration très simple peut en être donnée en comparant le comportement d'une barre idéalement rectiligne articulée à ses deux extrémités, soumise à une compression axiale comme seule action extérieure, et celui de la même barre supposée présenter une courbure préalable au chargement (Fig. 8-1).

Dans le premier cas, la sollicitation dans la barre se réduit à un effort normal constant, égal à la force extérieure appliquée, et l'équilibre est obtenu sans aucune déformation latérale. Dans le second cas, le défaut de rectitude provoque dans chaque section l'apparition d'un moment de flexion additionnel, égal au produit de la force extérieure par l'excentricité de la ligne moyenne de la barre par rapport à la droite joignant ses extrémités ;



Effets du second ordre dans une barre biarticulée

Figure 8-1

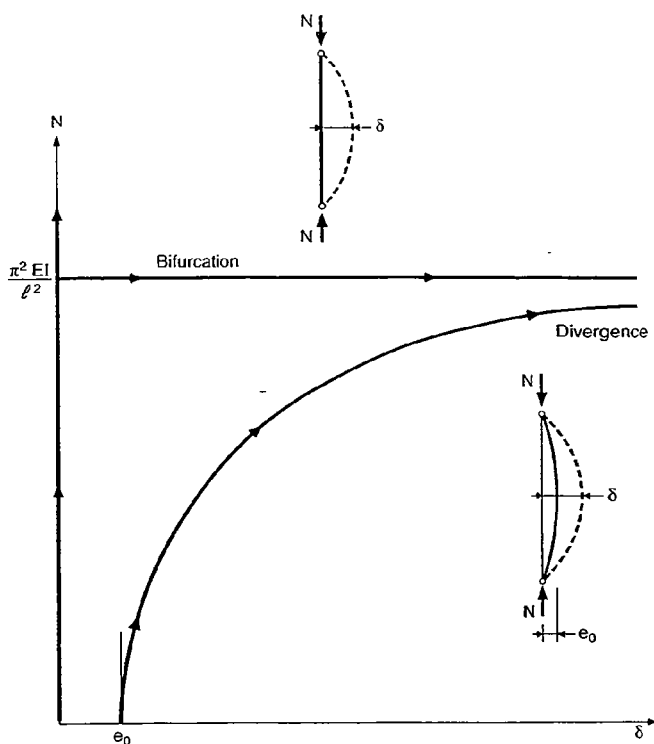
l'équilibre vis-à-vis de la force extérieure de compression passe donc par une amplification de la courbure initiale. La conséquence pratique immédiate est que la ruine des barres comprimées intervient systématiquement par cumul de l'effort normal et des effets du second ordre et non par atteinte de la capacité de la section à l'effort normal.

L'analyse mathématique de l'équilibre d'une barre comprimée biarticulée de longueur ℓ et d'inertie I , permet de mettre en évidence un niveau de chargement particulier tel que l'équilibre au second ordre n'est plus possible, quelle que soit la rectitude initiale ; c'est la charge critique d'Euler :

$$N_k = \frac{\pi^2 EI}{\ell^2}$$

où E est le module de déformation longitudinale du matériau. Lorsque la charge appliquée atteint cette valeur, la barre n'offre plus de rigidité vis-à-vis de la déformation latérale. Dans le cas d'une barre idéale parfaitement rectiligne, on se trouve en présence d'une bifurcation d'équilibre : la déformation peut soit rester nulle soit être indéterminée. Dans le cas d'une barre présentant une courbure, due soit à un défaut de rectitude initial soit à l'effet de charges transversales ou de moments extrémités concomitant à l'effort de compression soit au cumul de ces deux

facteurs, il s'agit d'une divergence d'équilibre, le mécanisme d'amplification par la compression de la déformation latérale initiale n'ayant plus de convergence (Fig. 8-2).

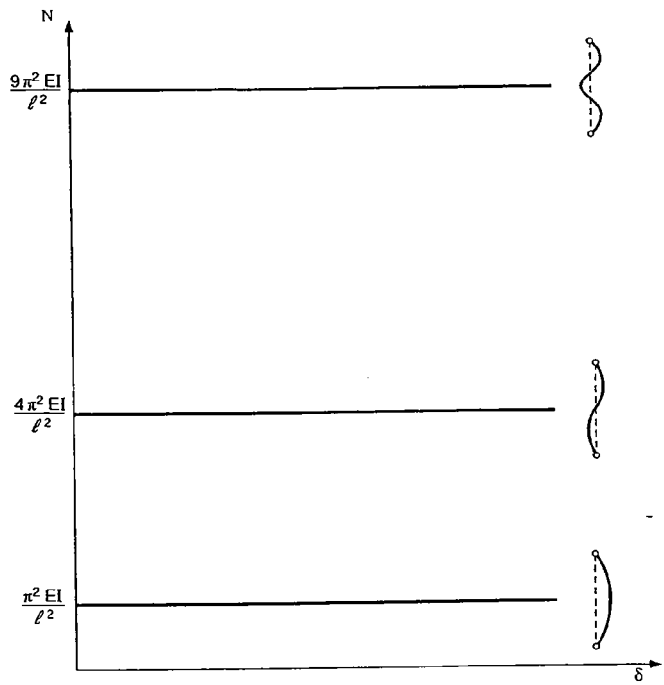


Bifurcation et divergence d'équilibre d'une barre biarticulée

Figure 8-2

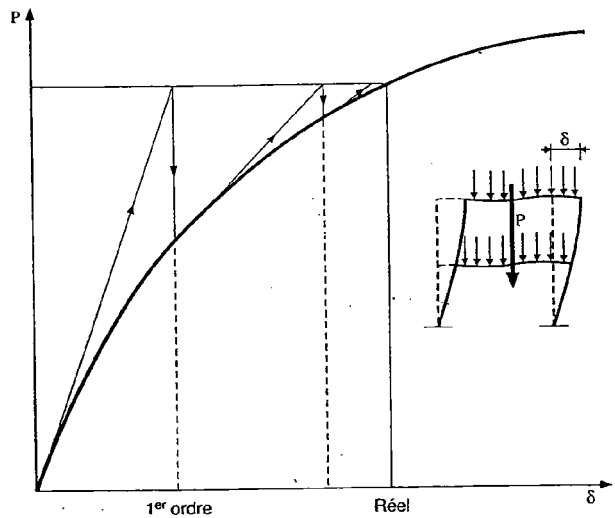
Restant dans le cadre de la recherche de l'équilibre théorique d'une barre idéale, on peut noter que la perte de toute rigidité vis-à-vis d'une déformation latérale est en fait obtenue non pas pour une seule valeur mais pour une série de valeurs critiques de l'effort normal de compression. À chacune de celles-ci est associé un mode spécifique de déformation latérale de la barre, correspondant à un flambement suivant un nombre croissant de demi-ondes (Fig. 8-3).

L'évolution de la déformation latérale à l'équilibre d'une barre présentant une courbure initiale, à mesure que l'effort de compression qui lui est appliqué augmente et se rapproche de la première charge critique, met en évidence le fait que les effets de second ordre engendrés dans une barre par la compression peuvent s'interpréter comme une altération progressive de la rigidité de cette barre.



Efforts normaux critiques d'une barre biarticulée

Figure 8-3



Analyse au second ordre par itérations successives

Figure 8-4

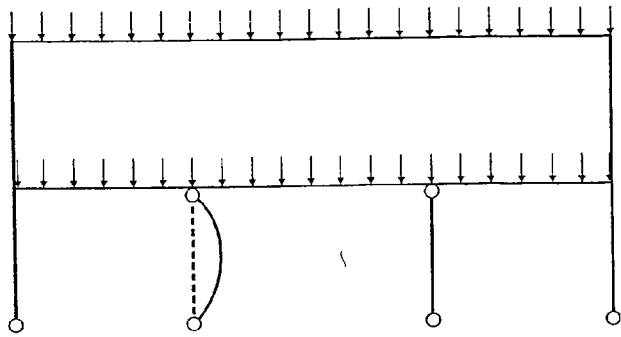
En généralisant cette notion à l'échelle d'une structure, on conçoit que les pertes de rigidité des différents éléments qui se trouvent comprimés sous un chargement donné, se traduisent globalement, pour la structure, par une amplification des déformations qui peut devenir significative et doit alors être explicitement prise en compte. C'est précisément l'objet des analyses dites au second ordre que de tenir compte de ce comportement non linéaire. Généralement, ce type de calcul, effectué à l'aide de logiciels informatiques, procède par itérations successives pour déterminer l'état de la structure pour lequel s'établit un équilibre suffisamment précis entre la distribution des sollicitations dans les éléments et l'ensemble des actions extérieures appliquées à cette structure considérée dans son état déformé (Fig. 8-4).

Toujours pour une structure considérée globalement, il est également possible de définir des niveaux de chargement critique, au sens eulérien, pour lequel l'équilibre au second ordre ne peut plus être obtenu : l'amplification des déformations provoquées par les compressions n'a plus de convergence. Comme pour la barre individuelle, à chaque chargement critique est associé le mode de déformation spécifique vis-à-vis duquel la rigidité de la structure est nulle.

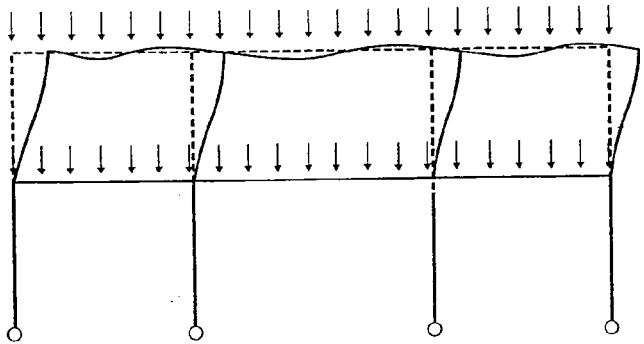
Sur le plan pratique, la plupart des logiciels généraux de calcul de structures permettent la détermination directe des chargements critiques : pour une combinaison déterminée d'actions, un algorithme procède à la recherche d'une série de coefficients dont chacun permet, lorsqu'il est appliqué à l'ensemble des composantes du chargement, d'obtenir un état critique particulier de la structure, caractérisé par un mode de déformation spécifique. L'ensemble composé d'un coefficient et du mode de déformation qui lui est associé, est couramment appelé mode de flambement ; le coefficient représente l'éloignement de l'état critique et l'allure déformée associée est désignée comme déformée modale.

Il appartient généralement à l'utilisateur de fixer le nombre de modes de flambement dont il souhaite la détermination, sachant que seuls ceux correspondant aux valeurs les plus faibles des coefficients d'éloignement d'état critique présentent un intérêt pratique.

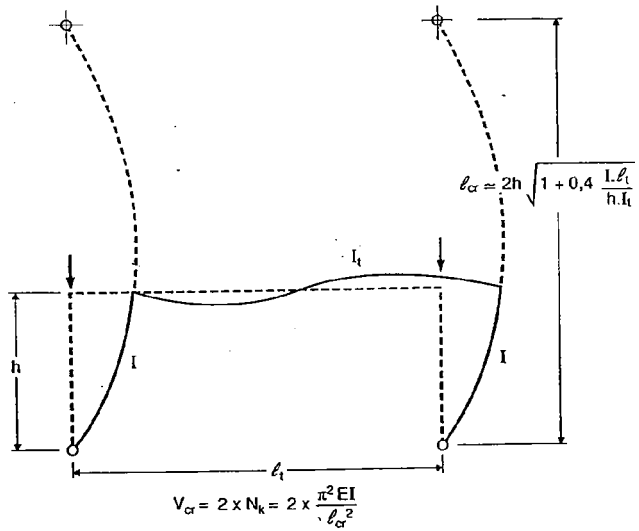
Pour la plupart des structures courantes, les modes de flambement correspondent tout simplement au flambement d'un ou plusieurs éléments constitutifs, considérés isolément avec des conditions appropriées de liaison aux extrémités. Suivant les cas, ces modes peuvent avoir un caractère purement local ou au contraire mettre en jeu une déformation d'ensemble de la structure ou d'une sous-structure. Les coefficients d'éloignement critique peuvent alors souvent être déterminés manuellement (Fig. 8-5).



Mode local



Mode d'ensemble pour un niveau

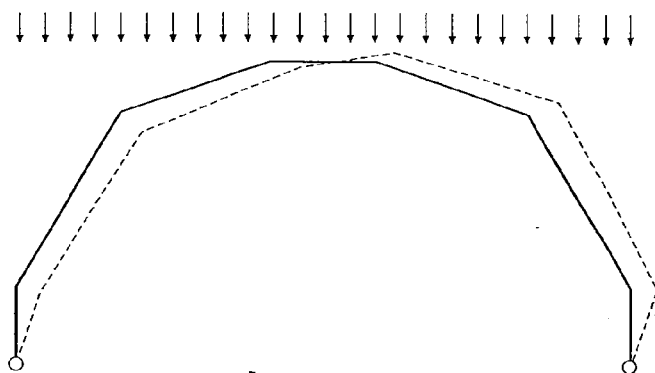


Premier mode d'un portique simple

Modes de flambement de structures courantes

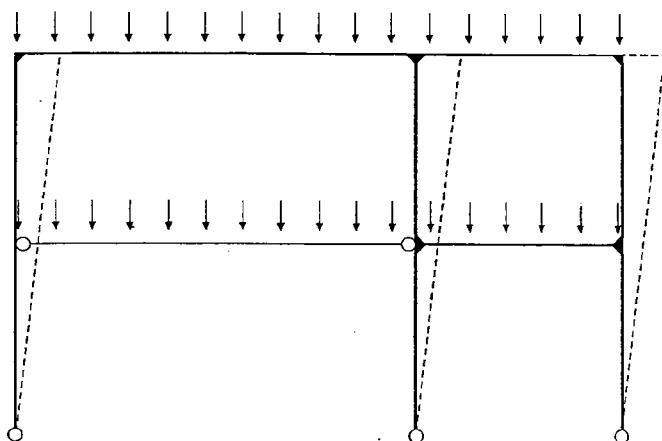
Figure 8.5

Pour des structures particulières, les modes de flambement peuvent au contraire correspondre à une interaction complexe des pertes de rigidité intéressant plusieurs éléments comprimés différents et mutuellement encastrés (Fig. 8-6 et Fig. 8-7).



Flambement d'ensemble d'une structure en arc

Figure 8-6



Flambement d'ensemble pour des poteaux diversement maintenus par les traverses

Figure 8-7

D'une manière générale, pour une combinaison donnée d'actions, l'éloignement d'état critique correspondant au premier mode de flambement d'ensemble d'une structure ou d'une sous-structure peut être considéré comme un critère pertinent d'appréciation de la sensibilité de cette structure ou sous-structure aux effets du second ordre sous cette combinaison d'actions.

VIII. 1.3 — Prescriptions des Règles CM 66

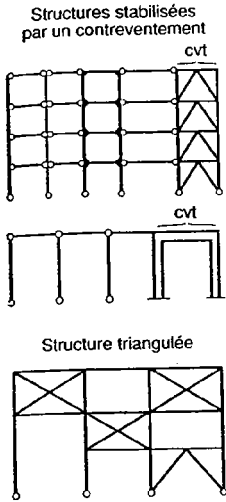
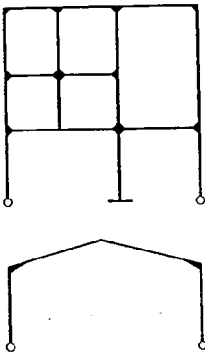


Figure 8-8



Structures à noeuds déplaçables

Figure 8-9

Comme cela a été indiqué en introduction à ce chapitre, les Règles CM 66 ne comportent pas de prescriptions visant de manière spécifique les modalités de l'analyse de structure.

Ce n'est qu'au stade de la vérification de la stabilité des poteaux que l'on se trouve amené à distinguer deux types de structures :

- les structures à nœuds fixes, c'est-à-dire celles dont la stabilité latérale est assurée « extérieurement » par une autre structure ou « intérieurement » par une triangulation, mettant en jeu des rigidités d'effort normal ;
- les structures à nœuds déplaçables, c'est-à-dire celles dont la stabilité latérale repose sur la mise en jeu des rigidités de flexion de leurs éléments et de leurs assemblages.

En toute rigueur, il ne s'agit là que de deux cas limites entre lesquels il est possible d'imaginer des configurations intermédiaires. Sur le plan pratique néanmoins, peu de difficultés sont rencontrées pour situer clairement les ossatures dans l'une ou l'autre des deux catégories ainsi définies (Fig. 8-8 et Fig. 8-9).

Dans l'esprit des Règles CM 66, le comportement des structures courantes à nœuds déplaçables reste valablement analysé par un calcul élastique au premier ordre dès lors que :

- les déplacements latéraux restent cantonnés dans des limites raisonnables (commentaire de l'article 3,90 recommandant de borner les déplacements en tête des poteaux au $1/200^{\circ}$ de leur hauteur) ;
- la stabilité des poteaux est établie en considérant leur longueur de flambement tenant compte du caractère déplaçable des nœuds.

La formulation de l'amplification des contraintes, utilisée pour démontrer cette stabilité, a précisément été établie pour représenter les effets du second ordre aussi bien à l'échelon local d'une barre considérée isolément qu'à l'échelle de la structure dans le cas de nœuds déplaçables. En conséquence, tant qu'il y a cohérence entre les hypothèses retenues pour évaluer les longueurs de flambement et le comportement de la structure, cette méthodologie couvre effectivement valablement les risques liés aux effets du second ordre. Des difficultés apparaissent quand on se trouve aux limites de validité du concept de longueur de flambement, notamment lorsqu'une ossature à nœuds déplaçables sert à stabiliser des éléments comprimés qui ne lui sont pas véritablement intégrés ou qui présentent des conditions de liaisons hétérogènes par rapport aux autres éléments comprimés.

VIII. 2 — Eurocode 3

L'Eurocode 3 traite de manière beaucoup plus lourde que les Règles CM 66, la question de l'analyse des structures. Il s'agit d'une part de donner au calcul plastique des structures le cadre d'hypothèses qui lui est indispensable et d'autre part d'instituer une pratique de dimensionnement très différente de celle suivie jusqu'ici en France, caractérisée par une coupure très marquée entre deux étapes : la première consacrée à l'analyse de la structure proprement dite dont le but est de déterminer les sollicitations dans les éléments en y incluant tous les effets impliquant la structure dans son fonctionnement d'ensemble ; la seconde ayant pour objectif la justification du dimensionnement vis-à-vis des sollicitations déduites de la première étape, seuls les effets de second ordre à caractère purement local restant à considérer à ce stade. Sauf exception, dans cette deuxième étape, les longueurs de flambement prises en compte sont celles propres aux systèmes à nœuds fixes.

VIII. 2.1 — Classification des structures

L'organisation des prescriptions de l'Eurocode 3 en matière d'analyse de structure passe par une distinction entre :

- les ossatures souples pour lesquelles des dispositions doivent impérativement être prises pour tenir compte des effets de second ordre,
- les ossatures rigides qui, au contraire, peuvent valablement être analysées par un calcul au premier ordre.

Dans la mesure où la sensibilité aux effets du second ordre dépend non seulement de la rigidité de la structure mais aussi de l'importance du chargement vertical qu'elle subit, le classement d'une ossature donnée dans l'une de ces deux catégories est en principe à examiner pour chaque combinaison pondérée des actions.

L'Eurocode 3 fixe, comme seuil de prise en compte des effets du second ordre, la valeur 0,10 du rapport entre V_{sd} la résultante verticale des actions pondérées appliquées et V_{cr} la valeur critique de la charge verticale obtenue par amplification de ce chargement pondéré (ce rapport est donc l'inverse du coefficient d'éloignement critique pour le chargement pondéré considéré, tel que défini précédemment). Autrement dit, une structure doit être considérée comme souple vis-à-vis d'un chargement donné si :

$$V_{sd}/V_{cr} > 0,1 \quad \text{EC3 5.2.5.2(3)}$$

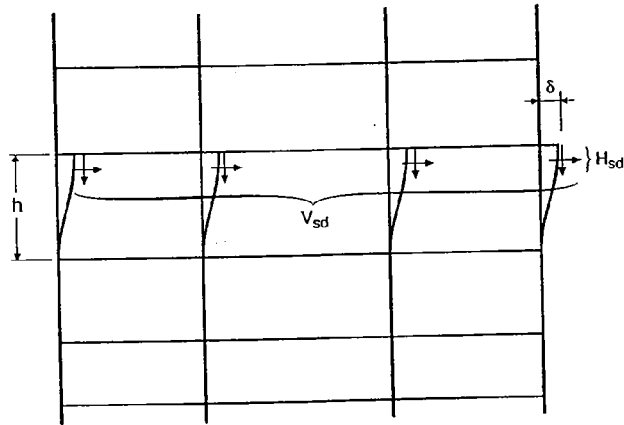
Dans le cas des ossatures planes étagées, composées de poutres et de poteaux encastrés, ce critère est à évaluer pour chaque étage (Fig. 8-10) ; il peut être remplacé par l'inégalité :

$$\frac{V_{sd} \cdot \delta}{H_{sd} \cdot h} > 0,1 \quad \text{EC3 5.2.5.2(4)}$$

où V_{sd} et H_{sd} sont les résultantes verticale et horizontale des actions appliquées à la structure, évaluées au niveau supérieur de l'étage considéré,

δ est la déformation horizontale relative entre les niveaux supérieur et inférieur de l'étage considéré,

h est la hauteur de l'étage considéré.



Paramètres pour l'évaluation des effets du second ordre propres à un étage

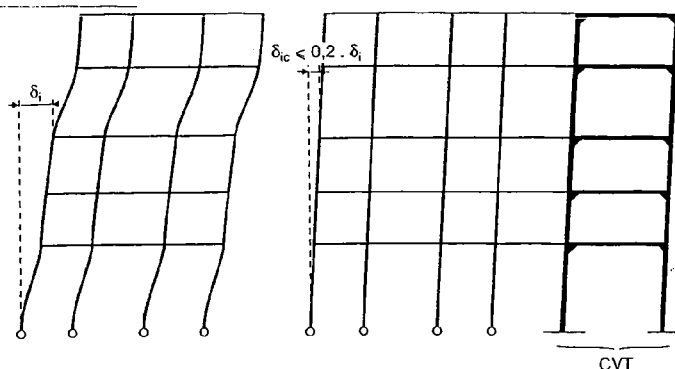
Figure 8-10

Une troisième catégorie de structures est envisagée par l'Eurocode 3 : les structures contreventées. Il s'agit de structures dont la stabilité latérale est assurée par un système de contreventement qui leur est extérieur et est suffisamment rigide pour que l'on puisse considérer qu'il équilibre l'ensemble des actions horizontales. Le règlement stipule que pour que cette condition puisse être jugée comme satisfaite, la présence du système de contreventement doit réduire d'au moins 80% les déplacements latéraux de l'ossature qu'il stabilise (Fig. 8-11).

EC3 5.2.5.3(2)

En ce qui concerne l'analyse de structure, les ossatures contreventées peuvent être traitées comme des structures rigides.

EC3 5.2.5.3(3)



Efficacité requise pour le contreventement
d'une ossature contreventée

Figure 8-11

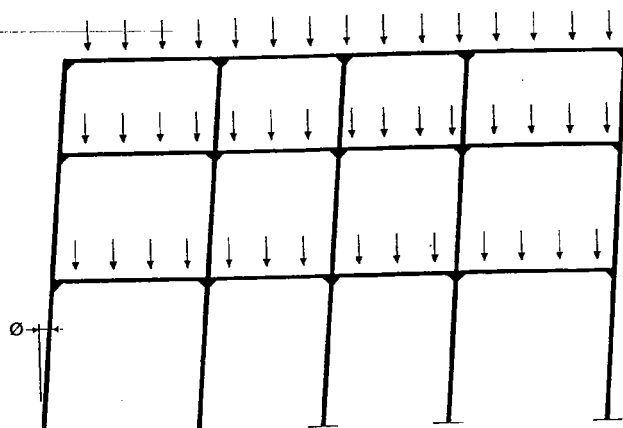
VIII. 2.2 — Imperfections globales des structures

De manière systématique, il convient de prendre en compte l'effet d'imperfections globales dans le calcul des ossatures. Cette prescription touche les structures en tant que système autostable et, éventuellement, en tant que système de contreventement. Il s'agit de prendre en considération :

- des faux-aplombs des poteaux inclus dans ces structures (Fig. 8-12),
- des faux-aplombs des poteaux stabilisés par ces structures (Fig. 8-13),
- des défauts géométriques des éléments comprimés stabilisés par ces structures (Fig. 8-14).

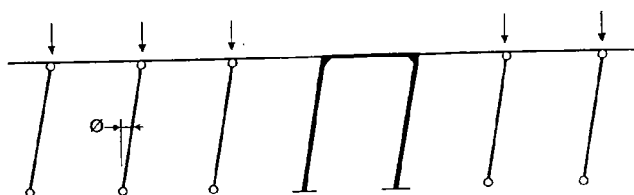
Dans tous les cas, ces imperfections se traduisent par des effets d'instabilité qui peuvent être pris en compte soit directement par une analyse au second ordre de la structure modélisée avec son défaut d'ensemble soit par le biais de forces horizontales équivalentes dans le cas où l'analyse reste au premier ordre. Les règles fournissent l'amplitude de ces défauts en la modulant en fonction du nombre d'éléments concernés : plus ce nombre est élevé plus la valeur moyenne du défaut d'ensemble de calcul peut être réduite (Fig. 8-15 et 8-16).

Les imperfections individuelles des éléments de la structure n'ont pas à être prises en compte au stade de l'analyse globale.



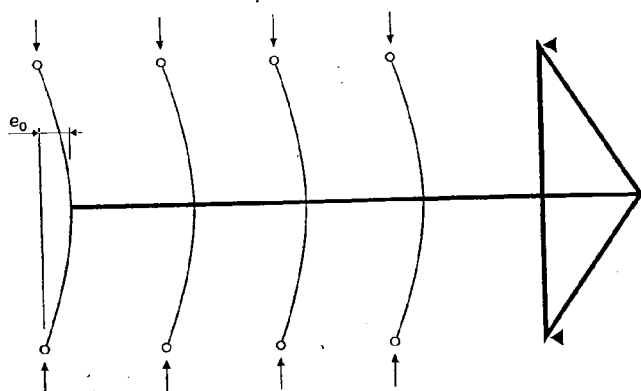
Faux aplomb des poteaux de la structure

Figure 8-12



Faux aplomb des poteaux stabilisés

Figure 8-13



Défaut géométrique des éléments stabilisés

Figure 8-14

Une exception est toutefois faite, dans les ossatures souples, pour les éléments fortement élancés dont la rigidité influe sur le comportement global par le biais d'encastresments d'extrémité.

EC3 5.2.4.2(4)

Les règles fixent pour cela un seuil d'élancement réduit, égal à :

$$0,5[Af_y/N_{sd}]^{0,5}$$

ce qui correspond à un éloignement d'état critique d'élément égal à 4 :

$$N_{cr}/N_{sd} = 4$$

Dans les formules indiquées, l'élancement réduit ou la charge critique sont calculés sur la base d'une longueur de flambement prise égale à la longueur d'épure de l'élément.

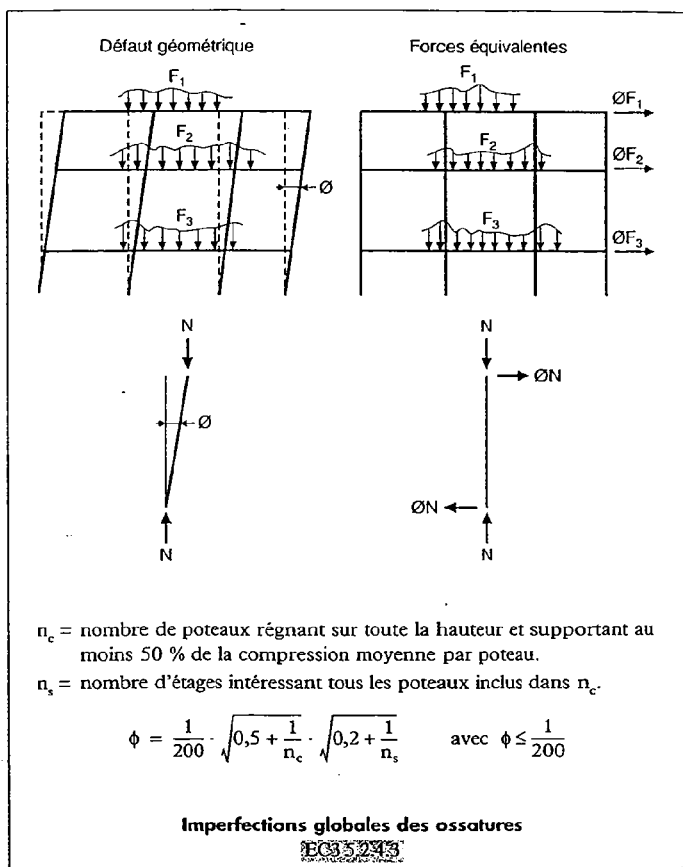
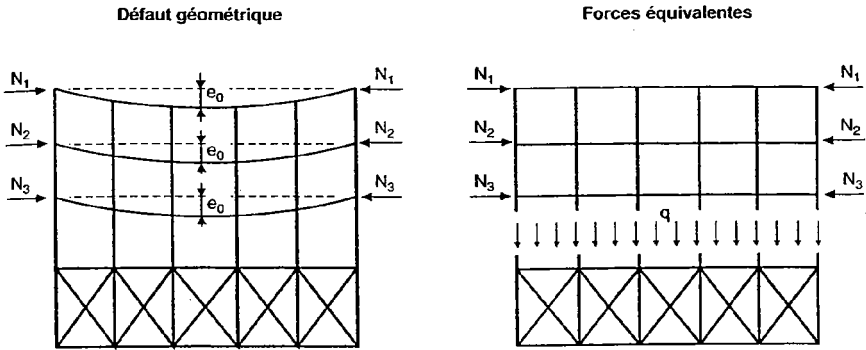


Figure 8-15



n_r = nombre d'éléments comprimés maintenus par le système.

δ_q = flèche du système de contreventement due aux charges de stabilisation des éléments comprimés et aux charges extérieures.

• pour la stabilisation d'un élément isolé

$$\text{si } \delta_q \leq \frac{L}{2500} \quad q = \frac{N}{50 \cdot L}$$

$$e_0 = \frac{L}{500}$$

$$\text{si } \delta_q > \frac{L}{2500} \quad q = \frac{N}{60 \cdot L} \cdot \left(\frac{500 \cdot \delta_q}{L} + 1 \right)$$

• pour la stabilisation de plusieurs éléments

$$\text{si } \delta_q \leq \frac{L}{2500} \quad q = \frac{\sum N_i}{60 \cdot L} \cdot \left(0,2 + \sqrt{0,2 + \frac{1}{n_r}} \right)$$

$$e_0 = \frac{L}{500} \cdot \sqrt{0,2 + \frac{1}{n_r}}$$

$$\text{si } \delta_q > \frac{L}{2500} \quad q = \frac{\sum N_i}{60 \cdot L} \cdot \left(\frac{500 \cdot \delta_q}{L} + \sqrt{0,2 + \frac{1}{n_r}} \right)$$

Imperfections globales pour les systèmes de contreventement



Figure 8-16

Lorsqu'il existe des éléments pour lesquels le seuil fixé est dépassé, l'analyse globale est obligatoirement effectuée au second ordre et la modélisation de la structure doit inclure un défaut de rectitude de ces éléments. Ce défaut est celui pris en compte, d'une manière générale, pour justifier la stabilité au flambement des pièces comprimées et est défini dans les clauses consacrées à ce sujet.

Il faut noter que la compression N_{sd} est un résultat de l'analyse globale ; le critère donné ne peut donc être vérifié avec précision, *qu'a posteriori*, ce qui peut conduire à reprendre l'analyse globale si des élancements excessifs n'ont pas été détectés initialement.

VIII. 2. 3 — Recours au calcul plastique

L'Eurocode 3 ouvre la possibilité de recourir à une analyse plastique des structures, sous réserve du respect de conditions restrictives portant sur le matériau, les sections et les assemblages. Les modalités d'une telle analyse font également l'objet de prescriptions particulières.

Comportement du matériau

Dans le cadre du calcul plastique des structures, au moins deux phases sont distinguées dans le comportement de l'acier : la première correspond au calcul élastique usuel et est caractérisée par le module de déformation longitudinale E liant contraintes et déformations ; la seconde correspond à des déformations irréversibles de grande ampleur enregistrées sous une contrainte pratiquement constante, de l'ordre de la limite d'élasticité.

Dans cet esprit, plusieurs modèles de ce comportement peuvent être adoptés en pratique. EC3 5.2.14

- Comportement rigide parfaitement plastique : seule les déformations plastiques sont prises en compte et elles interviennent sous contrainte constante, égale à la limite d'élasticité ;
- Comportement élastique parfaitement plastique : les déformations plastiques interviennent après une phase de déformations élastiques et s'effectuent sous contrainte constante, égale à la limite d'élasticité ;
- Comportement élastique-plastique avec écrouissage : la phase de déformations élastiques est suivie par des déformations plastiques qui sont enregistrées sous contrainte faiblement croissante, correspondant à un module résiduel égal au $1/10\ 000^{\circ}$ du module d'élasticité E .

plastification des sections

La conséquence première du comportement plastique de l'acier est la mobilisation de la résistance plastique des sections, au-delà de la simple résistance élastique. Les capacités plastiques correspondent à des distributions de contraintes « en blocs » dans la section, égales à la limite d'élasticité (Fig. 8-17).

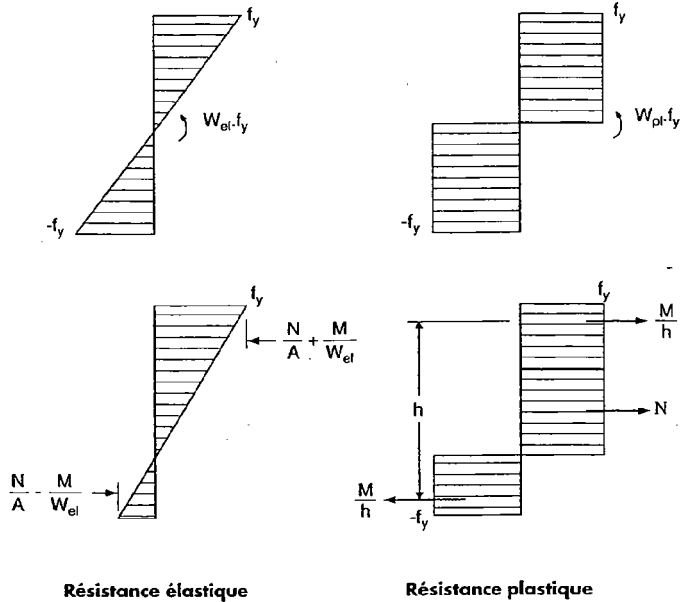
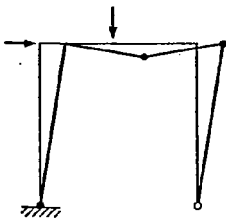


Figure 8-17

De plus, l'étendue importante du palier de plasticité offert par l'acier permet d'envisager, pour les structures hyperstatiques, après l'atteinte de la capacité plastique d'une première section et grâce à un accroissement des déformations plastiques dont celle-ci est le siège, la mobilisation de la résistance plastique d'une section supplémentaire pour équilibrer un accroissement du chargement; ce processus peut être poursuivi jusqu'à formation d'un mécanisme par plastification d'un nombre suffisant de sections (Fig. 8-18).

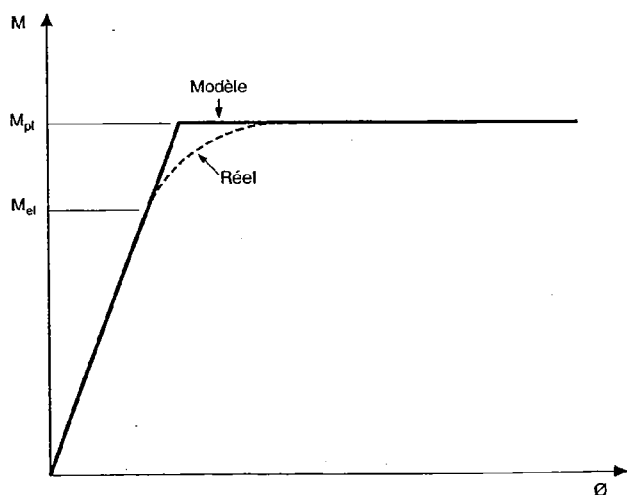
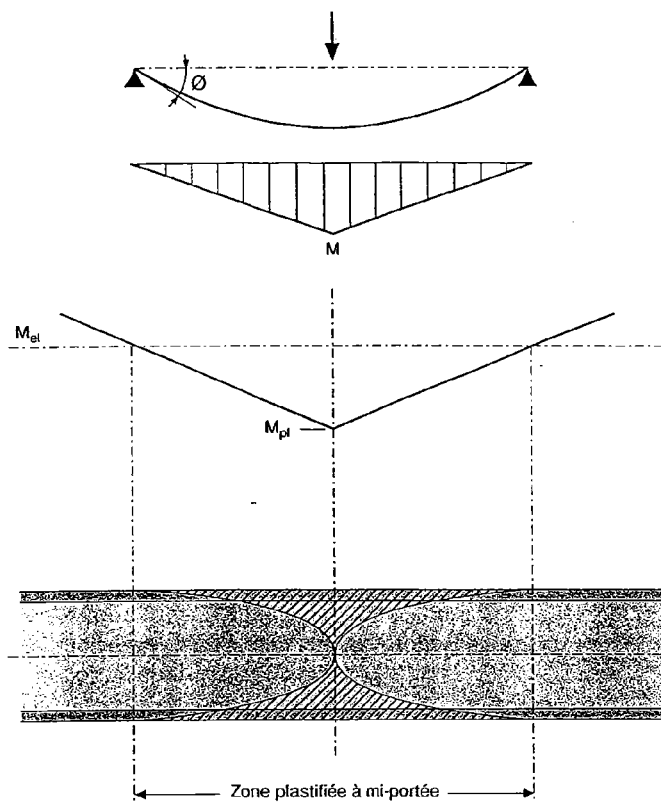


Mécanisme de ruine plastique

Figure 8-18

Une simplification importante des calculs de structures en plasticité est apportée par le concept de rotule plastique. Les déformations élastiques lorsqu'elles sont prises en compte, sont établies en étendant artificiellement le comportement purement élastique de l'acier jusqu'à la saturation plastique de la section : il y a passage brutal de la pleine rigidité élastique au comportement plastique. Du même coup, les déformations plastiques sont strictement localisées au droit des sections subissant des sollicitations égales à leur capacité plastique (Fig. 8-19).

103521210



Concept de rotule plastique

Figure 8-19

Modes d'analyse plastique

EC3 5.2.1.4.

Deux types d'analyse plastique sont prévus par l'Eurocode 3 :

- l'analyse rigide-plastique, c'est-à-dire une analyse limite par mécanisme de ruine plastique dans laquelle les déformations élastiques des éléments sont négligées et les déformations plastiques concentrées au droit de rotules plastiques (Fig. 8-20) ;

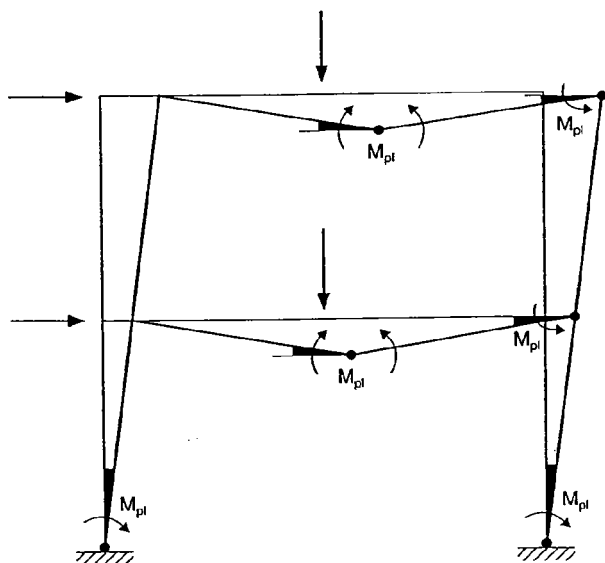
**Analyse rigide-plastique**

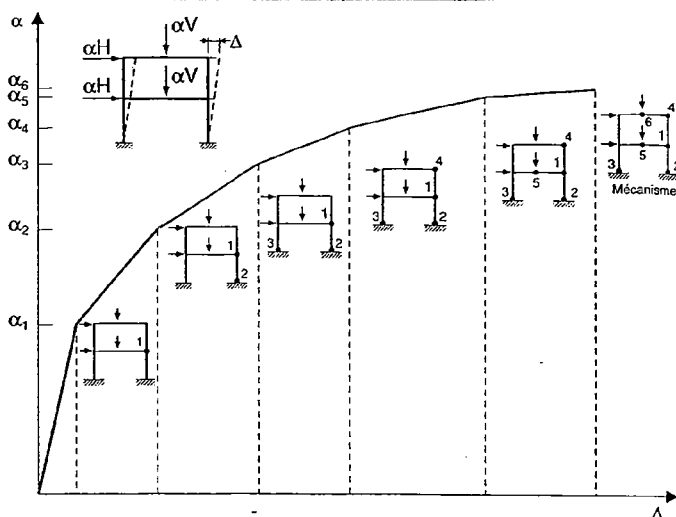
Figure 8-20

- l'analyse élastique-plastique, c'est-à-dire la détermination de l'équilibre de la structure à l'issue d'une incrémentation pas à pas du chargement, permettant d'installer progressivement des sections plastifiées dans les éléments les plus sollicités ; il est permis par le règlement d'effectuer cette incrémentation en appliquant un facteur de charge unique à l'ensemble des composantes du chargement.

EC3 5.2.1.1 (5)

L'analyse élastique-plastique est la seule à permettre la prise en compte des effets du second ordre (Fig. 8-21).

L'analyse élastique-plastique se subdivise en analyse élasto-plastique si l'on tient compte des plastifications partielles progressives qui s'installent le long des éléments dans les zones de sollicitations maximales, et analyse élastique-parfaitement plastique dans le cas de l'utilisation du modèle simplifié de rotule plastique.



Analyse élasto-plastique

Figure 8-21

Choix entre analyse plastique et analyse élastique

Diverses conditions doivent être respectées pour que l'analyse plastique soit envisageable.

- L'acier doit avoir une limite de rupture supérieure d'au moins 20% à la limite d'élasticité, un allongement à rupture d'au moins 15% et une déformation plastique ultime supérieure à 20 fois la déformation élastique ; tous les aciers usuels de construction métallique satisfont ces conditions sans difficulté :

$$F_u/F_y > 1,2 \quad A \% > 15 \% \quad \epsilon_u > 20 \cdot \epsilon_y \quad \text{EC3 3.2.2.2}$$

- Les sections transversales des éléments au droit et dans le voisinage des rotules plastiques doivent être de Classe 1 de façon à pouvoir développer, sans risque de voilement local, les déformations plastiques attendues, tout en équilibrant les sollicitations correspondant à leur capacité plastique. **EC3 5.3.3**
- Les assemblages au droit et dans le voisinage des rotules plastiques doivent présenter une capacité de déformation équivalente à celle de l'élément attaché ou, à défaut, présenter une capacité résistante supérieure d'au moins 20% par rapport à celle de cet élément. **EC3 6.2.2**
- Les tronçons affectés par les plastifications doivent comporter un maintien latéral contre le déversement à la fois au droit et de part et d'autre de leurs sections plastifiées.

$$\text{EC3 5.2.14(3) et 5.5.2(7)}$$

De plus, indépendamment de ces conditions codifiées, l'analyse plastique ne présente de véritable intérêt pratique que dans la mesure où la structure concernée présente un degré d'hypers-taticité important, où les éléments affectés par les plastifications peuvent être mis à l'abri assez facilement de tout risque de déversement et où les critères d'état limite de service et de stabilité des éléments ne sont pas déterminants par rapport aux critères de résistance des sections.

Peu d'ossatures courantes réunissent ces différentes caractéristiques et, de ce fait, le calcul en élasticité est le plus souvent suffisant pour les optimiser, notamment quand elles sont constituées d'éléments en I qui, par la géométrie de leur section transversale, offrent déjà en élasticité un très bon rendement en flexion.

Pour cette raison, les prescriptions réglementaires propres aux analyses plastiques ne sont pas davantage détaillées dans ce qui suit, en dehors du canevas récapitulatif du paragraphe VIII. 2. 5. Il convient de préciser que le fait d'utiliser une analyse purement élastique de la structure ne fait pas obstacle, dans le cadre de l'Eurocode 3, à l'exploitation des capacités plastiques des sections, celles-ci pouvant, comme mentionné précédemment, être adoptées, par simplification, comme seuils du comportement plastique **EC3 52 13 (2)**

Il est même possible de procéder, après une analyse élastique au premier ordre, à une redistribution de 15% des moments de pointe. **EC3 52 13 (3)**

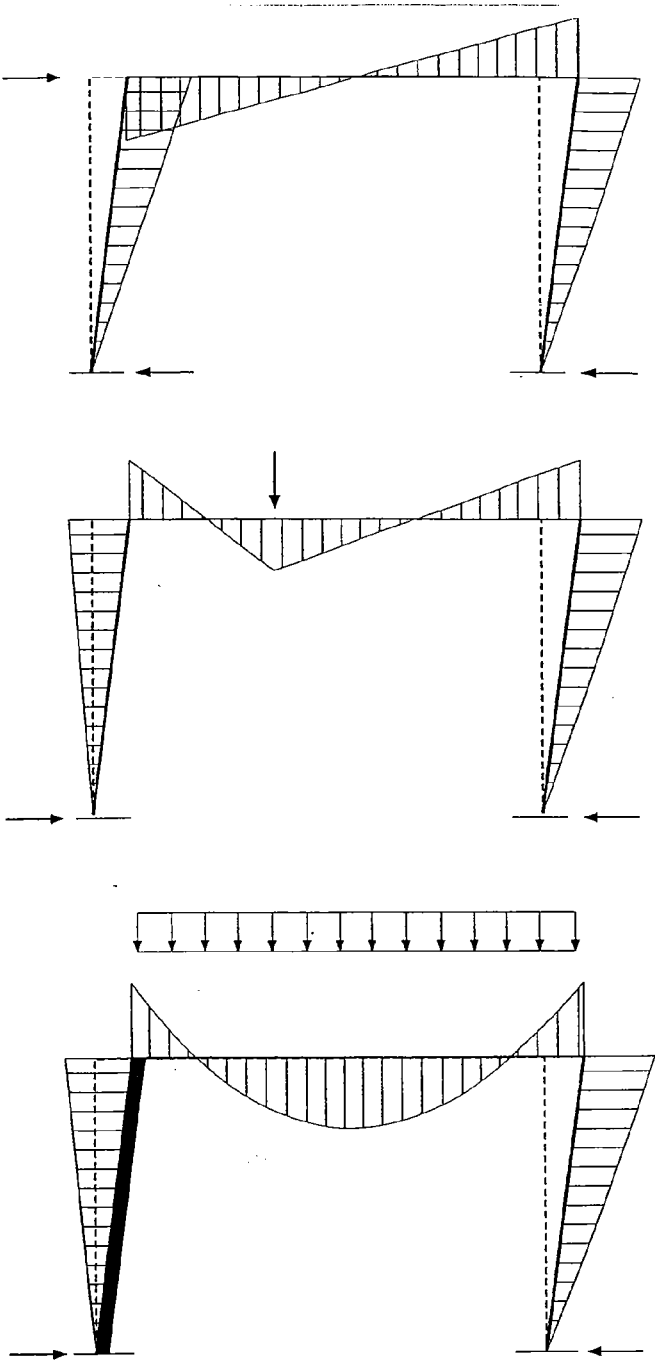
VIII. 2.4 — Prise en compte indirecte des effets du second ordre en élasticité

Les effets du second ordre peuvent être évalués, en élasticité, sans avoir à effectuer une analyse non linéaire, sous réserve que l'éloignement de l'état critique de la structure respecte la condition :

$$V_{sd}/V_{cr} \leq 0,25 \quad \text{ou} \quad \frac{V_{sd} \cdot \delta}{H_{sd} \cdot h} \leq 0,25 \quad \text{EC3 52 6 (24)}$$

La prise en compte indirecte des effets du second ordre s'effectue alors par le biais d'une amplification des « moments de déformation latérale ». On désigne sous cette appellation les moments développés dans la structure par les actions qui génèrent une déformation latérale d'ensemble (Fig. 8-22). Une telle déformation latérale d'ensemble peut correspondre :

- à une structure quelconque soumise à des actions horizontales,



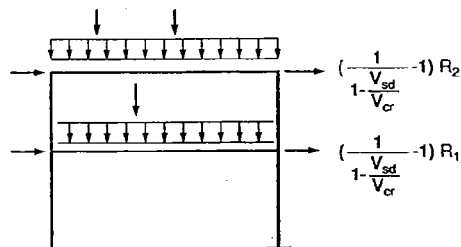
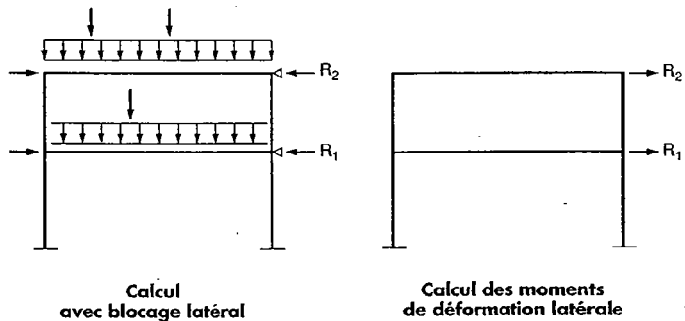
Structures soumises à déformation latérale

Figure 8-22

- à une structure symétrique soumise à des charges dissymétriques,
- à une structure dissymétrique soumise à un chargement symétrique,
- à une combinaison quelconque des facteurs précédents.

Fréquemment, la part des moments sollicitants, dans une ossature soumise à une combinaison pondérée d'actions, qui doit être amplifiée au titre du second ordre ne peut être déterminée de manière immédiate. Elle peut alors être isolée en procédant à deux calculs :

- l'ensemble des charges composant la combinaison d'actions pondérée est appliqué à la structure artificiellement bloquée horizontalement à chaque niveau ; les moments ainsi obtenus se développent sans déformation latérale et ne nécessitent aucune modification ;
- la structure est ensuite soumise au jeu de réactions horizontales fictives apparues à l'étape précédente, ce qui permet de rétablir la déformation latérale normale ; les moments obtenus lors de cette deuxième étape sont ceux qui doivent être amplifiés au titre des effets du second ordre (Fig. 8-23).



**Chargement incluant l'amplification
des moments de déformation latérale**

Figure 8-23

Le coefficient d'amplification à appliquer s'exprime en fonction de l'éloignement de l'état critique de la structure pour la combinaison pondérée considérée :

$$1/(1 - V_{sd}/V_{cr}) \quad \text{EC3 5.2.6.2.(3)}$$

qui peut être remplacé dans le cas d'ossatures planes étagées poutres-poteaux par le facteur :

$$\frac{1}{1 - \frac{V_{sd} \cdot \delta}{H_{sd} \cdot h}} \quad \text{EC3 5.2.6.2.(8)}$$

Sans condition sur l'éloignement d'état critique, les effets du second ordre peuvent aussi être forfaitairement pris en compte par une amplification de 20% des moments de déformation latérale. Cette procédure impose, au stade de la vérification de la stabilité des éléments comprimés, que soient prises en compte les longueurs de flambement des systèmes à nœuds déplaçables, contrairement aux autres méthodes qui permettent de retenir une hypothèse de nœuds fixes.

EC3 5.2.6.2.(8)

VIII. 2.5 — Canevas général de l'analyse des structures

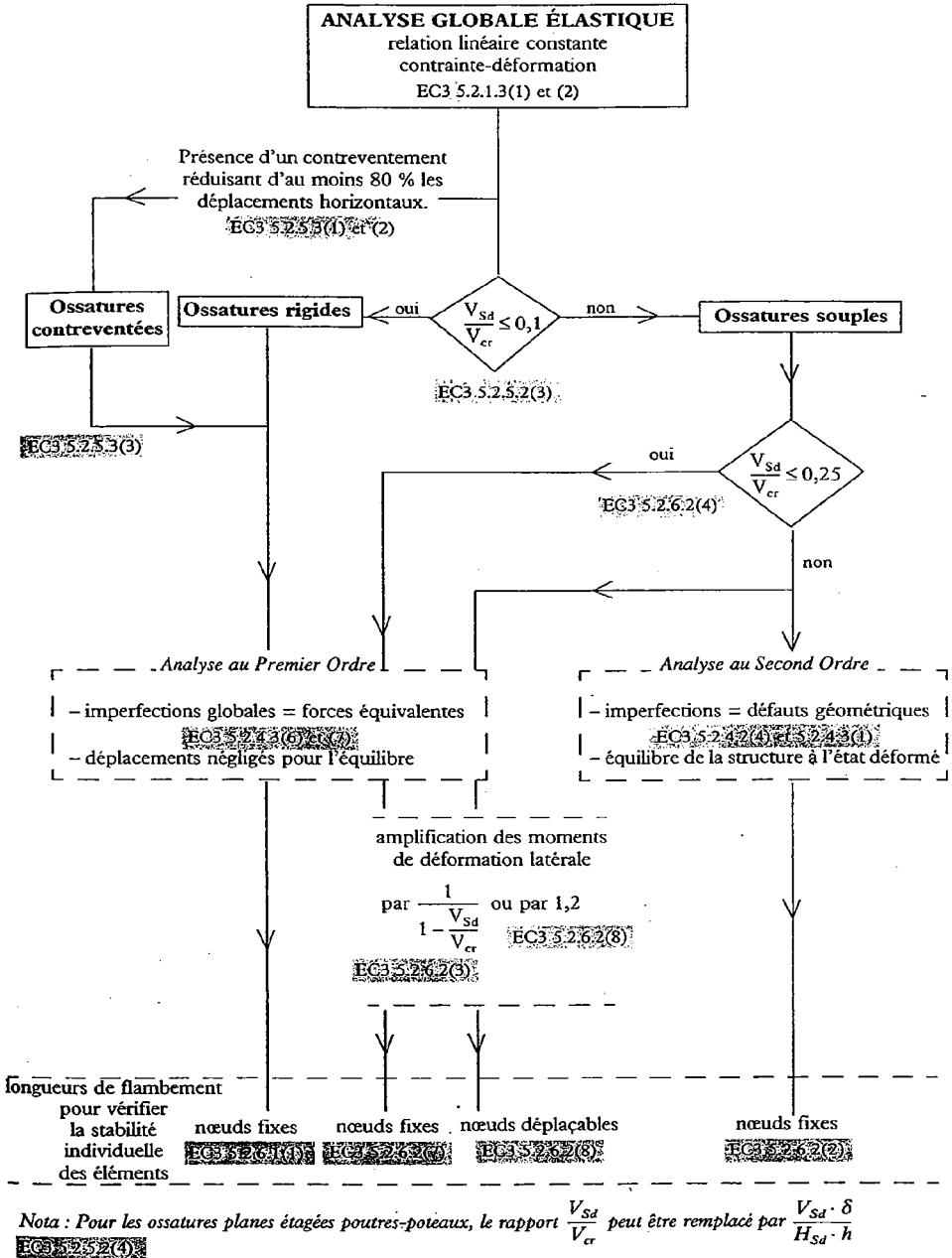
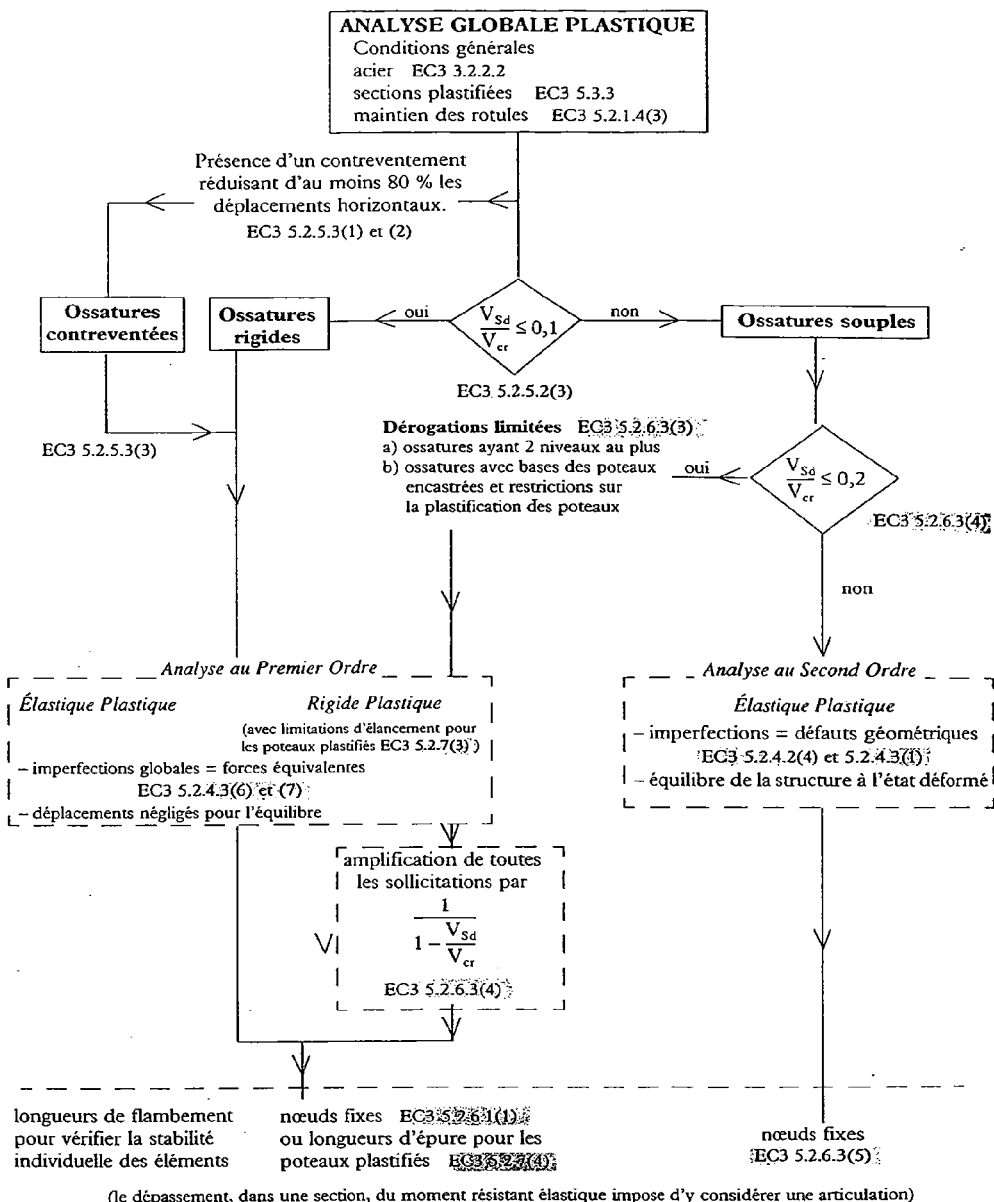


Figure 8-24



Nota : • Pour les ossatures étagées poutres-poteaux, $\frac{V_{sd}}{V_{cr}}$ peut être remplacé par $\frac{V_{sd} \cdot \delta}{H_{sd} \cdot h}$, sauf en cas d'analyse rigide plastique des ossatures souples EC3 5.2.5.2(4)

• Le DAN français exclut l'analyse rigide plastique des ossatures souples

Figure 8-25

Les critères d'état limite de service revêtent, en construction métallique, une importance toute particulière : ils sont très fréquemment déterminants par rapport à la résistance aux états limites ultimes et conditionnent alors directement le dimensionnement des structures. Les enjeux liés à ces critères peuvent de plus être particulièrement lourds en termes d'exploitation du bâtiment, notamment dans le domaine industriel.

Dans ce contexte, l'Eurocode 3 apporte une amélioration sensible de la codification purement nationale, puisqu'il consacre aux états limites de service un chapitre à part entière, là où les Règles CM 66 ne fournissent que quelques indications limitées. Pour cette raison, les informations qui suivent sont essentiellement fondées sur les prescriptions de l'Eurocode 3.

IX. 1 — Définitions et bases des vérifications

Les vérifications d'états limites de service consistent à s'assurer que l'état de la structure, lorsqu'elle est soumise à certaines combinaisons d'actions, respecte les limites imposées par les critères d'exploitation. Ces critères peuvent viser soit des déformations ou des flèches soit des vibrations. Dans le premier cas, sont affectés l'aspect de la construction, le fonctionnement des installations et la tenue d'éléments non structuraux comme les remplissages. Dans le second cas, on vise les risques d'endommagement de la structure et l'inconfort des occupants.

On distingue, en principe, pour effectuer les vérifications d'état limite de service, trois types de combinaisons d'actions :

- les combinaisons rares pour lesquelles une seule action variable est prise à sa valeur caractéristique, les autres ayant leurs valeurs d'accompagnement ;
- les combinaisons fréquentes qui font intervenir une action variable à sa valeur fréquente et les autres à leurs valeurs quasi permanentes ;
- les combinaisons quasi permanentes où toutes les actions variables sont ramenées à leurs valeurs quasi permanentes.

Ces combinaisons d'actions ne comportent aucun coefficient partiel de sécurité et, quand il y a lieu, la résistance est prise

directement à sa valeur caractéristique. Ceci reflète que les vérifications en cause concernent l'ouvrage dans ses conditions usuelles d'exploitation.

Les valeurs numériques des limites de déformations, de flèches et de vibrations fournies par l'Eurocode 3 sont des recommandations, réputées assurer, dans les cas courants, le comportement satisfaisant recherché pour l'ouvrage. Le maître d'ouvrage, le concepteur et l'autorité compétente peuvent toujours adopter des valeurs différentes, en principe plus sévères, qui s'avéreraient mieux adaptées aux spécificités des différents cas particuliers rencontrés. À titre d'exemple, dans le domaine de la sensibilité des remplissages aux déformations structurales, on peut imaginer des situations extrêmement variées, à la fois par la nature du matériau constitutif de ces remplissages et par les modalités de leur mise en œuvre.

Les limites codifiées ne sont pas des critères de performance effective de l'ouvrage réel mais des valeurs à comparer aux résultats du calcul théorique des structures. Ce dernier doit inclure les effets du second ordre, les déformations des assemblages semi-rigides et les déformations plastiques éventuels. Sur ce dernier point, une redistribution plastique n'est permise à l'état limite de service que dans la mesure où il peut être démontré qu'elle ne se répétera pas ; une telle éventualité devrait donc rester exceptionnelle et, en règle générale, toute plastification sera exclue à l'état limite de service.

Enfin, il faut signaler que l'Eurocode 3 introduit une vérification particulière d'état limite de service pour certains assemblages boulonnés répondant à une conception jusqu'ici inusitée (et non codifiée) en France. Il s'agit des assemblages précontraints de catégorie B du chapitre 6 de l'Eurocode 3, pour lesquels la résistance aux efforts perpendiculaires à l'axe des vis est obtenue par frottement jusqu'aux états limites de service et par pression diamétrale, comme pour les assemblages non précontraints, aux états limites ultimes.

IX. 2 — Déformations des éléments fléchis

EC3 4.2.2(1)

Les combinaisons à prévoir pour la limitation des déformations des éléments fléchis courants envisagés dans les règles, sont les combinaisons rares.

D'une manière générale, une distinction est faite entre différentes composantes de la déformation (Fig. 9-1) :

- δ_0 est la contre-flèche donnée à l'élément lors de sa fabrication,

- δ_1 est la flèche enregistrée sous les charges permanentes,
- δ_2 est la flèche provoquée par les actions variables.

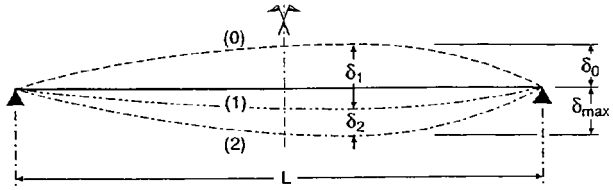


Figure 9-1

Les limites prescrites concernent d'une part $\delta_{\max}$, somme algébrique des trois composantes qui viennent d'être identifiées, et qui constitue la déformation « visible » de l'élément par rapport à la ligne de ses appuis et d'autre part δ_2 qui constitue la composante de la déformation nuisible pour les éléments de second œuvre et qui prend en compte directement la flexibilité de l'élément.

Ces limites, suivant l'usage courant, sont exprimées en fraction de la portée de l'élément concerné ; il est précisé que la longueur de référence est le double de la longueur en console pour les porte-à-faux.

Le tableau 9-1 résume les valeurs fixées par les règles pour les flèches verticales des planchers et des couvertures.

éléments d'ouvrage	$\delta_{\max}$	δ_2
Toitures en général (accessibles uniquement pour l'entretien)	$L/200$	$L/250$
Toitures normalement accessibles	$L/250$	$L/300$
Planchers en général (sans équipement particulier)	$L/250$	$L/300$
Planchers et toitures supportant des matériaux fragiles (cloisons en plâtre)	$L/250$	$L/350$
Planchers supportant des poteaux (sauf si la flèche est incluse dans l'analyse)	$L/400$	$L/500$
Critère d'aspect du bâtiment	$L/250$	—
* : limites à ne considérer que si les flèches concernées ont une influence sur le comportement de la structure supportée.		

Tableau 9-1

Dans le cas des toitures à faible pente, les critères fixés ne sont pas suffisants en tant que tels pour prémunir les éléments structuraux contre les risques d'accumulation d'eau. Une analyse spécifique complémentaire est nécessaire sur ce point (voir paragraphe IX. 5).

Les éléments fléchis des parois verticales des bâtiments ne sont pas cités dans l'Eurocode 3 pour ce qui concerne les limitations de flèches. Il est d'usage de les assimiler aux éléments supports de couverture et donc de leur appliquer les mêmes limites de flèches.

Les poutres de chemins de roulement ne sont pas traitées dans le cadre de la partie 1.1 de l'Eurocode 3 ; elles doivent faire l'objet, dans le futur, de la partie 6. Le texte en vigueur en France à ce jour, est la norme NF P 22-615 qui fixe des limites en fonction du groupe d'utilisation du pont. Les flèches sont évaluées pour la position la plus défavorable, sans application des coefficients dynamique et de pondération. Le tableau 9-2 est valable pour les flèches verticales comme pour les flèches horizontales.

groupe d'utilisation	flèche admissible
1-2	L/500
3-4	L/750
5-6	L/1000

Tableau 9-2

IX. 3 — Flèches horizontales d'ossatures

EC3 4.2.2(4)

Le contrôle de la flexibilité des ossatures au titre des états limites de service est exprimé par une limitation des flèches horizontales en tête des poteaux, sous les combinaisons rares des actions.

L'action générant l'essentiel des déformations horizontales des ossatures courantes est bien entendu le vent et pose un problème de transition : l'Eurocode 3 s'exprime en fonction d'un vent dit caractéristique que les règles climatiques en vigueur en France ne fournissent pas à ce jour. Il a néanmoins été admis que le vent normal des règles NV 65 majoré de 20 %, pouvait tenir lieu d'action caractéristique. Dans la mesure où les valeurs limites de déformations fixées par l'Eurocode 3 coïncident à peu près avec les pratiques actuelles en France, la modification du vent de référence aurait donc conduit à une aggravation brutale de 20 % de la sévérité du critère. À titre transitoire, le DAN français a donc modifié les valeurs initiales de l'Eurocode 3 de manière à maintenir, pendant la période expérimentale, un statu quo sur les conditions des flèches sous les effets du vent.

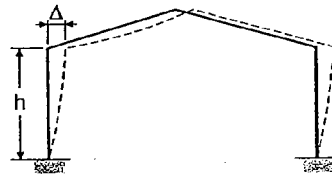
Les exigences sont modulées en fonction de trois catégories de structures (Tableau 9-3 et Fig. 9-2) :

- les structures en portiques à un seul niveau pour les bâtiments sans pont roulant et sans exigences particulières du point de vue de la limitation des flèches horizontales (enveloppe sans fragilité, absence d'élément d'équipement sensible...),

- les structures en portiques à un seul niveau pour les bâtiments présentant, au contraire, des contraintes particulières,
- les structures de bâtiments à étages ; dans ce cas, sont définies une limite globale et une limite locale pour un étage quelconque.

types de structures	flèches principalement dues au vent	autres combinaisons d'actions
structures simples à un seul niveau	$h/125$	$h/150$
autres structures à un seul niveau	$h/250$	$h/300$
structures des bâtiments à étages : flèche différentielle entre étages flèche pour l'ensemble de la structure	$h/250$	$h/300$
	$h/420$	$h/500$

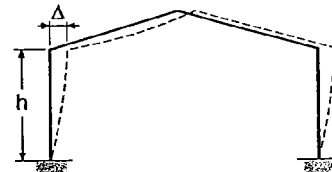
Tableau 9-3



Portique simple à un niveau
sans exigence particulière

$$\Delta \leq \frac{h}{125}$$

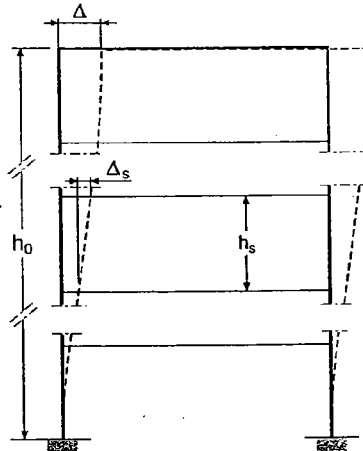
sous vent caractéristique



Autres structures
à niveau unique

$$\Delta \leq \frac{h}{250}$$

sous vent caractéristique



Structures de bâtiment
à étages

$$\Delta \leq \frac{h_0}{420}$$

$$\Delta_s \leq \frac{h_s}{250}$$

sous vent caractéristique

Figure 9-2

Dans le cas où la structure supporte un pont roulant, le DAN fournit des limites particulières, établies à partir de la norme NF P 22-615, en tenant compte de l'intervention du vent caractéristique en remplacement du vent normal pris en compte jusqu'ici (Tableau 9-4) :

groupe d'utilisation	flèche maximale horizontale	
	avec vent	sans vent
1-2	$h/180$	
3-4	$h/180$	
5-6	$h/180$	$h/360$ et ≤ 5 cm

Tableau 9-4

IX. 4 — Vibrations

Les constructions, d'une manière générale, doivent être prémunies contre les effets des vibrations et les amplifications dynamiques dues aux phénomènes de résonance. À la source de tels effets, on trouve des machines installées dans les bâtiments, les effets du vent sur les structures élancées, les déplacements des occupants à l'intérieur des bâtiments...

Seul ce dernier cas fait l'objet, dans l'Eurocode 3, de prescriptions détaillées dans le cas des constructions ouvertes au public. Les vérifications sont à effectuer sous les combinaisons fréquentes des actions. Les limitations portent sur les fréquences propres de vibration les plus basses des structures ou, par une équivalence qui place en sécurité, sur la flèche totale ($\delta_1 + \delta_2$) (Tableau 9-5).

EC3 4.3.2

nature des locaux	fréquence propre minimale	flèche maximale ($\delta_1 + \delta_2$)
habitations, bureaux	3 Hz	28 mm
gymnases, salles de danse	5 Hz	10 mm

Tableau 9-5

IX. 5 — Accumulation d'eau sur les toitures

EC3 4.2.3

L'Eurocode 3 ne fournit pas de méthode pratique d'évaluation des charges d'eau susceptibles d'affecter les structures de

toitures. Il attire simplement l'attention sur la nécessité d'analyser avec précision les conditions d'évacuation de l'eau de pluie dès lors que la pente nominale de toiture est inférieure à 5 %. Lorsque cette pente descend en dessous de 3 %, il prescrit la réalisation de calculs explicites établissant l'absence de risque d'effondrement des éléments de la structure sous les charges d'eau.



Généralités sur la résistance des sections

X. 1 — Critère de ruine

Critère théorique

L'essai de traction constitue un moyen privilégié de la caractérisation des aciers du point de vue mécanique et c'est donc naturellement à partir de ce même essai que l'on cherche à établir un critère de ruine. S'agissant d'état limite ultime, ce critère devrait être fondé sur la rupture de l'éprouvette de traction, c'est-à-dire sur la contrainte limite de rupture f_u . Néanmoins, généraliser à des pièces de structure un tel critère de ruine conduirait à des déformations totalement incompatibles, par leur ampleur, avec un comportement structurel réaliste et cohérent.

Toutes les règles de calcul, Règles CM 66, Additif 80 et Eurocode 3, adoptent donc, en pratique, un critère de ruine qui constitue en fait un critère de limitation des déformations dans les structures : la limite d'élasticité, obtenue par le biais de l'essai de traction, et qui constitue précisément le seuil à partir duquel une accélération très significative du rythme des déformations est enregistrée. Cette contrainte fait l'objet d'une valeur minimale garantie pour chaque nuance spécifiée par les normes de produits.

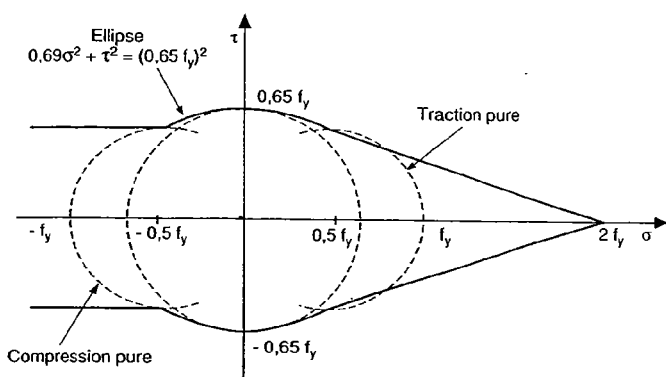
Dans les Règles CM 66, le comportement de l'acier est supposé purement élastique et l'on considère que l'état limite théorique de résistance est atteint lorsque la contrainte maximale régnant dans la section se trouve égale à la limite d'élasticité. Dans les deux autres textes, Additif 80 et Eurocode 3, sous certaines conditions portant sur l'élançement géométrique des parois comprimées de la section, cette même limite constitue le seuil du comportement plastique du matériau ; ce comportement étant le plus souvent supposé parfaitement plastique, seule la distribution de contraintes est modifiée par rapport au cas précédent et l'expression finale de la résistance théorique reste proportionnelle à la limite d'élasticité.

Dans le domaine du bâtiment, il n'est usuellement pas nécessaire, pour établir la résistance des structures courantes, de prendre en considération des états de contraintes multiples. Néanmoins un modèle de comportement du matériau sous ces contraintes multiples est indispensable pour établir un critère limite vis-à-vis des sollicitations de cisaillement, ce même

modèle étant également utilisable pour traiter les cas très spécifiques où une prise en compte des états complexes de contraintes est requise.

De longue date, les règles françaises ont été fondées sur une courbe enveloppe des points de plus grande scission du cercle de Mohr, construite à partir des valeurs limites pour les sollicitations simples (Fig. 10-1) :

- traction ou compression pure : f_y
- cisaillement pur : $0,65 \cdot f_y$



**Critère de ruine des Règles CM66
(critère de Caquot)**

Figure 10-1

À la fois l'Additif 80 et l'Eurocode 3 retiennent, pour leur part, la combinaison générale des trois contraintes principales, dite contrainte équivalente de Von Mises, pour établir leur critère théorique de ruine :

$$\frac{1}{2} \cdot [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2] \leq f_y^2$$

Pour les états plans de contraintes ($\sigma_3 = 0$), cette expression se réduit à :

$$\sigma_1^2 + \sigma_2^2 - \sigma_1 \cdot \sigma_2 \leq f_y^2$$

Soit, en faisant intervenir les contraintes σ et τ régnant dans une même facette :

$$\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2 \leq f_y^2$$

Le tableau 10-1 résume les contraintes limites de référence utilisées par les règles disponibles :

	CM 66	Additif 80	Eurocode 3
σ contrainte longitudinale simple	$\sigma \leq f_y$	$\sigma \leq f_y$	$\sigma \leq f_y$
τ contrainte de cisaillement seule	$\tau \leq f_y / 1,54$	$\tau \leq f_y / \sqrt{3}$	$\tau \leq f_y / \sqrt{3}$
combinaison σ et τ	$(\sigma^2 + 2,36 \cdot \tau^2)^{0,5} \leq f_y$	$(\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2)^{0,5} \leq f_y$	$(\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2)^{0,5} \leq f_y$
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ contraintes principales	non envisagé	non envisagé	$[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]^{0,5} \leq \sqrt{2} \cdot f_y$

Tableau 10-1

Critère de calcul

Dans le cadre général d'une justification de la sécurité des constructions suivant le format des états limites, des coefficients partiels de sécurité doivent être prévus pour couvrir les incertitudes qui affectent chacun des paramètres influant sur les sollicitations dans les éléments de structure et sur la résistance de ces éléments. Le tableau 10-2 synthétise les différents coefficients utilisés par les règlements modernes de construction.

sources des incertitudes		coefficients	
phénomènes naturels utilisation des ouvrages	intensité des actions	γ_f	γ_f
	modélisation des actions et de leurs effets	γ_{sd}	
modèles de calcul	modélisation de la résistance aux actions	γ_{rd}	γ_R
	résistance du matériau	γ_m	
fabrication des ouvrages	dimensions des éléments		

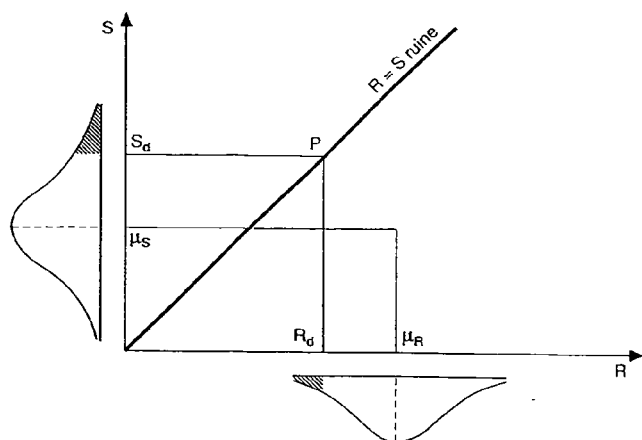
Tableau 10-2

Dans la configuration la plus simple, la fiabilité d'un élément de structure s'exprime par l'inégalité :

$$\gamma_F \cdot S \leq R / \gamma_R$$

La sollicitation S et la résistance R peuvent être considérées comme des variables aléatoires. Dans un diagramme (R, S) , la bissectrice $R = S$ représente l'ensemble des réalisations sollicitation-résistance correspondant à la ruine de l'élément. Les moyennes des valeurs possibles de la résistance et de la sollicitation, respectivement μ_R et μ_S , définissent un point situé à une certaine distance de la droite de ruine, du côté de la sécurité. Le dimensionnement de l'élément doit être conduit de telle façon que le point P situé sur la droite de ruine et correspondant aux valeurs de calcul de la résistance et de la sollicitation, respectivement $R_d = R / \gamma_R$ et $S_d = \gamma_F \cdot S$, ait une probabilité de réalisation suffisamment faible. Les codes, en fixant les valeurs numériques des coefficients partiels de sécurité, visent de cette manière un certain niveau de fiabilité de la structure.

Cette conception de la sécurité des constructions n'est que très partiellement appliquée par les règles françaises de construction



Fiabilité d'un élément de structure

Figure 10-2

métallique, CM 66 et Additif 80. Seules les actions y sont majorées par des coefficients de pondération et la résistance est directement fondée sur la limite d'élasticité minimale garantie de l'acier, sans minoration.

L'Eurocode 3, en revanche, respecte totalement le format des états limites, et, en conséquence, la résistance théorique des sections, fondée sur cette même limite d'élasticité, y est systématiquement réduite par un coefficient partiel de sécurité γ_{M0} qui prend en général la valeur 1,10. Pour les produits bénéficiant du droit d'usage de la marque NF, il est stipulé par le Document d'application national français, que cette valeur peut être ramenée à 1,00 ; cette possibilité a été validée par des études statistiques sur les performances réelles des produits livrés par la sidérurgie.

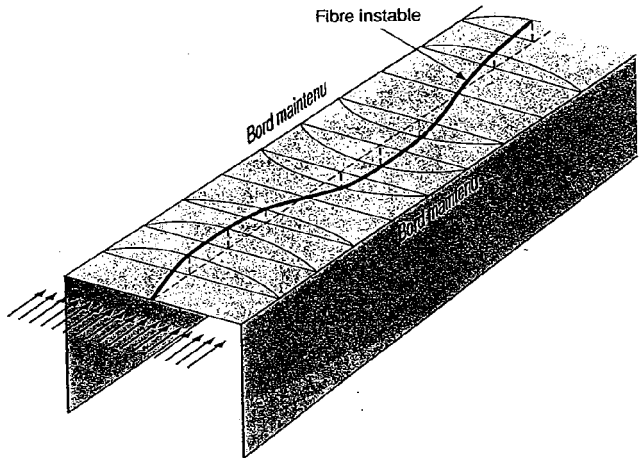
L'Eurocode 3 introduit également, en matière de résistance des sections, deux évolutions notables par rapport aux règles antérieures :

- pour les vérifications de résistance en traction au droit des sections nettes, sauf exception, la référence préconisée n'est plus la limite d'élasticité de l'acier mais sa limite de rupture, notée f_u ; on utilise, dans un tel cas, un coefficient partiel de sécurité différent, γ_{M2} , dont la valeur est fixée à 1,25 ;
- lorsque, du fait de l'élancement géométrique des parois comprimées de la section, la ruine intervient par voilement local prématuré par rapport au critère élastique habituel, un calcul élastique de la résistance est toutefois maintenu, portant sur une section affaiblie, dite efficace ; on utilise, dans un tel cas, un troisième coefficient partiel de sécurité, noté γ_{M1} et dont la valeur est fixée à 1,10.

X. 2 — Influence du voilement local sur la résistance des sections

La quasi-totalité des sections utilisées en construction métallique peuvent être considérées comme un assemblage d'un certain nombre de parois planes dont chacune est délimitée soit par une autre paroi qui lui est orthogonale, soit par un bord libre.

Les rapports largeur sur épaisseur des parois des sections usuelles, désignés ci-après élancements géométriques, varient dans des proportions très importantes et, lorsque ces parois sont sollicitées en compression, ceci a une incidence directe sur le niveau de la ruine. En effet, de manière systématique, cette ruine intervient alors par un phénomène d'instabilité, assimilable à un flambement, dans la direction normale à la paroi, des fibres longitudinales les moins bien maintenues par le ou les bords appuyés. Ce phénomène reçoit l'appellation de voilement local de compression (Fig. 10-3).

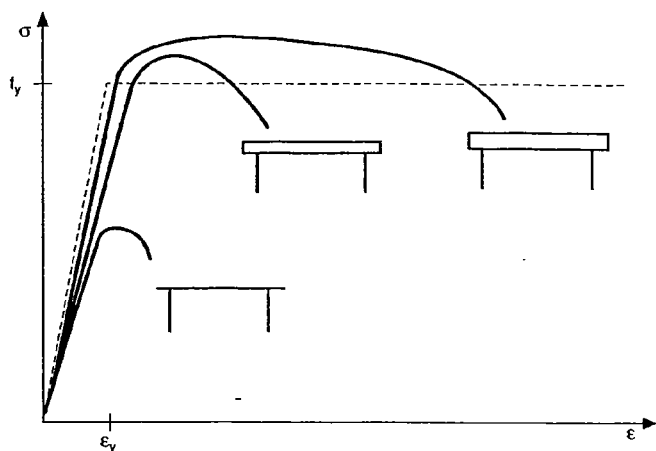


Voilement local d'une paroi comprimée

Figure 10-3

Lorsque la paroi concernée est particulièrement « compacte », le voilement local intervient alors que l'acier a déjà subi d'importantes déformations plastiques après avoir atteint le niveau de contrainte correspondant à la limite d'élasticité. En revanche, lorsque la paroi présente un rapport largeur sur épaisseur particulièrement élevé, la ruine par voilement local peut

intervenir très tôt, avant même que le niveau apparent de contrainte dans cette paroi ait atteint la limite d'élasticité (Fig. 10-4).



Influence de l'élancement de la paroi
sur la courbe contrainte-déformation en compression

Figure 10-4

Suivant les cas, on voit donc que le voilement local peut soit n'avoir aucune incidence sur la résistance de la section soit, au contraire, être pleinement déterminant.

L'option prise dans les Règles CM 66 consiste à exclure purement et simplement le voilement local comme mode de ruine potentiel, par le biais de limites impératives fixées à l'élancement géométrique des parois comprimées des sections. Les sections transversales pour lesquelles ces limites ne sont pas respectées sortent du domaine de validité du règlement ; avant la parution de l'Eurocode 3, le traitement de telles sections ne pouvait être abordé que par le DTU NF P 22-703.

Une approche similaire est adoptée par l'Additif 80, avec un renforcement des restrictions pour permettre le dimensionnement fondé sur la résistance plastique des sections et non plus seulement sur leur résistance élastique (Tableau 10-3).

	paroi en console	paroi appuyée sur 2 bords
Règles CM 66	15	45
Additif 80	10	32

Tableau 10-3

Dans le cadre de l'Eurocode 3, il a été choisi au contraire de traiter, dans un seul et même texte, tous les types de sections du point de vue du degré d'incidence du voilement local de

compression. Ce degré d'incidence est pris en compte à travers une classification des sections transversales, permettant d'énoncer pour chaque classe des règles de calcul adaptées en conséquence.

Note : Les limites fixées dans les Règles CM 66 comme dans l'Additif 80 sont corrigées en fonction de la limite d'élasticité de l'acier, quand celle-ci diffère de 235 MPa, valeur de référence correspondant à l'acier usuel S235. Cette correction résulte des considérations suivantes. La mesure de l'incidence de l'instabilité sur la résistance est fournie par le rapport f_y / σ_{cr} , où f_y est la limite d'élasticité et σ_{cr} la contrainte critique de voilement. Cette dernière est inversement proportionnelle au carré de l'élancement géométrique b/t . Pour qu'un élancement b_1/t_1 associé à une limite d'élasticité f_{y1} soit équivalent du point de vue du voilement local à un élancement b_2/t_2 associé à une limite d'élasticité f_{y2} , il faut donc que la relation suivante soit satisfaite :

$$(b_1/t_1)^2 \cdot f_{y1} = (b_2/t_2)^2 \cdot f_{y2}$$

soit :

$$b_1/t_1 = b_2/t_2 \sqrt{f_{y2}/f_{y1}}$$

Les élancements limites de base, établis pour la nuance courante S235, sont donc tous corrigés par le rapport $\sqrt{235/f_y}$ quand une autre nuance, de limite d'élasticité f_y , est utilisée.

X. 3 — Classification des sections transversales

Comme cela a été indiqué précédemment, la classification des sections est une évolution introduite par l'Eurocode 3, destinée à permettre le traitement de tous les types de sections, quelle que soit l'importance de l'élancement géométrique de leurs parois. Cette notion était inusitée jusqu'ici en France et n'a donc aucun équivalent dans les Règles CM 66 ou dans l'Additif 80.

X. 3.1 — Voilement local dans une section

Le voilement local a été défini, dans ce qui précède, pour une paroi uniformément comprimée, considérée isolément. Pour

des raisons pratiques, la classification introduite par le règlement intéresse les sections transversales considérées globalement. Or, dans une même section, les parois affectées par des contraintes de compression et donc exposées au voilement local, peuvent varier en fonction des sollicitations que la section subit ; de plus, les diagrammes de contraintes qui règnent dans ces parois sont eux aussi étroitement liés aux sollicitations appliquées et influent directement sur le degré de sensibilité au voilement local. Par ailleurs, pour des sollicitations fixées dans la section, les différentes parois exposées au voilement local présentent généralement des degrés différents de sensibilité vis-à-vis de ce mode de ruine, en fonction de leur élancement géométrique et du diagramme de contraintes qu'elles subissent.

La classification instituée par le règlement sous-entend donc deux conventions :

- la classe d'une section est relative à un type précis de sollicitation appliquée à cette section et générant des contraintes longitudinales de compression : soit compression simple soit flexion simple soit flexion composée avec une proportion établie entre flexion et compression ;
- la classe d'une section correspond au comportement de celles des parois de cette section qui se trouve la plus défavorisée du point de vue du voilement local, pour le type de sollicitation envisagé.

Il faut ajouter que la classe d'une section dépend également de la limite d'élasticité de l'acier qui la constitue par l'intermédiaire du coefficient correcteur des élancements géométriques de parois, $\sqrt{235/f_y}$, déjà présent dans les Règles CM 66 et dans l'Additif 80. Ce coefficient est noté ϵ dans l'Eurocode 3.

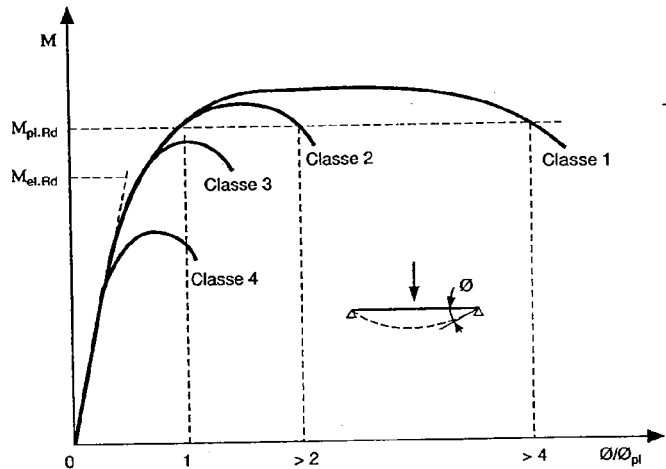
X. 3.2 — Définition de principe des classes de sections

L'Eurocode 3 prévoit 4 classes de section correspondant à une graduation de l'influence du voilement local. Dans l'ordre croissant de cette influence, on distingue :

- la classe 1, pour les sections dont les parois comprimées sont suffisamment rigides pour qu'en aucun cas le voilement local n'apparaisse avant plastification complète de la section et développement des grandes déformations propres au fonctionnement d'une rotule plastique au sein de cette section ;
- la classe 2, pour les sections où la ruine par voilement local se manifeste lors du développement de déformations plastiques, après atteinte de la capacité plastique de la section ;

- la classe 3, pour les sections dont la ruine par voilement local intervient après le seuil de résistance élastique mais avant atteinte de la capacité plastique ;
- la classe 4, pour les sections qui présentent une ruine prématurée par voilement local, avant même que la fibre la plus déformée ne subisse une contrainte du niveau de la limite d'élasticité.

À titre d'illustration, la figure ci-après présente, dans le cas particulier d'une poutre en flexion, quatre courbes types de comportement liant moment et rotation, et correspondant aux quatre classes qui viennent d'être définies (Fig. 10-5).



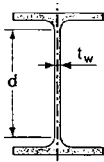
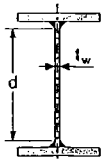
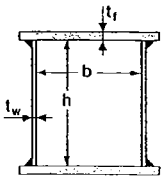
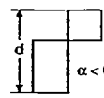
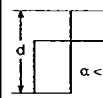
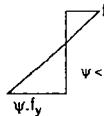
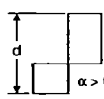
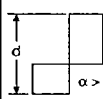
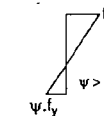
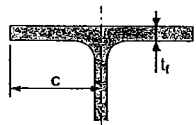
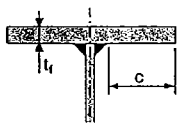
Courbes types de comportement moment-rotation
en fonction de la classe de la section

Figure 10-5

X. 3.3 — Limites pratiques d'élancement géométrique des parois

Le tableau 10-4 résume, pour les cas les plus courants, les valeurs numériques fixées par l'Eurocode 3 comme limites entre les classes de sections.

Note : Dans le cas particulier des sections sollicitées en compression pure, toutes les fibres subissent simultanément la même déformation et les notions de classes 1 et 2 perdent donc toute signification. Seule la limite entre les classes 3 et 4 est alors à prendre en considération, pour déterminer si la résistance de la section complète est mobilisable.

Pareils avec deux bords appuyés				
				
$\frac{d}{t_w}$		$\frac{b}{t_f}$ ou $\frac{h}{t_w}$		$\frac{b-3t}{t}$ ou $\frac{h-3t}{t}$
DIAGRAMMES		CLASSES		
		1	2	3
Symétrique		 72 ε	 83 ε	 124 ε
Compression uniforme		 33 ε	 38 ε	 42 ε
Quelconque	Traction prédominante	 $\alpha < 0,5$ $396 \epsilon / (13 \alpha - 1)$	 $\alpha < 0,5$ $456 \epsilon / (13 \alpha - 1)$	 $\psi < -1$ $62 \epsilon (1 - \psi) \sqrt{(-\psi)}$
	Compression prédominante	 $\alpha > 0,5$ $36 \epsilon / \alpha$	 $\alpha > 0,5$ $41,5 \epsilon / \alpha$	 $\psi > -1$ $42 \epsilon / (0,67 + 0,33 \psi)$
Pareils avec un bord libre et un bord appuyé				
				
$\frac{b}{t_f}$				
DIAGRAMME DE COMPRESSION UNIFORME		CLASSES		
		1	2	3
Section laminée		10 ε	11 ε	15 ε
Section soudée		9 ε	10 ε	14 ε

f_y en N/mm ²	235	275	355
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	1,00	0,92	0,81

Tableau 10-4

Il convient de préciser que la quasi-totalité des profils laminés marchands en aciers S235 et S355 respectent au moins les conditions fixées pour les sections de classe 2. Dans le cas où la sollicitation est une flexion pure, les seules exceptions sont :

- les profils HEAA de hauteurs 140 à 450 mm en acier S235 qui sont de classe 3 ;
- les profils HEAA de hauteurs 100 à 180 mm en acier S355 qui sont de classe 3 ;
- les profils HEAA de hauteurs 200 à 360 mm en acier S355 qui sont de classe 4 ;
- les profils HEAA de hauteurs 400 à 600 mm en acier S355 qui sont de classe 3 ;
- les profils HEA de hauteurs 180 à 340 mm en acier S355 qui sont de classe 3.

De plus, les sollicitations de flexion composée rencontrées pour la plupart des constructions courantes se caractérisent par des niveaux de compression suffisamment faibles pour que la classification de ces profils laminés vis-à-vis de la flexion pure ne soit pas remise en cause par ces compressions.

Les catalogues récents de produits sidérurgiques apportent désormais, en plus des caractéristiques géométriques et mécaniques habituelles des différentes sections, toutes précisions utiles sur leur classement.

C'est dire que la nécessité d'examiner de façon explicite la classe des sections, en pratique, touche essentiellement les profils reconstitués par soudure.

X. 4 — Traitement des sections de classe 4

Les sections transversales de classe 4 présentent, par définition, des élancements géométriques de leurs parois comprimées supérieurs aux valeurs limites correspondant à la classe 3, de sorte que leur ruine intervient précocement par voilement local, avant que la contrainte calculée en élasticité sur la fibre la plus défavorisée n'atteigne la limite d'élasticité.

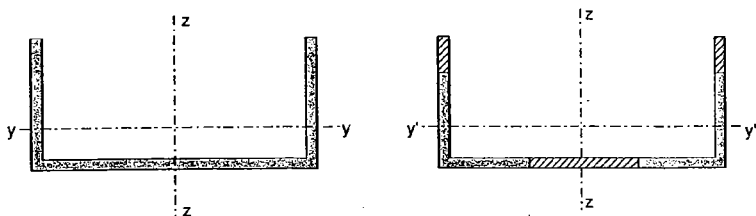
Sur la base de considérations à la fois théoriques et pratiques, l'Eurocode 3 prévoit néanmoins un calcul de la capacité de telles sections qui reste fondé sur une répartition élastique des contraintes et sur la limitation de la contrainte maximale par référence à la limite d'élasticité. La modification introduite par rapport au traitement des sections de classe 3 réside seulement dans le fait que la résistance n'est pas celle de la section physique complète mais celle d'une section de calcul réduite, dite

section efficace : les parties de parois les plus exposées au voilement local sont considérées comme inefficaces dans ce calcul de la résistance (Fig. 10-6).

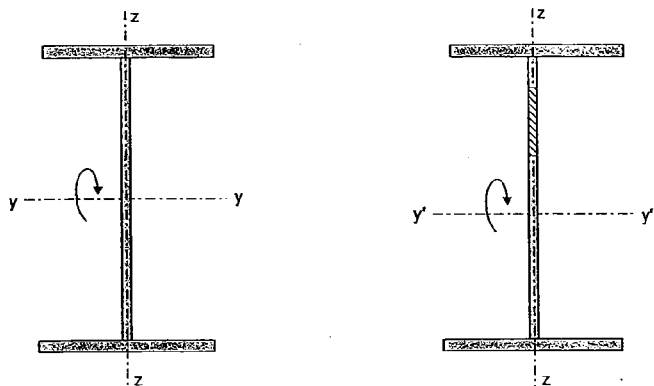
SECTIONS COMPLÈTES

SECTIONS EFFICACES

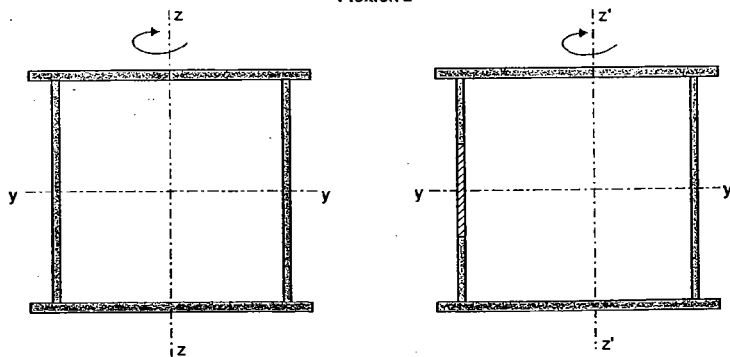
Compression simple



Flexion y



Flexion z



Influence du voilement local sur la section résistante

Figure 10-6

X. 4.1 — Contrainte critique d'une paroi plane idéale

On entend par paroi plane idéale, une paroi qui répond aux mêmes critères théoriques de géométrie et de matériau que la barre comprimée idéale d'Euler : planéité parfaite, matériau homogène, isotrope et indéfiniment élastique.

Le voilement local d'une telle paroi, lorsqu'elle est comprimée, correspond à un phénomène d'instabilité de même nature que le flambement d'une barre et, de la même manière qu'il existe un effort normal critique des barres idéales, on peut mettre en évidence, pour cette paroi idéale, une contrainte critique de voilement σ_{cr} dont l'expression générale est :

$$\sigma_{cr} = k_{\sigma} \times \frac{\pi^2 \cdot E}{12 \cdot (1 - \nu^2)} \times \left(\frac{t}{b}\right)^2$$

où E est le module d'élasticité longitudinale de l'acier
(210 000 N/mm²),

ν est le coefficient de Poisson de l'acier (0,3),

t est l'épaisseur de la paroi,

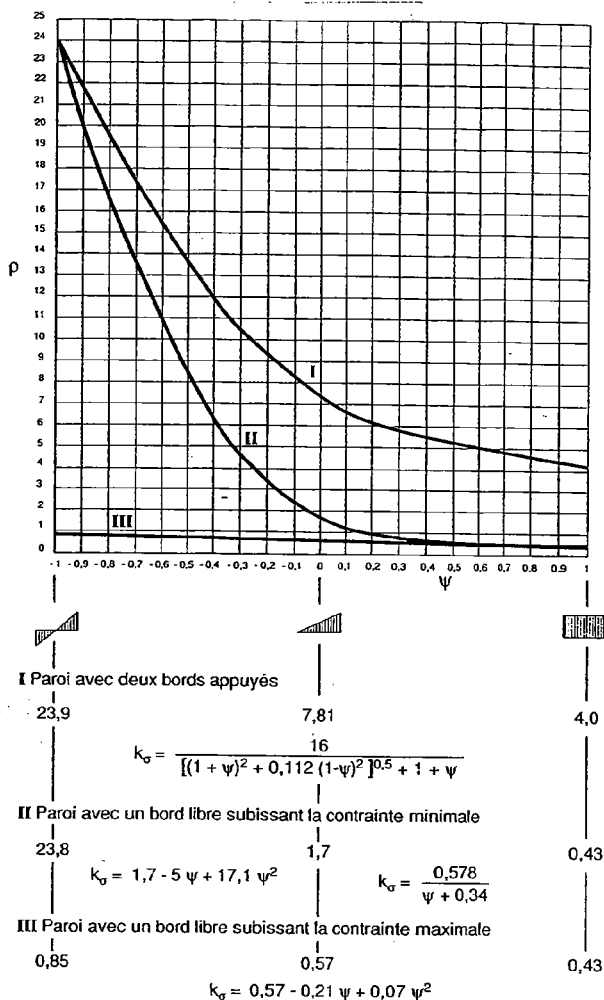
b est la largeur de la paroi (perpendiculaire à la direction des contraintes).

Quant à k_{σ} , il s'agit d'un coefficient qui prend en compte :

- la distribution des contraintes longitudinales sur la largeur b de la paroi,
- les conditions d'appui au contour de la paroi,
- le rapport a/b de la longueur à la largeur de la paroi.

Dans le cadre de l'Eurocode 3, deux hypothèses simplificatrices sont adoptées, qui placent en sécurité et sont suffisantes pour le traitement des ouvrages de bâtiment : les parois sont systématiquement considérées comme articulées sur leur contour et leur longueur a supposée suffisamment grande par rapport à leur largeur b pour que le rapport de forme a/b n'intervienne plus sur la valeur de k_{σ} .

Dans ces conditions, le seul paramètre variable qui subsiste est la distribution (par hypothèse élastique) des contraintes sur la largeur de la paroi. Elle est représentée par le rapport algébrique $\psi = \sigma_2 / \sigma_1$ entre la contrainte minimale et la contrainte maximale, en comptant positives les contraintes de compression. Le coefficient k_{σ} peut alors être exprimé assez simplement en fonction de ψ (Abaque 10-1).

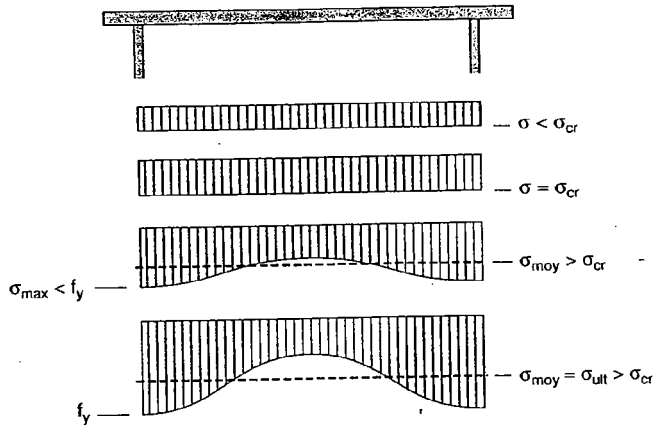


Abaque 10-1

X. 4.2 — Exploitation théorique du domaine postcritique des parois planes

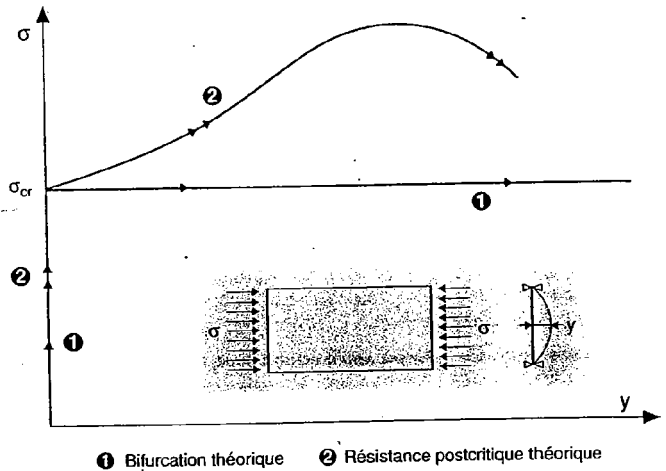
Contrairement au flambement des barres, le voilement n'est pas un phénomène de ruine brutale intervenant prématurément par rapport au niveau critique théorique de la contrainte de compression (inférieur par définition à la limite d'élasticité pour une paroi de classe 4). Une redistribution progressive des contrain-

tes au sein de la paroi permet de plafonner la sollicitation subie par les fibres les plus touchées par l'instabilité, tout en mobilisant un complément de résistance au droit des autres fibres encore efficacement maintenues par les bords appuyés (Fig. 10-7). La ruine intervient donc dans un domaine dit post-critique, la contrainte moyenne apparente dans la paroi dépassant alors effectivement la valeur critique théorique (Fig. 10-8).



Redistribution progressive des contraintes de compression au sein d'une paroi de classe 4

Figure 10-7



1 Bifurcation théorique 2 Résistance postcritique théorique

Comportement postcritique d'une paroi idéale comprimée

Figure 10-8

Pour une configuration donnée paroi-sollicitation, le domaine postcritique, par définition, est d'autant plus limité que la contrainte critique propre à cette configuration est plus proche de la limite d'élasticité de l'acier et il cesse même d'exister lorsque ces deux valeurs sont égales. Cette remarque permet d'introduire la notion de largeur efficace d'une paroi de classe 4, largeur sur laquelle il pourra être considéré que la contrainte de compression maximale peut atteindre la limite d'élasticité. Cette largeur efficace est celle d'un panneau fictif dépourvu de domaine postcritique, de même épaisseur que le panneau réel, de même rapport de forme et subissant le même diagramme de contraintes. Ces identités de paramètres impliquent que les deux panneaux ont le même coefficient k_σ . Leurs contraintes critiques sont donc très simplement liées par le carré du rapport de leurs largeurs :

$$f_y = \sigma_{cr} \times \left(\frac{b}{b_{eff}} \right)^2$$

où f_y est à la fois la limite d'élasticité et la contrainte critique du panneau fictif,
 σ_{cr} est la contrainte critique du panneau réel,
 b et b_{eff} sont les largeurs respectives du panneau réel et du panneau fictif.

En remplaçant la contrainte critique du panneau réel par son expression générale donnée précédemment, le rapport entre largeur b et largeur efficace b_{eff} s'écrit :

$$\frac{b}{b_{eff}} = \frac{\frac{b}{t}}{\pi \cdot \sqrt{k_\sigma \cdot \frac{E}{12 \cdot (1 - \nu^2)}}}$$

Ce rapport est aussi celui des élancements géométriques des panneaux réel et fictif puisque ceux-ci ont la même épaisseur. Pour cette raison, il est appelé élancement réduit de la paroi réelle et s'écrit, en introduisant les valeurs numériques des constantes du matériau :

$$\frac{b}{b_{eff}} = \bar{\lambda}_p = \frac{\frac{b}{t}}{28,4 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\sigma}}$$

avec ε le facteur correctif déjà défini pour prendre en compte la limite d'élasticité de l'acier.

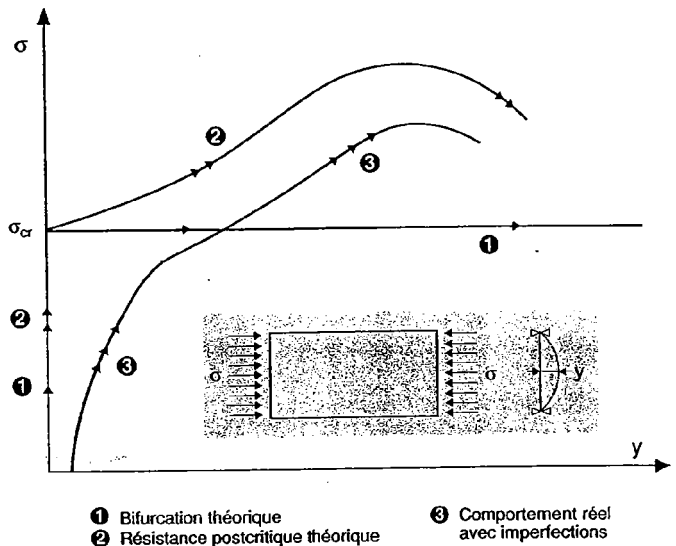
Suivant cette approche, dite de Von Karman, l'élancement réduit mesure donc directement le degré d'influence du voilement local sur la résistance et il est introduit à ce titre dans le règlement.

EC3 5.3.5(3)

Lorsque sa valeur est inférieure à 1, le voilement local n'est théoriquement pas à craindre et la paroi est en principe pleinement efficace. Lorsque sa valeur est supérieure à 1, son inverse, $1/\lambda_p$, correspond au rapport de la contrainte moyenne ultime dans la paroi à la limite d'élasticité, qui est aussi, par définition, le rapport de la largeur efficace à la largeur totale de la paroi.

X. 4.3 — Traitement pratique des parois planes réelles

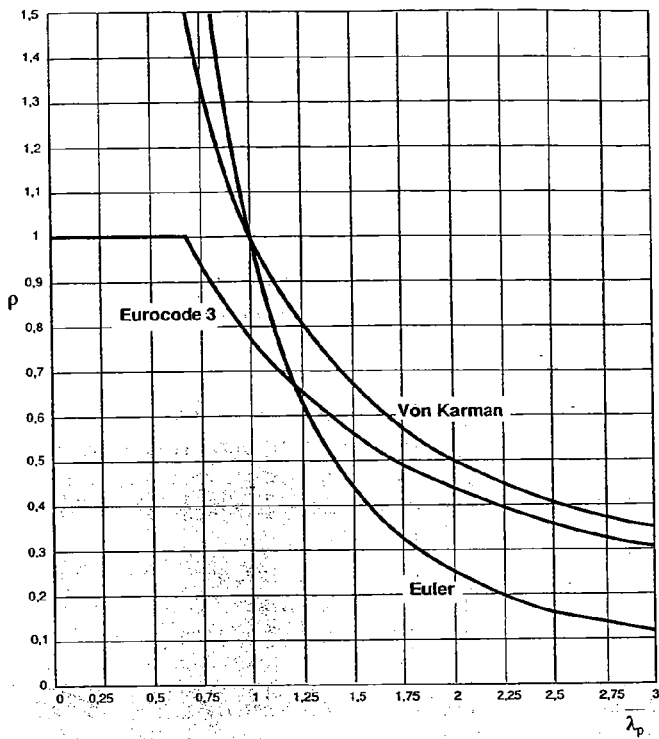
Les considérations qui précèdent ne tiennent aucun compte des imperfections qui affectent les parois réelles : défauts de planéité, contraintes résiduelles, hétérogénéités de l'acier... En fait, ces imperfections initient prématurément le voilement local et réduisent la charge de ruine effective des parois planes (Fig. 10-9).



Comportement postcritique d'une paroi réelle comprimée

Figure 10-9

Le résultat théorique doit donc être amendé en conséquence, ce que prévoit l'Eurocode 3 par les dispositions présentées par l'abaque 10-2.



$$\rho = \frac{b_{eff}}{b} \quad \begin{matrix} \text{si } \bar{\lambda}_p < 0,673 & \rho = 1 \\ \text{si } \bar{\lambda}_p > 0,673 & \rho = \frac{1}{\bar{\lambda}_p} \left(1 - \frac{0,22}{\bar{\lambda}_p} \right) \end{matrix}$$

Abaque 10-2

Dans deux situations particulières courantes, l'utilisation de la largeur efficace ainsi déterminée ne pose aucune difficulté :

- pour une paroi uniformément comprimée avec un bord appuyé et un bord libre, la largeur efficace est entièrement située du côté du bord appuyé ;
- pour une paroi uniformément comprimée avec ses deux bords appuyés, la largeur efficace est répartie pour moitié le long de chacun des deux bords.

En revanche, dès que la contrainte est variable sur la largeur de la paroi, la localisation de la partie efficace ne peut plus être établie de manière intuitive et l'Eurocode 3 précise, cas par cas, les règles à appliquer

EC3 Tableaux 5.3.2 et 5.3.3

Le tableau 10-5 résume les dispositions correspondant aux applications les plus courantes.

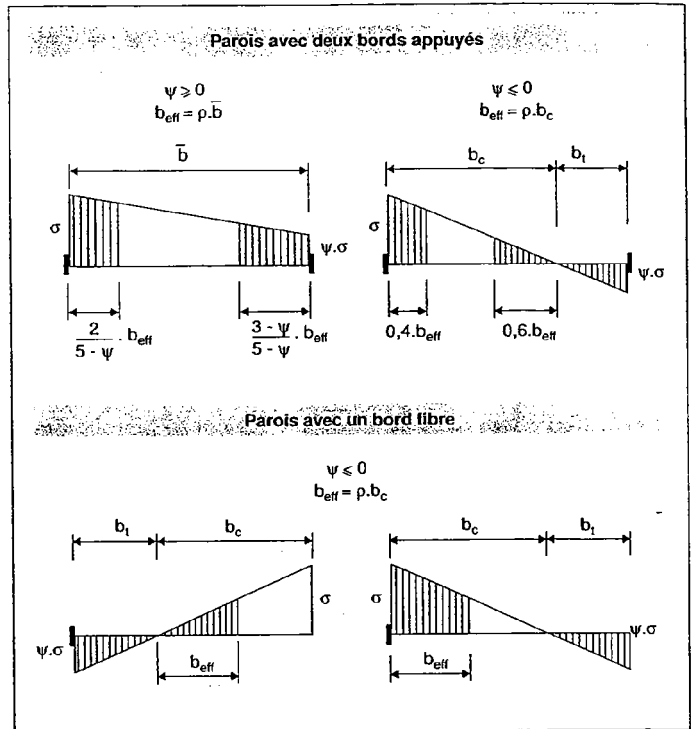


Tableau 10-5

La détermination des caractéristiques efficaces d'une section de classe 4, qui permettront ensuite d'en évaluer la capacité, s'effectue finalement suivant le canevas ci-après.

1. Pour une combinaison d'état limite ultime donnée, en fonction des sollicitations appliquées à la section, inventaire des parois soumises à des contraintes longitudinales de compression sur la base d'une répartition élastique des contraintes sur la section totale ;
2. dans les mêmes conditions, caractérisation des diagrammes de contraintes régnant dans les parois soumises à des contraintes longitudinales de compression (valeurs des coefficients ψ) ;
3. inventaire des parois soumises à des contraintes longitudinales de compression qui ne respectent pas les limites d'élancement géométrique fixées pour la classe 3 en fonction des diagrammes de contraintes ;
4. pour chacune des parois de *semelles* incluses dans cet inventaire, calcul du coefficient k_σ associé à la distribution de contraintes déjà utilisée, puis de l'élancement réduit $\bar{\lambda}_\rho$ qui en découle et enfin du coefficient de réduction ρ , lequel donne accès à la largeur efficace ;

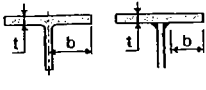
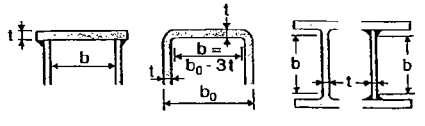
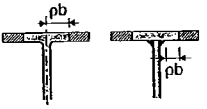
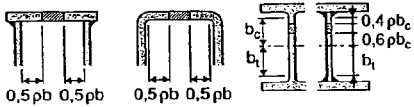
Parois avec un bord libre		Parois avec deux bords appuyés	
			
 $\frac{b}{t} > 15 \varepsilon$ $\frac{b}{t} > 14 \varepsilon$ $k_\sigma = 0,43$ $k_\sigma = 0,43$		 $\frac{b}{t} > 42 \varepsilon$ $k_\sigma = 4,0$	 $\frac{b}{t} > 124 \varepsilon$ $k_\sigma = 23,9$
$\bar{\lambda}_p = \frac{b/t}{28,4 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\sigma}} \quad \rho = \frac{1}{\bar{\lambda}_p} \left(1 - \frac{0,22}{\bar{\lambda}_p} \right)$			
			

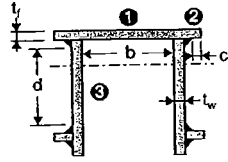
Tableau 10-6

- calcul des caractéristiques mécaniques de la section réduite tenant compte des largeurs efficaces des parois de semelles et actualisation en conséquence des distributions de contraintes dans les parois d'âmes sujettes au voilement local ;
- pour chacune de ces mêmes parois d'âmes, calcul du coefficient k_σ associé à la nouvelle distribution de contraintes, puis de l'élancement réduit qui en découle et enfin du coefficient de réduction ρ , lequel donne accès à la largeur efficace ;
- calcul des caractéristiques mécaniques de la section efficace définitive tenant compte des réductions de largeurs des parois de semelles et d'âmes.

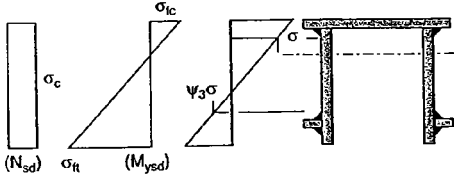
Sur la base de ce canevas, on notera que, lorsque plusieurs parois sont affectées par des réductions de largeur, l'Euro-code 3 n'impose pas qu'une cohérence totale soit recherchée, par un calcul itératif, entre ces réductions de largeurs et les distributions de contraintes dans la section efficace finale. Il est seulement demandé de traiter en premier lieu les semelles, sur la base de la section complète, et de tenir compte ensuite de l'effet de leur affaiblissement sur le diagramme des contraintes, pour traiter le cas des âmes.

Exemple type du traitement d'une section de classe 4

A : Schéma de la section
Repérage des parois



B : Diagramme
de contraintes pour
une combinaison ELU



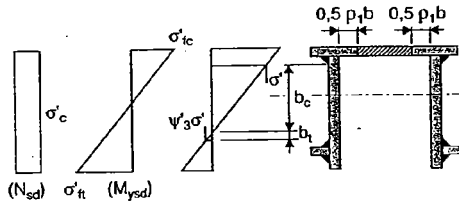
C : Critères d'éclatement
des parois subissant
des compressions

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \quad b/t_f &\stackrel{?}{\geq} 42 \varepsilon \rightarrow \text{Oui} \\ \textcircled{2} \quad c/t_f &\stackrel{?}{\geq} 14 \varepsilon \rightarrow \text{Non} \\ \textcircled{3} \quad d/t_w &\stackrel{?}{\geq} f(\psi_3) \cdot \varepsilon \rightarrow \text{Oui} \end{aligned} \quad \left. \vphantom{\begin{aligned} \textcircled{1} \\ \textcircled{2} \\ \textcircled{3} \end{aligned}} \right\} \text{Section de classe 4}$$

D : Traitement paroi $\textcircled{1}$

$$k_{\sigma_1} = 4 \quad \bar{\lambda}_{p_1} = \frac{b/t_f}{28,4 \sqrt{k_{\sigma_1}}} (> 0,673) \quad \rho_1 = \frac{1}{\bar{\lambda}_{p_1}} \cdot \left(1 - \frac{0,22}{\bar{\lambda}_{p_1}}\right)$$

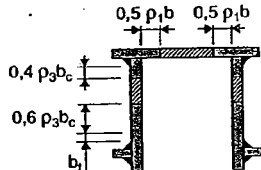
E : Nouveau diagramme
de contraintes dans
la section modifiée



F : Traitement parois $\textcircled{3}$

$$k_{\sigma_3} = f(\psi'_3) \quad \bar{\lambda}_{p_3} = \frac{d/t_w}{28,4 \sqrt{k_{\sigma_3}}} (> 0,673) \quad \rho_3 = \frac{1}{\bar{\lambda}_{p_3}} \cdot \left(1 - \frac{0,22}{\bar{\lambda}_{p_3}}\right)$$

G : Section efficace finale
pour la combinaison ELU



H : Retour en B pour traiter une nouvelle combinaison ELU

Figure 10-10

X. 4.4 — Remarques complémentaires sur le traitement des sections de classe 4

a) Les prescriptions relatives au calcul des sections de classe 4 fournies par la partie 1-1 de l'Eurocode 3 ne s'appliquent qu'aux quelques profils laminés qui ne respectent pas les limites d'élancement de parois propres à la classe 3 et, de façon plus courante, aux profils reconstitués soudés qui se trouvent dans le même cas. En revanche, les profilés à parois minces formés à froid, dont les élancements de parois sont généralement très élevés, ne sont pas inclus dans le domaine de validité de la partie 1-1 mais relèvent de la partie 1-3 qui leur est spécifiquement consacrée.

b) Les largeurs efficaces de parois, suivant l'approche retenue par l'Eurocode 3, sont déterminées en présupposant qu'à l'état limite ultime, doit pouvoir régner sur ces largeurs efficaces une contrainte maximale égale à la limite d'élasticité. Au prix d'une procédure de calcul itérative, il est loisible d'adopter des largeurs efficaces plus importantes déterminées en remplaçant, dans la formule des élancements réduits, la limite d'élasticité par la contrainte maximale de compression régnant sur la largeur efficace (qui dépend elle-même des caractéristiques de la section efficace). Cette possibilité n'est toutefois ouverte que dans la mesure où les éléments concernés ne sont pas exposés aux instabilités de flambement et/ou de déversement. **EC3 5.3.5(8) et (9)**

Avec cette même restriction mais sans itérations de calcul, le DAN français permet aussi d'introduire dans la formule des élancements réduits, la limite d'élasticité divisée par le coefficient partiel de sécurité γ_{M1} , ce niveau de contrainte ne pouvant, en pratique, jamais être dépassé. **EC3 5.3.5(3)A**

c) La procédure de détermination des caractéristiques efficaces a pour objectif les vérifications d'état limite ultime de résistance des sections et de stabilité des éléments. La version originale de l'Eurocode 3 laisse dans l'ombre la question de l'impact à donner à ces modifications de caractéristiques sur l'analyse des structures. Dans un souci de simplification, le DAN français précise qu'il n'est pas demandé, en général, d'introduire les caractéristiques de sections efficaces dans les modèles de structure destinés à l'analyse globale. Une exception est toutefois faite si des éléments dont la rigidité a une incidence notable sur la distribution des sollicitations, comportent des semelles de classe 4. **EC3 5.3.5(4)A**

d) Les seuils d'apparition du voilement local tels qu'ils résultent de la procédure de calcul des largeurs efficaces, ne coïncident

pas avec les limites établies par les règles au tableau 5.3.1 de l'Eurocode 3 pour les sections de classe 3. Le tableau 10-7 établit le comparatif pour les cas les plus courants.

type de paroi et de diagramme	calcul	tableau
• un bord libre compression uniforme	12,5ε	14ε ou 15ε
• deux bords appuyés compression uniforme	38ε	42ε
traction-compression symétrique	93ε	124ε

Tableau 10-7

D'une manière plus générale, les classes de section auraient pu être directement définies par des valeurs limites d'éclatement réduit, celui-ci incluant, par le biais du coefficient de voilement k_{ϕ} , les conditions de bord et le diagramme de contraintes. Or, on peut remarquer que les prescriptions du tableau 5.3.1 de l'Eurocode 3 correspondent en fait, pour une classe donnée, à des valeurs très dispersées de l'éclatement réduit, comme le montre le tableau 10-8.

type de paroi et de diagramme	classe 1	classe 2	classe 3
• un bord libre compression uniforme	0,537	0,590	0,805
• deux bords appuyés compression uniforme	0,581	0,669	0,739
traction-compression symétrique	0,518	0,597	0,893

Tableau 10-8

Afin que ce défaut de cohérence ne donne pas lieu à des difficultés d'interprétation, le DAN français précise qu'il convient de donner la priorité au tableau 5.3.1 pour déterminer le classement de la section, le calcul des caractéristiques efficaces n'intervenant qu'en second lieu, une fois établie l'appartenance de la section à la classe 4.

EC3 5.3.2A

XI

Formules de résistance des sections

XI. 1 — Effort normal

XI. 1.1 — Traction

La traction est le mode de fonctionnement structural le plus simple pour un élément en acier. C'est aussi celui qui permet d'exploiter totalement la capacité résistante du matériau : toutes les fibres de la section transversale peuvent être supposées soumises à une contrainte identique et celle-ci, lors d'un accroissement progressif de la sollicitation, suit, en principe, exactement le diagramme de comportement de l'acier mis en évidence par l'essai conventionnel de traction. Ainsi l'effort ultime dans une section transversale d'aire A est :

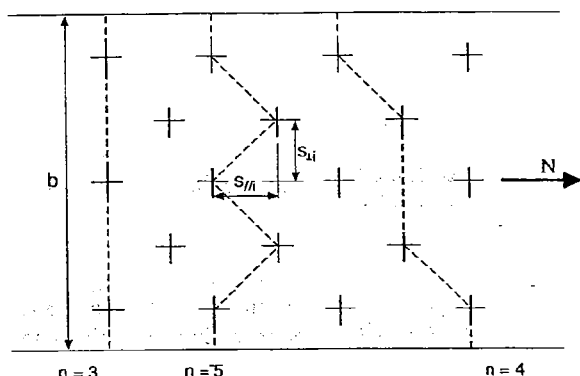
- $A \cdot f_y$ par référence aux Règles CM 66 et à l'Additif 80,
- $A \cdot f_y / \gamma_{M0}$ par référence à l'Eurocode 3.

En pratique, les éléments doivent être attachés à leurs extrémités, ce qui s'effectue le plus souvent par le biais d'assemblages boulonnés. Ceux-ci occasionnent deux perturbations de la distribution uniforme des contraintes, liées d'une part à la diminution locale de l'aire de la section résistante, d'autre part à l'excentricité éventuelle du barycentre des organes d'assemblage par rapport au centre de gravité de la section transversale. Cette deuxième circonstance peut aussi être rencontrée pour les assemblages soudés.

Résistance en section nette

Les perçages pratiqués dans les pièces pour installer des boulons ou pour toute autre raison constituent un affaiblissement de la section transversale par rapport à la partie courante de l'élément. Les Règles CM 66 et la norme d'assemblage NF P 22-430 préconisent simplement de substituer, dans la formule de résistance, l'aire de la section nette à l'aire de la section brute. L'aire de la section nette est définie comme celle de la section brute diminuée de celles des perçages situés dans une même section droite. On doit aussi examiner la possibilité que se développe une ligne de moindre résistance passant par des perçages non alignés, lorsque les trous sont disposés en quinconce. La figure 11-1 explicite la règle de calcul prévue dans

ce cas pour tenir compte du fait que des portions de la ligne de rupture envisagée ne sont alors pas soumises à des contraintes de traction pure en raison de leur inclinaison sur la direction de l'effort.



$$A_{\text{net}} = (b - n \cdot d_{\text{tr}} + \sum_i \frac{(s_{ii})^2}{4 s_{ii}}) \times t$$

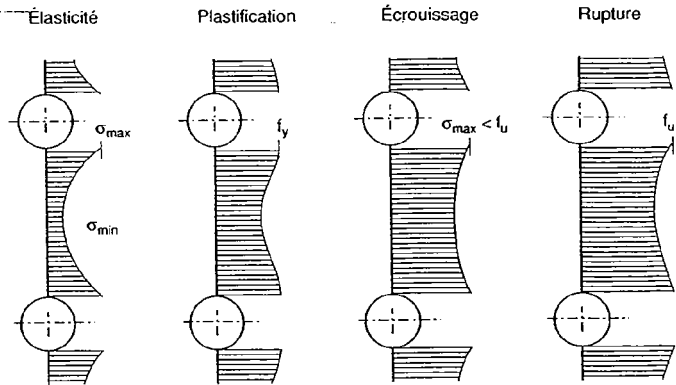
d_{tr} : diamètre des perçages t : épaisseur de la pièce

Règle de calcul de l'aire de la section nette

Figure 11-1

L'Eurocode 3 reprend la même définition de la section nette mais modifie également la contrainte de référence à considérer pour établir le critère de ruine. En effet, les raisons qui ont motivé de limiter les contraintes à la limite d'élasticité f_y en section brute courante et non à la limite de rupture f_u , ne valent plus quand il s'agit d'une section nette particulière : après atteinte de la limite d'élasticité, les déformations plastiques seront cantonnées dans cette section particulière et au voisinage du bord des trous, jusqu'à l'intervention de l'écrouissage. Ainsi, sous réserve que la contrainte en section brute courante, réputée uniforme, reste inférieure à la limite d'élasticité, le processus de chargement de la section nette peut suivre les étapes suivantes (Fig. 11-2) :

- distribution initiale élastique non uniforme des contraintes, avec concentrations au bord des trous ;
- extension progressive de la plastification dans la section transversale, avec uniformisation progressive des contraintes à la valeur de la limite d'élasticité ;
- écrouissage progressif de l'acier à partir du bord des trous, la distribution de contrainte redevenant de ce fait non uniforme ;
- atteinte de la limite de rupture au bord des trous et ruine de la section.



Évolution de la distribution des contraintes de traction dans une section affaiblie par des perçages

Figure 11-2

Suivant cette analyse, l'Eurocode 3 fixe l'effort normal capable d'une barre sollicitée en traction, à la plus petite des deux valeurs :

- soit $A \cdot f_y / \gamma_{M0}$
- soit $0,9 \cdot A_{\text{net}} \cdot f_u / \gamma_{M2}$

Il convient de noter que la deuxième formule se réfère à un mode de ruine de type fragile par opposition à la première qui correspond à une simple limitation de l'allongement de la barre, donc à un phénomène ductile. En conséquence, si l'on veut se prémunir contre les risques de rupture fragile et contre les risques éventuels de ruine par fatigue, il est nécessaire de faire en sorte que la première valeur soit déterminante par rapport à la seconde, c'est-à-dire de limiter l'importance des perçages de manière à assurer :

$$A_{\text{net}} \geq A \cdot \frac{f_y / \gamma_{M0}}{0,9 \cdot f_u / \gamma_{M2}}$$

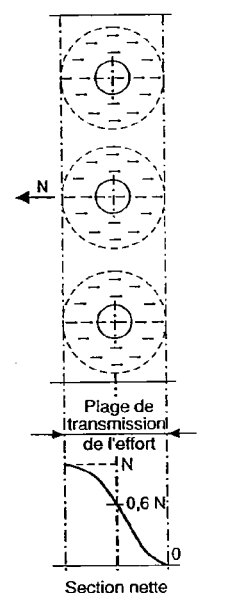
Le DAN français a institué cette condition comme règle générale, les exceptions devant faire l'objet d'une justification particulière.

EC3 5.4.3(4)A

Le tableau 11-1 indique les valeurs limites du rapport A_{net} / A qui permettent de garantir le respect du critère fixé pour les nuances d'acier usuelles.

nuance d'acier	S235	S275	S355
$(A_{\text{net}}/A)_{\text{limite}}$	0,824	0,807	0,879

Tableau 11-1



Réduction de l'effort sollicitant la section nette

Figure 11-3

À noter que ces préoccupations de maintien de la ductilité du comportement n'étaient pas absentes des Règles CM 66 mais ne faisaient l'objet que d'une recommandation de principe visant à limiter les variations brusques de section et les écarts excessifs entre section nette et section brute. CM66 3,13

Dans le cas particulier des assemblages précontraints dont la résistance à l'état limite ultime est obtenue par mobilisation du frottement entre les pièces, les Règles CM 66 et la norme NF P 22-460 autorisent de retrancher de l'effort normal total sollicitant, 40 % des efforts que sont capables de transmettre les boulons situés dans la section nette, considérant que cette proportion peut être supposée transférée en amont de la section critique (Fig. 11-3).

L'Eurocode 3 n'a pas reconduit cette disposition mais prescrit de considérer une résistance de calcul égale à :

$$A_{\text{net}} \cdot f_y / \gamma_{M0} \quad \text{EC3 5.4.3(2)}$$

qui traduit le fait que le fonctionnement d'un assemblage résistant par frottement ne permet plus les adaptations plastiques escomptées précédemment. Le résultat est sensiblement plus sévère que les pratiques permises par les normes nationales précédentes.

Effets des excentricités d'assemblage

Il est fréquent que, pour des raisons constructives, on soit conduit à assembler des éléments en consentant des excentricités entre le centre de gravité des sections transversales et le barycentre des organes d'assemblages. Une situation du même ordre est créée dans les systèmes treillis lorsque la convergence des lignes d'épures des barres n'est pas respectée.

Dans de telles conditions, les éléments concernés ne sont plus sollicités en traction pure comme présupposé par le calcul théorique des sollicitations, mais doivent aussi équilibrer des moments secondaires plus ou moins importants. Dans tous les cas, il convient de ménager dans le dimensionnement des éléments concernés des marges de résistance adaptées à l'importance des excentricités qui les affectent. D'une manière générale, il appartient au projecteur de juger, cas par cas, de la nécessité d'évaluer explicitement, avec une plus ou moins grande précision, ces moments secondaires et de les intégrer dans la justification du dimensionnement.

Pour le cas particulier des cornières attachées, par boulons ou par soudures, par une seule de leur aile (disposition adoptée de manière pratiquement systématique), l'Eurocode 3 fixe des règles spécifiques destinées à représenter l'interaction entre

l'effort normal et la flexion parasite par une section réduite
résistante à l'effort normal EC3 6.5.2.3. et 6.6.10

Ces règles sont précisées au chapitre consacré aux assemblages.

XI. 1.2 — Compression

On fait ici abstraction des phénomènes de flambement qui, en pratique, dans la plupart des cas, sont déterminants pour la résistance des éléments comprimés en acier. Ces phénomènes sont analysés en détail au chapitre XII. Les considérations qui suivent ne sont donc suffisantes en matière de dimensionnement que pour les pièces qui présentent des élancements très faibles. L'Eurocode 3 fixe à 0,2 la valeur maximale de l'élancement réduit de flambement pour laquelle cette approximation peut être admise. Les Règles CM 66 ne fournissent pas ce type de seuil, la majoration des contraintes due au phénomène du flambement y intervenant formellement dès que l'élancement n'est plus strictement nul ; cette majoration est évidemment négligeable pour les tronçons courts.

Dans cette hypothèse, le comportement en compression de l'acier n'a pas lieu d'être distingué de celui caractérisé par l'essai de traction. Ainsi, l'effort ultime dans une section transversale d'aire A reste fixé à :

- $A \cdot f_y$ par les Règles CM 66 et l'Additif 80,
- $A \cdot f_y / \gamma_{M0}$ par l'Eurocode 3.

Cependant, dans le premier cas, des limites sont imposées à l'élancement géométrique des parois de façon à garantir que ce niveau de résistance pourra effectivement être atteint sans intervention du voilement local.

Dans le cadre de l'Eurocode 3, la deuxième formule citée n'est pleinement valide que pour les sections de classes 1, 2 et 3, qui satisfont à des limites du même ordre de l'élancement géométrique de leurs parois. En revanche, pour les sections de classe 4, l'effort ultime de compression devient :

$$A_{eff} \cdot f_y / \gamma_{M1}$$

On voit donc que l'intervention du voilement local des parois se traduit d'une part par le remplacement de l'aire de la section totale par celle d'une section réduite, dite efficace, et d'autre part par l'utilisation du coefficient partiel de sécurité γ_{M1} propre aux critères de ruine par instabilité. Il faut aussi noter que les sections transversales dissymétriques de classe 4 présentent un

centre de gravité de section efficace décalé par rapport au centre de gravité de leur section complète. Le moment égal au produit de l'effort normal par ce décalage doit être pris en compte dans la vérification de la résistance ; c'est dire qu'en pratique ces sections doivent en fait être vérifiées en flexion composée quand elles sont soumises à un effort théorique de compression pure.

De l'aire des sections résistantes à l'effort normal de compression, il n'y a pas lieu de déduire l'aire de perçages occupés par des boulons, sous réserve que leur diamètre corresponde à celui des boulons augmenté du jeu normalisé. À l'inverse, l'aire des trous surdimensionnés, des trous oblongs, des trous non occupés par des boulons et de tout autre perçage ou évidement, doit être déduite de la section résistante.

En ce qui concerne l'effet des excentricités, il y a lieu de reconduire, sans modification pour la compression, l'ensemble des considérations développées dans le cas de la traction. En particulier, les clauses du chapitre assemblages relatives aux cornières assemblées par une seule aile, sont applicables quelle que soit l'orientation de l'effort normal.

XI. 2 — Effort tranchant

Comme pour l'effort normal de compression, on suppose ici que les phénomènes d'instabilité ne sont pas déterminants, c'est-à-dire que la résistance à l'effort tranchant n'est pas affectée par le voilement de cisaillement des parois. Les vérifications correspondant à ce mode de ruine sont analysées au chapitre XIII.

Dans le cadre des Règles CM 66, l'absence d'incidence du voilement de cisaillement doit être vérifiée par le biais d'une limitation du couple (σ, τ) des contraintes de cisaillement moyen et de compression longitudinale maximale dans l'âme des poutres fléchies :

$$\left(\frac{\sigma}{7}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{1 + \frac{3}{4} \cdot \frac{d^2}{a^2}}\right)^2 \leq 0,015 \cdot \left(\frac{1000 \cdot t_w}{d}\right)^4 \quad \text{CM66 5.2123}$$

avec les notations suivantes :

d hauteur de l'âme

t_w épaisseur de l'âme

a espacement des raidisseurs transversaux

L'Eurocode 3 donne pour sa part une condition beaucoup plus simple sur l'élancement géométrique de l'âme :

$$\frac{d}{t_w} \leq 30 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_r} \quad \left(\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \right) \quad \text{EC3 5.4.6(7)}$$

EC3 5.6.1(1)

EC3 5.6.3(3)

$$\text{avec } k_r = 4 + \frac{5,34}{(a/d)^2} \text{ si } a/d < 1$$

$$\text{et } k_r = 5,34 + \frac{4}{(a/d)^2} \text{ si } a/d > 1$$

En l'absence de raidisseurs transversaux, le rapport a/d peut être considéré comme infini et cette même condition s'écrit alors :

$$d/t_w < 69 \cdot \varepsilon$$

L'évolution comparée des élancements limites en cisaillement pur, en fonction du rapport a/d , montre que les Règles CM 66 sont particulièrement pénalisantes sur ce sujet par rapport à l'Eurocode 3 (Fig. 11-4).

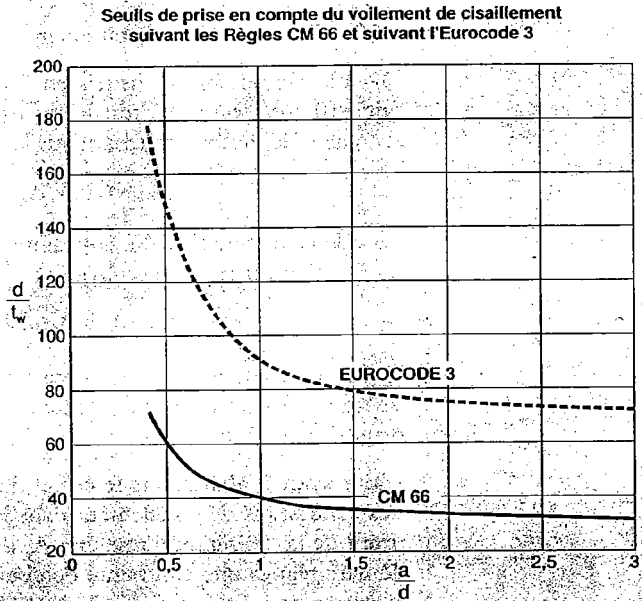
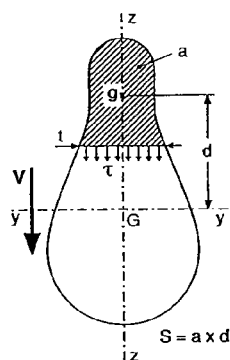


Figure 11-4

Le voilement étant exclu par le respect des critères qui viennent d'être énoncés, la résistance au cisaillement est établie, dans les Règles CM 66, sur la base d'une répartition purement élastique des contraintes. Dans une section transversale soumise à un



Calcul des contraintes de cisaillement en élasticité

Figure 11-5

effort tranchant V (supposé parallèle à un des axes principaux d'inertie de cette section) les contraintes de cisaillement développées le long d'une ligne quelconque perpendiculaire à la direction de cet effort ont pour expression générale (Fig. 11-5) :

$$\tau = \frac{V \cdot S}{t \cdot I}$$

où t est la largeur de la pièce au niveau de la ligne considérée,

I est l'inertie de la section transversale autour de l'axe principal, perpendiculaire à l'effort tranchant,

S est le moment statique par rapport à ce même axe, de la partie de la section transversale située du côté opposé au centre de gravité par rapport à la ligne considérée.

Suivant cette répartition, la contrainte maximale de cisaillement est observée au niveau du centre de gravité de la section. Pour quelques sections caractéristiques, cette valeur a une expression simple par rapport à la valeur moyenne τ_{moy} qui serait obtenue en divisant l'effort tranchant par l'aire de la section totale :

- 1,5. τ_{moy} pour un profil rectangulaire
2. τ_{moy} pour un profil creux circulaire mince
- 1,33. τ_{moy} pour un profil circulaire

Dans le cas des profils usuels en I , une approximation tout à fait suffisante consiste à considérer une répartition uniforme de la totalité de l'effort tranchant sur la hauteur de l'âme, soit :

$$\tau = V/A_w \quad \text{CM66 3.32}$$

La valeur maximale de la contrainte de cisaillement est limitée en fonction du critère de Caquot :

$$1,54 \cdot \tau \leq f_y \quad \text{CM66 1.313}$$

En cas de présence de trous dans l'âme du profil, il est admis de simplement majorer la contrainte τ dans le rapport des aires brute et nette.

L'Eurocode 3 abandonne le calcul d'une distribution élastique des contraintes de cisaillement dans la section transversale, au profit de la définition d'une aire A_v dans laquelle il sera admis de faire régner une contrainte de cisaillement uniforme égale à la valeur limite suivant le critère de Von Mises. La valeur de calcul de la résistance plastique au cisaillement de la section a donc pour valeur :

$$V_{pl, Rd} = (A_v \cdot f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$$

Le tableau 11-2 précise les modalités de calcul des aires de cisaillement A_v pour un certain nombre de sections courantes.

Type de section	Orientation de l'effort	Valeur de la section A_v	Schéma
I ou H laminés	Parallèle à l'âme	$A - 2b.t_f + (t_w + 2r) t_f$	
U laminés	Parallèle à l'âme	$A - 2b.t_f + (t_w + r) t_f$	
I ou H et caissons reconstitués soudés	Parallèle à l'âme	$\Sigma d.t_w$	
	Perpendiculaire à l'âme	$A - \Sigma d.t_w$	
Tubes rectangulaires laminés	Parallèle à la hauteur	$A.h / (b + h)$	
	Parallèle à la largeur	$A.b / (b + h)$	
Tubes circulaires	Quelconque	$2 A / \pi$	
Plats et ronds pleins	Quelconque	A	

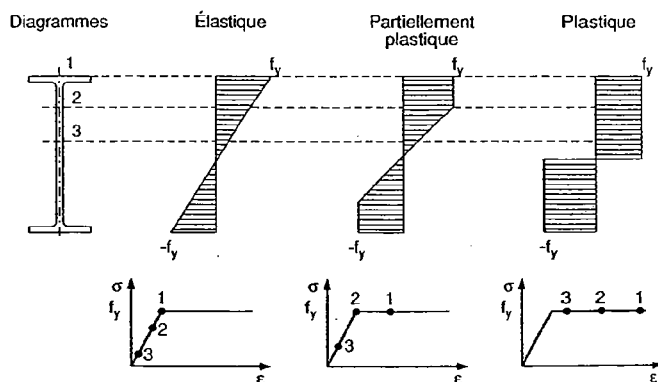
 Tableau 11-2. Calcul des aires de cisaillement A_v pour des sections courantes.

Dans le cas où l'âme comporte des perçages pour fixations, on applique une règle similaire à celle prescrite pour les efforts normaux de traction : la résistance plastique au cisaillement de la section doit être fondée sur la plus faible de l'aire brute A_v et de l'aire nette majorée :

$$A_{v,net} \cdot \frac{f_u}{f_y} \cdot \frac{\gamma_{M0}}{\gamma_{M2}} \quad \text{EC3 5.4.6(8)}$$

XI. 3 — Flexion simple

La flexion constitue la sollicitation dominante pour une grande majorité d'ossatures métalliques. L'évaluation de la résistance vis-à-vis des moments fléchissants revêt donc une importance particulière. Le calcul purement élastique de cette résistance n'exploite qu'incomplètement les capacités du matériau puisque, par définition, seules les fibres les plus éloignées du centre de gravité sont soumises à une contrainte égale à la limite d'élasticité. Sous réserve que les instabilités de voilement et de déversement ne se manifestent pas prématurément, l'acier permet sans difficulté d'augmenter la sollicitation au-delà de ce seuil de résistance élastique : les fibres extrêmes parcourent alors le palier de plasticité pendant que le niveau de contraintes augmente pour les fibres « internes » de la section. L'accroissement de sollicitation peut être ainsi poursuivi jusqu'à l'obtention d'un diagramme où toutes les fibres de la section transversale sont plastifiées. Le seuil de résistance plastique est alors atteint (Fig. 11-6).



Évolution des contraintes et des déformations dans une section soumise à la flexion simple

Figure 11-6

Note : Le diagramme *birectangulaire* de contraintes n'est qu'une représentation théorique qui a l'avantage d'être facilement utilisable pour les calculs ; en réalité, l'acier connaît un *écrouissage* au niveau des fibres les plus éloignées du centre de gravité tandis que, de part et d'autre de la fibre neutre, une zone de transition assure le passage progressif de la limite d'élasticité en traction à la limite d'élasticité en compression.

Les Règles CM 66 n'exploitent pas les possibilités de plastification des sections et en restent à un comportement purement élastique : la limite de résistance est considérée atteinte lorsque la contrainte sur la fibre la plus éloignée du centre de gravité est égale à la limite d'élasticité. Néanmoins, une faible incursion dans le domaine plastique est permise, sous forme d'une réduction de la contrainte extrême obtenue en divisant celle-ci par un coefficient ψ , dit d'adaptation plastique. La valeur de ce coefficient est fixée, profil par profil, pour que le moment maximum autorisé n'occasionne pas de déformation permanente de la fibre extrême supérieure à 7,5 % de la déformation maximale élastique. Une formule approchée du coefficient est proposée pour les poutres à âmes pleines en fonction de l'éloignement v de la fibre extrême par rapport au centre de gravité et de l'épaisseur e de la semelle concernée, cette épaisseur étant supposée inférieure à $0,2.v$:

$$\psi = 1 + e/2.v$$

CM66 3.212

On peut noter que la marge de résistance négligée par le calcul élastique des contraintes prescrit par les Règles CM 66, est d'autant plus importante que le profil est moins bien optimisé vis-à-vis de la flexion simple : à l'image du coefficient ψ , elle est faible pour les profils de type IPE, plus importante pour les profils de type H et maximale pour les profils « pleins » ou pour les profils dissymétriques.

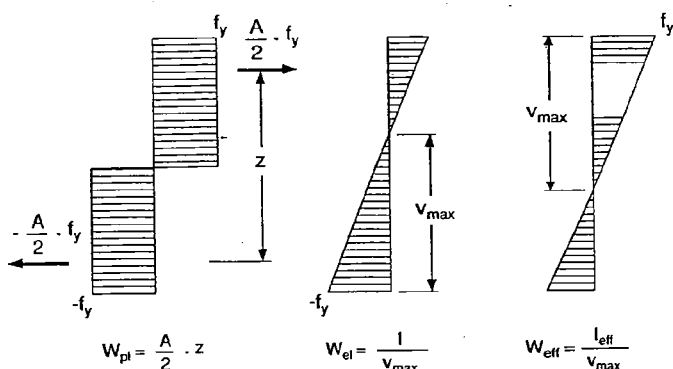
La présence de perçages dans la section doit être prise en compte si ces perçages se situent dans la partie tendue de la section ou dans la partie comprimée sans être remplis. Dans la déduction, le centre de gravité de la section est supposé inchangé.

L'Eurocode 3 institue une différenciation du moment résistant en fonction de la classe de la section, celle-ci ayant précisément pour objet de fixer la possibilité ou non d'exploiter le comportement plastique de l'acier. C'est ainsi que trois modules de résistance peuvent intervenir dans l'expression de ce moment résistant (Fig. 11-7) :

- le module plastique W_{pl} qui correspond au rapport entre le moment équilibré par le diagramme plastique birectangulaire

des contraintes et la limite d'élasticité de l'acier ; pour les sections symétriques par rapport à l'axe de flexion ce module est égal au double du moment statique de la demi-section par rapport au centre de gravité de la section totale ;

- le module élastique W_{el} qui correspond au rapport de l'inertie de la section autour de l'axe de flexion à la distance de la fibre la plus éloignée du centre de gravité ;
- le module élastique efficace W_{eff} qui a la même définition que le précédent mais se rapporte à la section efficace prenant en compte le voilement local des parois sous les contraintes de compression générées par la flexion.



Pour les profils symétriques :

$$M_s = \frac{A}{2} \cdot \frac{z}{2}$$

$$\text{Soit } W_{pl} = 2 \cdot M_s$$

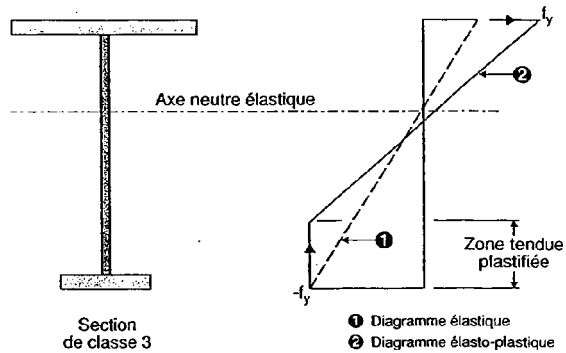
Diagrammes des contraintes de flexion en fonction de la classe de la section

Figure 11-7

La résistance de calcul à la flexion d'une section transversale a donc pour expression

- pour les sections de classes 1 et 2 $W_{pl} \cdot f_y / \gamma_{M0}$
- pour les sections de classe 3 $W_{el} \cdot f_y / \gamma_{M0}$
- pour les sections de classe 4 $W_{eff} \cdot f_y / \gamma_{M1}$

Pour les sections dissymétriques de classe 3, dont la fibre la plus éloignée du centre de gravité est tendue sous l'effet de la sollicitation de flexion considérée, il est loisible de prendre en compte, dans le calcul de la résistance de la section, une plastification partielle de la zone tendue correspondant à l'atteinte de la limite d'élasticité sur la fibre extrême comprimée (Fig. 11-8).



**Plastification en zone tendue
d'une section dissymétrique de classe 3**

Figure 11-8

Pour les sections transversales dont l'âme est de classe 3 et la semelle comprimée de classe 2, il est également loisible de substituer au diagramme élastique normalement requis, un diagramme plastique portant sur une section réduite obtenue en considérant que l'âme n'est que partiellement efficace.

EC3 5.3.4(5)

Les modalités de ce calcul sont détaillées par la figure 11-9.

Semelle comprimée de classe 2
âme de classe 3

Diagramme plastique sur
section partiellement efficace

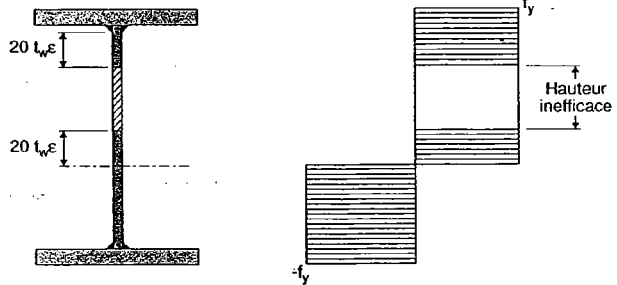


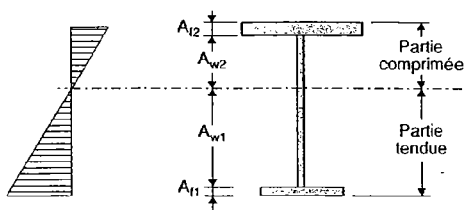
Diagramme plastique pour sections dont l'âme est de classe 3

Figure 11-9

Les trous de fixations situés dans la partie tendue de la section, doivent motiver une réduction de la résistance si, comme pour les pièces entièrement tendues, l'aire nette de cette partie tendue majorée par le rapport :

$$0,9 \cdot \frac{f_u \cdot \gamma_{M0}}{f_y \cdot \gamma_{M2}}$$

est inférieure à l'aire brute. Ce critère est à appliquer d'une part à l'aile tendue considérée seule, d'autre part à l'ensemble de la partie tendue de la section transversale. Lorsqu'il y a lieu, les caractéristiques de la section doivent être modifiées en substituant à l'aire brute considérée l'aire nette majorée définie par la figure 11.-10



Section résistante

Critère relatif à la semelle tendue seule

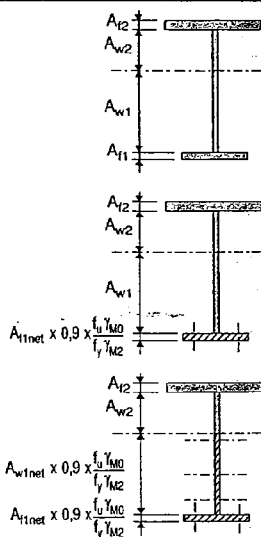
$$A_{t1net} \times 0,9 \times \frac{f_u \gamma_{M0}}{f_y \gamma_{M2}} \geq A_{t1} \quad \text{Oui} \rightarrow$$

Non

Critère relatif à la totalité de la partie tendue

$$(A_{t1net} + A_{w1net}) \times 0,9 \times \frac{f_u \gamma_{M0}}{f_y \gamma_{M2}} \geq (A_{t1} + A_{w1}) \quad \text{Oui} \rightarrow$$

Non



**Détermination de la section résistante en flexion simple
compte tenu de la présence de perçages dans la partie tendue**

Figure 11-10

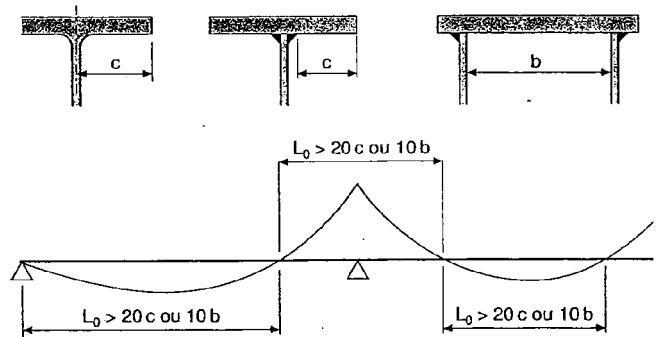
Qu'elles soient établies par référence aux Règles CM 66 ou par application de l'Eurocode 3, les capacités en flexion qui viennent d'être définies ne sont effectivement mobilisables autour de l'axe principal d'inertie maximale, que dans la mesure où les éléments concernés sont totalement prémunis contre les risques d'instabilité par déversement. Les Règles CM 66 ne fixent pas de seuil pour la prise en compte du déversement, qui, formellement, intervient sous forme d'une majoration des contraintes de flexion, dès que la partie comprimée du profil n'est plus

continûment maintenue latéralement. Dans l'Eurocode 3 en revanche, il est permis de faire abstraction du risque de déversement pour les tronçons suffisamment courts, compris entre deux sections convenablement maintenues. La longueur limite de ces tronçons correspond à un élancement réduit de déversement égal à 0,4. Reprenant les prescriptions qui avait été retenues à ce sujet dans l'Additif 80, le DAN français a détaillé davantage cette condition en l'ajustant en fonction du diagramme de moments régnant sur le tronçon. EC3 5.5.2(7)A.

L'Eurocode 3 prévoit en outre une restriction des capacités en flexion des profils dans le cas où les éléments concernés sont excessivement courts : il s'agit de prendre en compte les effets dits de traînage de cisaillement, c'est-à-dire la répartition non uniforme des contraintes longitudinales dans les semelles, due aux déformations de cisaillement nécessaires à la mobilisation des fibres les plus éloignées du plan de l'âme.

Ces effets peuvent être négligés si la longueur L_0 séparant deux sections de l'élément fléchi où le moment de flexion est nul, reste supérieure (Fig. 11-11) à :

- 20 fois la largeur c des parois en console de la section,
 - 10 fois la largeur b des parois maintenues sur leurs deux bords.
- (Les cotes b et c sont les largeurs libres définies dans le cadre de la classification des sections)



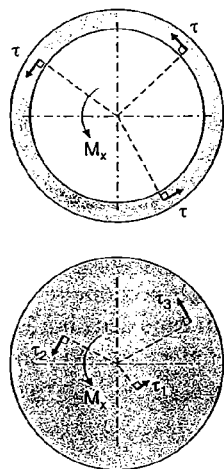
Conditions pour négliger les effets
du traînage de cisaillement

Figure 11-11

Dans les cas, *a priori* exceptionnels, où ces valeurs minimales ne sont pas respectées, il est nécessaire de réduire les largeurs de parois à prendre en compte dans la section résistante. Ces réductions se cumulent directement à celles occasionnées par le voilement local pour les sections de classe 4. Les modalités

de détermination des largeurs efficaces sont précisées par le DAN français, en conformité avec les prescriptions de la partie 1.3 de l'Eurocode 3. EC3 5.4.2.3(3)C

XI. 4 — Torsion



Torsion
des profils fermés
circulaires

Figure 11-12

Ni les Règles CM 66 ni l'Eurocode 3 n'envisagent dans leurs règles de vérification de la résistance, le cas des sections transversales soumises à torsion.

Cette situation tient essentiellement au fait que, pour les profils les plus couramment utilisés en construction métallique, la résistance à la torsion ne peut être vérifiée par des règles simples, établies dans le cadre de la résistance des matériaux classique. Implicitement, il est alors nécessaire de procéder à une analyse détaillée des contraintes développées dans les sections transversales et de leur appliquer les critères généraux de limitation, le plus souvent en calculant une contrainte équivalente de type Caquot ou Von Mises.

Seuls échappent à cette difficulté les profils fermés circulaires, creux ou pleins, pour lesquels les moments de torsion sont simplement équilibrés par des contraintes tangentielles ; en chaque point de la section transversale, ces contraintes sont proportionnelles à la distance au centre et perpendiculaires au rayon (Fig. 11-12). Ce mode de résistance à la torsion est appelé torsion pure, ou torsion de Saint-Venant.

Les déformations mises en jeu dans ce fonctionnement se réduisent à des rotations relatives entre sections voisines, autour de l'axe longitudinal de la pièce. La rotation par unité de longueur s'écrit, au droit d'une section où règne un moment de torsion M_x :

$$\frac{d\theta}{dx} = \frac{M_x}{GJ}$$

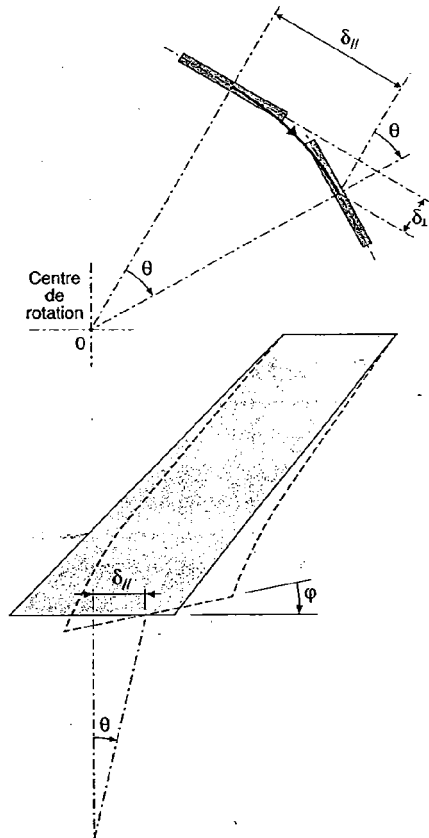
où J est le moment d'inertie de torsion et G le module d'élasticité transversale. Pour une section circulaire pleine de rayon R :

$$J = \pi R^4 / 2$$

En un point quelconque situé à une distance r du centre de la section, la contrainte tangentielle τ s'écrit :

$$\tau = M_x \cdot \frac{r}{J}$$

Pour toute forme de section transversale autre que circulaire, les contraintes tangentielles dont il vient d'être question, ne constituent qu'un terme de la résistance à la torsion. En effet, pour tout élément plan constitutif d'une section de forme quelconque, la rotation d'axe longitudinal de la pièce soumise à torsion se traduit par un déplacement imposé dans une direction parallèle à son plan. Sauf dans les cas exceptionnels où aucune liaison le long de la pièce ne s'oppose à ce déplacement, celui-ci se traduit par une flexion de l'élément considéré autour de son axe d'inertie principale perpendiculaire à son plan, donc par une courbure, des contraintes normales de flexion et des contraintes tangentielles de cisaillement. Le sens de cette courbure et l'orientation de ces contraintes dépendent de la position de l'élément considéré par rapport au point autour duquel se produit la rotation d'ensemble (Fig. 11-13).



Gauchissement d'une paroi de section quelconque soumise à la torsion

Figure 11-13

Une hypothèse fondamentale de la résistance des matériaux classique est donc mise en cause puisque le comportement qui vient d'être mis en évidence est incompatible avec le maintien de la planéité des sections transversales. Pour cette raison, on parle de résistance par gauchissement des sections.

Dans la résistance globale d'une pièce à la torsion, la part relative de la torsion pure par rapport au gauchissement dépend bien entendu de la forme de la section qui présente une plus ou moins grande inertie de torsion, mais aussi de la longueur de la pièce qui influe directement sur la rigidité au gauchissement.

Pour simplifier les calculs relatifs à la torsion, il est souhaitable de privilégier l'un des modes de fonctionnement par rapport à l'autre. Lorsque la sollicitation en torsion ne peut être évitée, on retient le plus souvent des sections fermées, profils creux ou caissons reconstitués, qui permettent en principe de ne prendre en compte que la torsion pure, dite de Saint-Venant.

Les profils courants de construction métallique de type I ou H, répondent au contraire de façon mixte, du fait de leur inertie de torsion limitée et compte tenu des portées usuelles qu'on leur donne ; lorsqu'on ne peut éviter de les solliciter en torsion, une analyse complète est le plus souvent indispensable. L'annexe G de l'Eurocode 3 fournit des indications utiles à ce sujet.

XI. 5 — Sollicitations combinées

Les vérifications sous état de contraintes multiples sont à peu près exclues des Règles CM 66 et il n'est pas fourni dans ce code d'expression générale visant la combinaison de contraintes d'orientations différentes. CM66.1314

La vérification séparée des limites fixées aux contraintes normales et aux contraintes tangentielles est jugée suffisante pour les constructions courantes. Aucune disposition précise n'est donnée pour les constructions qui échappent à cette catégorie. Pour chaque type de contraintes, les cumuls des effets des différentes sollicitations régnant dans les sections transversales, s'effectuent directement suivant les lois de l'élasticité.

Les dispositions retenues par l'Eurocode 3 sur le même sujet sont moins simplifiées. L'interaction entre sollicitations, quelle que soit l'orientation des contraintes qu'elles génèrent, est la règle générale, mais elle ne s'applique, en pratique, qu'au-delà

de certains seuils, en deçà desquels la vérification séparée des résistances aux sollicitations simples est reconduite.

Influence de l'effort tranchant

Quelle que soit la classe de la section, il est considéré que la présence d'un effort tranchant V_{sd} dans la section transversale n'altère pas la résistance de celle-ci vis-à-vis de l'effort normal et des moments de flexion tant que cet effort tranchant n'excède pas 50 % de la résistance plastique de calcul au cisaillement $V_{pl,Rd}$. Au-delà de ce seuil, la contrainte limite admissible dans l'aire de cisaillement A_v doit être réduite à $(1 - \rho) \cdot f_y$ au lieu de f_y avec :

$$\rho = (2 \cdot V_{sd} / V_{pl,Rd} - 1)^2 \quad \text{EC3 5.4.9(3)}$$

L'application pratique de cette prescription au cas des sections de classe 1 ou 2 est relativement aisée, puisque, par définition, on y prend en compte une distribution plastique des contraintes longitudinales : il suffit de retrancher à la résistance plastique de calcul admise en l'absence de l'effort tranchant, la contribution plastique de la section A_v correspondant à l'excédent de contrainte $\rho \cdot f_y$. Par exemple, dans le cas d'un profil usuel symétrique en I ou en H fléchi suivant son axe de forte inertie, le module plastique de la section A_v peut être approché par l'expression :

$$\frac{A_v^2}{4 \cdot t_w}$$

en assimilant A_v à une section rectangulaire, et le terme à retrancher au moment résistant plastique en flexion pure $M_{pl,Rd}$ est :

$$\frac{A_v^2}{4 \cdot t_w} \cdot \rho \cdot f_y$$

C'est ainsi que le moment de résistance plastique réduit compte tenu de l'effort tranchant s'écrit dans l'Eurocode 3 :

$$M_{V,Rd} = \left(W_{pl} - \frac{\rho \cdot A_v^2}{4 \cdot t_w} \right) \cdot f_y / \gamma_{M0} \quad \text{EC3 5.4.7(3)}$$

Cette même formule se trouve étendue aux classes de section 3 et 4, sous réserve de limiter le résultat obtenu au moment résistant élastique $M_{e,Rd}$ de la section sollicitée en flexion pure. Il s'agit là d'un artifice de calcul qui a le double intérêt de permettre un calcul simplifié de l'interaction par rapport au calcul en élasticité que requièrent normalement les sections de classe 3 ou 4, et de sauvegarder la pleine contribution des ailes à la résistance du profil même lorsque la section A_v est saturée en cisaillement.

On peut ajouter que l'introduction d'un seuil en deçà duquel la perte de résistance due à la présence de l'effort tranchant est négligée, est particulièrement intéressante dans la perspective du calcul plastique des structures. En effet, dans les ossatures

métalliques courantes, les efforts tranchants restent le plus souvent bien inférieurs au seuil fixé, ce qui permet, en pratique, de s'affranchir purement et simplement de toute interaction et constitue une simplification appréciable des procédures de calcul.

Influence de l'effort normal

L'Eurocode 3 traite la question de l'interaction entre l'effort normal et le ou les moments de flexion de manière différenciée suivant la classe de la section transversale.

Pour les sections de classe 1 ou 2, une solution implicite et générale existe, fondée sur le principe fondamental de la résistance plastique : il suffit de trouver une distribution quelconque de contraintes dans la section, qui restent inférieures à la limite d'élasticité et équilibrent l'ensemble des sollicitations appliquées, pour que la résistance soit établie. EC3 5.4.1(2)

Pour les sections de formes usuelles et hors zones de perçages, le code fournit quelques formules approchées qui permettent d'éviter la détermination explicite d'une distribution adéquate de contraintes. Le tableau ci-contre résume l'essentiel de ces indications.

Un critère enveloppe de portée générale consiste à cumuler brutalement les ratios relatifs à l'effort normal et à chacun des deux moments de flexion. Il va de soi qu'une telle formule ne tire pas réellement parti de la capacité plastique du profil.

$$\frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y, sd}}{M_{pl,y,Rd}} + \frac{M_{z, sd}}{M_{pl,z,Rd}} \leq 1 \quad \text{EC3 5.4.8.1(12)}$$

On remarquera qu'en plasticité, les capacités à l'effort normal et aux moments de flexion pris individuellement, se rattachent à la section considérée globalement et qu'il ne leur est donc pas associé de signe (sauf dans le cas où le changement de signe d'une sollicitation induirait un changement de classe de section). En conséquence, au numérateur des trois ratios constituant le critère de résistance, il y a lieu de faire figurer la valeur absolue de chacune des sollicitations appliquées.

Une formulation similaire peut aussi être adoptée pour les sections de classe 3, en prenant en compte au dénominateur des trois ratios, les résistances élastiques au lieu des résistances plastiques. Une difficulté apparaît pour les sections dissymétriques, dans la mesure où les modules minimaux de flexion peuvent alors être relatifs à des fibres différentes et/ou correspondre à des signes de contraintes opposés. Il convient alors d'utiliser le critère général de résistance, valable pour les sections de classe 3 comme pour celles de classe 4, et qui consiste à déterminer,

$n = \frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}}$			
section	flexion y	flexion z	flexion biaxiale $\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{Ny,Rd}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{Nz,Rd}}\right)^\beta \leq 1$
plats	$M_{Ny,Rd} = M_{pl,y,Rd}(1 - n^2)$	$M_{Nz,Rd} = M_{pl,z,Rd}(1 - n^2)$	$\alpha = \beta = 1,73 + 1,8 n^3$
sections avec des semelles $a = A_w/A^*$	$n \leq 0,5a$ ou $n \leq 0,25 \rightarrow M_{Ny,Rd} = M_{pl,y,Rd}$ non	$n \leq a$ ou $n \leq 0,25 \rightarrow M_{Nz,Rd} = M_{pl,z,Rd}$ non	
I ou H laminés ou P.R.S. à semelles égales	$M_{Ny,Rd} = M_{pl,y,Rd} \times \frac{1-n}{1-0,5a}$ avec $a \leq 0,5$	$M_{Nz,Rd} = M_{pl,z,Rd} \times \left[1 - \left(\frac{n-a}{1-a}\right)^2\right]$ avec $a \leq 0,5$	$\alpha = 2 \quad \beta = 5n \text{ et } \beta \geq 1$
** Tubes ou caissons rectangulaires	$M_{Ny,Rd} = M_{pl,y,Rd} \times \frac{1-n}{1-0,5a_w}$ avec $a_w \leq 0,5$	$M_{Nz,Rd} = M_{pl,z,Rd} \times \frac{1-n}{1-0,5a_f}$ avec $a_f \leq 0,5$	$\alpha = \beta = \frac{1,66}{1-1,13n^2} \leq 6$
sections creuses circulaires ($n > 0,15$)	$M_{Ny,Rd} = M_{pl,y,Rd} \times 1,04 \times (1 - n^{1,7})$	$M_{Nz,Rd} = M_{pl,z,Rd} \times 1,04 \times (1 - n^{1,7})$	$\alpha = \beta = 2$

* pour les sections avec semelles : $A_w = A - 2b_t$

** pour les sections rectangulaires : $a_w = (A - 2b_t)/A$ et $a_f = (A - 2h_t)/A$

Tableau 11-3 : Interactions moment-effort normal
(pour des sections sans trous de fixations)

suivant une distribution élastique, la contrainte longitudinale maximale provoquée par les sollicitations dans la section transversale. Cette contrainte maximale doit rester inférieure à la limite d'élasticité divisée par le facteur partiel de sécurité approprié :

$$\sigma_{x,Ed} \leq f/\gamma_{M0} \text{ pour les sections de classe 3}$$

EC3 5.4.8.2(1)

$$\sigma_{x,Ed} \leq f/\gamma_{M1} \text{ pour les sections de classe 4}$$

EC3 5.4.8.3(4)

Dans le cas des sections de classe 4, le calcul porte sur la section efficace résultant de la prise en compte simultanée des trois composantes de sollicitations.

Lorsque le centre de gravité de cette section efficace ne coïncide pas avec celui de la section complète, les moments additionnels, correspondant au produit de l'effort normal N_{sd} par les décalages du centre de gravité suivant les deux axes d'inertie principale, doivent être cumulés algébriquement aux moments sollicitants. Sous réserve que l'élément de structure concerné ne soit pas soumis aux instabilités de flambement et/ou de déversement, il est loisible de déterminer la section efficace en tenant compte du niveau de contrainte effectivement atteint dans chaque paroi sujette au voilement, suivant une procédure itérative.

EC3 5.3.5(8)

Pour ces mêmes sections de classe 4, à condition qu'elles ne comportent pas de perçages, il est possible d'utiliser un cumul de ratios similaire à ceux proposés pour les autres classes. Les caractéristiques efficaces doivent alors correspondre à la section soumise successivement à chacune des composantes de sollicitation considérée isolément et supposée générer une contrainte maximale égale à la limite d'élasticité. Seuls les décalages éventuels du centre de gravité provoqués par l'effort normal de compression sont à prendre en compte pour évaluer les moments additionnels autour des deux axes principaux d'inertie ; suivant le sens de ces décalages, les moments additionnels s'ajoutent ou se retranchent aux moments sollicitants.

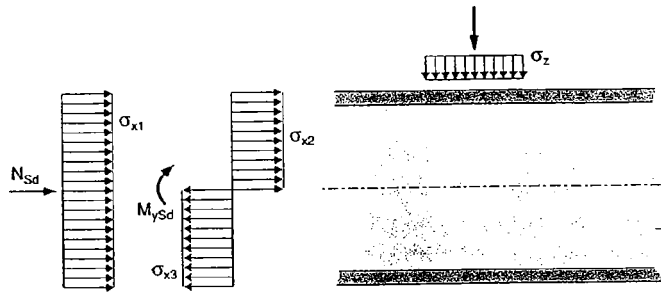
$$\frac{N_{sd}}{A_{eff} \cdot f_y / \gamma_{M1}} + \frac{M_{y, sd} + N_{sd} \cdot e_{Ny}}{W_{eff, y} \cdot f_y / \gamma_{M1}} + \frac{M_{z, sd} + N_{sd} \cdot e_{Nz}}{W_{eff, z} \cdot f_y / \gamma_{M1}} \leq 1$$

EC3 5.4.8.3(2)

Chaque module de flexion introduit dans ce critère correspond à la fibre la plus défavorisée de la section pour le moment de flexion considéré et comme précédemment, les sollicitations doivent être prises en compte avec leur valeur absolue. Ceci conduit assez fréquemment, comme pour les sections de classe 3, à un cumul exagérément défavorable, puisque le signe des différents effets des sollicitations est ignoré ; dans les cas critiques, il y a donc lieu de revenir au critère général précédemment décrit. On peut noter toutefois que l'utilisation des ratios a l'avantage de permettre la vérification de toutes les combinaisons de sollicitations rencontrées dans une section donnée avec des caractéristiques efficaces identiques puisqu'indépendantes de ces sollicitations.

XI. 6 — Effets des charges transversales sur les âmes de profils

Les âmes de profils sont fréquemment soumises localement à des contraintes normales orientées perpendiculairement aux contraintes longitudinales développées par le moment de flexion et l'effort normal (Fig. 11-14).



Combinaison d'un effort normal, d'un moment fléchissant et d'une charge transversale

Figure 11-14

Dans cette situation, il est prescrit de vérifier, en tout point de l'âme, le critère limite de Von Mises applicable aux états biaxiaux de contraintes :

$$\sqrt{\sigma_{x \cdot Ed}^2 + \sigma_{z \cdot Ed}^2 - \sigma_{x \cdot Ed} \cdot \sigma_{z \cdot Ed}} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{EC3 5.4.10(1)}$$

Cette expression ne prend pas en compte l'existence d'un effort tranchant éventuel. Il est admis de ne pas la modifier tant que celui-ci ne dépasse pas 50 % de la résistance plastique au cisaillement $V_{pl,Rd}$ du profil, suivant la tolérance déjà admise pour les interactions avec l'effort normal et le moment de flexion. Lorsque ce seuil est dépassé, comme précédemment, il convient de substituer à la limite d'élasticité f_y la valeur réduite $(1 - \rho) \cdot f_y$ avec :

$$\rho = (2 \cdot V_{Sd} / V_{pl,Rd} - 1)^2 \quad \text{EC3 5.4.10(3) et (4)}$$

Pour l'évaluation de la contrainte transversale, il est admis de supposer la charge correspondante comme répartie sur une longueur égale à la hauteur de l'âme ou à l'espacement des raidisseurs transversaux lorsqu'ils existent et sont espacés d'une valeur inférieure à la hauteur de l'âme.

Comme pour tous les autres critères de résistance en section, la formule fournie ne couvre pas les risques d'instabilité qui doivent donc faire l'objet d'autres vérifications. S'agissant des charges transversales appliquées aux âmes, ces risques sont :

- le voilement local dû à la concomitance des compressions longitudinale et transversale,
- l'enfoncement local, EC3 5.7.4
- le voilement local dû à la compression transversale.

EC3 5.7.5

Il est également nécessaire de vérifier la résistance locale de l'âme à l'écrasement, immédiatement sous l'impact de la charge transversale appliquée.

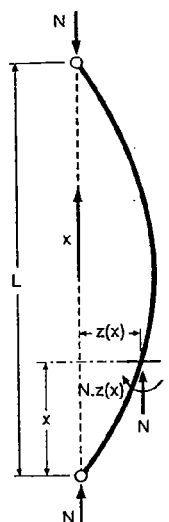
EC3 5.7.8

XII

Instabilités des barres

XII. 1 — Flambement en compression simple

XII. 1.1 — Charges critiques d'Euler



Équilibre
à l'état déformé
d'une barre idéale
comprimée

Figure 12-1

L'analyse théorique du phénomène du flambement des barres comprimées se fonde en tout premier lieu sur l'étude qu'en a faite Euler, à partir d'un modèle purement mathématique à la fois du comportement du matériau et de celui des barres. Les hypothèses de ce modèle sont les suivantes :

- le matériau est supposé parfaitement homogène et isotrope et l'on considère qu'il suit un comportement idéal indéfiniment linéaire élastique ;
- les barres, de section constante, sont supposées présenter une parfaite rectitude de leur ligne moyenne et être rigoureusement articulées à leurs extrémités ;
- les seules déformations prises en considération dans l'analyse sont des déformations planes de flexion des barres autour d'un axe principal d'inertie de leur section transversale.

Suivant ce modèle, l'analyse de l'équilibre d'une barre soumise à un effort extérieur de compression pure N , conduit à considérer que toute section d'abscisse x est soumise simultanément :

- à l'effort normal extérieur de compression appliqué à la barre,
- au moment de flexion égal au produit de ce même effort par l'amplitude de la déformation $z(x)$ au droit de cette section (Fig. 12-1).

Suivant la résistance des matériaux classique, le moment de flexion et la dérivée seconde de la déformation d'équilibre sont liés par la relation :

$$EI \cdot \frac{d^2 z(x)}{dx^2} + N \cdot z(x) = 0$$

où E est le module de déformation longitudinale du matériau, I est l'inertie de la section transversale pour le plan de flexion considéré.

Cette équation différentielle permet de trouver l'équation de la déformée d'équilibre sous la forme :

$$z(x) = A \cdot \sin \sqrt{\frac{N}{EI}} \cdot x + B \cdot \cos \sqrt{\frac{N}{EI}} \cdot x$$

A et B étant deux constantes à déterminer.

Les conditions aux limites de la barre permettent d'écrire qu'à chacune des extrémités (soit pour $x = 0$ et pour $x = L$), la déformation est nulle :

$$z(0) = B = 0$$

$$z(L) = A \cdot \sin \sqrt{\frac{N}{EI}} L = 0$$

Pour vérifier cette deuxième relation, l'un ou l'autre des termes du produit doit être nul. Soit c'est A et la déformation est identiquement nulle, c'est-à-dire que la barre reste parfaitement rectiligne et ne subit aucune flexion ; soit c'est le deuxième terme qui est nul et l'effort normal N doit alors vérifier :

$$\sqrt{\frac{N}{EI}} \cdot L = n \cdot \pi$$

$$N = n^2 \cdot \frac{\pi^2 \cdot EI}{L^2}$$

où n est un nombre entier quelconque.

Le résultat ainsi obtenu montre qu'une barre idéale biarticulée, soumise à un effort normal de compression pure, soit supporte cette charge, quelle que soit son intensité, sans subir aucune déformation latérale de flexion, soit, au contraire, présente des bifurcations d'équilibre sous forme de déformations latérales sinusoïdales non bornées (la constante A est indéfinie), pour une série de valeurs critiques de l'effort normal dont la plus faible est (Fig. 12-2) :

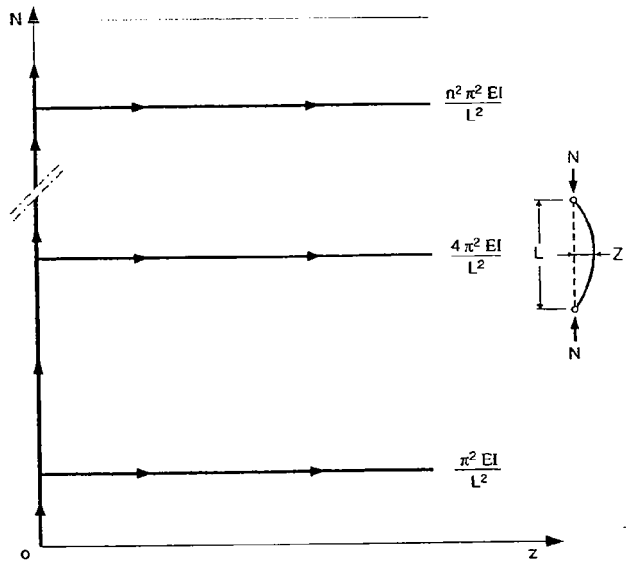
$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot EI}{L^2}$$

Restant dans le même cadre d'hypothèses, on peut analyser l'équilibre d'une barre idéale soumise à la fois à un effort normal de compression et à d'autres charges comme des couples d'extrémité ou des charges transversales réparties ou concentrées.

Un cas classique de ce type est constitué par une barre comprimée fléchie par deux couples d'extrémité égaux et opposés d'intensité M_0 (Fig. 12-3).

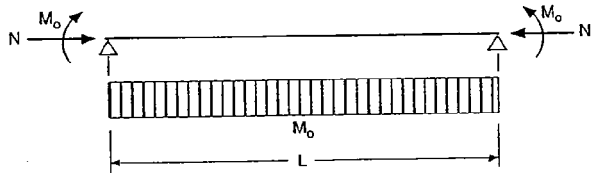
L'équation différentielle d'équilibre devient :

$$EI \cdot \frac{d^2 z(x)}{dx^2} + N \cdot z(x) = M_0$$



Bifurcations d'équilibre

Figure 12-2



Barre idéale comprimée soumise à un moment constant

Figure 12-3

et la solution s'écrit sous la forme :

$$z(x) = A \cdot \sin \sqrt{\frac{N}{EI}} \cdot x + B \cdot \cos \sqrt{\frac{N}{EI}} \cdot x + C$$

Les conditions aux limites propres à la barre biarticulée permettent d'aboutir à l'expression finale de la déformée :

$$z(x) = \frac{M_0}{N} \cdot \left(1 - \operatorname{tgu} \cdot \sin \frac{2u}{L} \cdot x - \cos \frac{2u}{L} \cdot x \right)$$

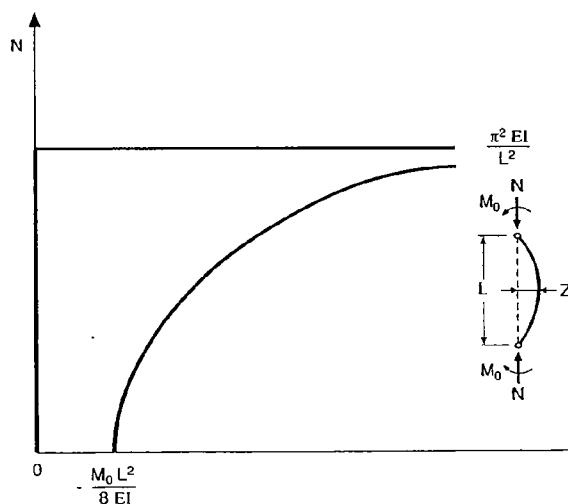
$$\text{avec : } u = \sqrt{\frac{N}{EI}} \cdot \frac{L}{2}$$

Au milieu de la barre, la flèche transversale et le moment de flexion s'écrivent :

$$z\left(\frac{L}{2}\right) = -\frac{M_0 L^2}{8EI} \cdot \frac{2(1 - \cos u)}{u^2 \cos u}$$

$$M\left(\frac{L}{2}\right) = M_0 \cdot \frac{1}{\cos u}$$

La première expression fait apparaître que la flèche due au moment seul, $-M_0 L^2/(8EI)$, est amplifiée par un facteur fonction de u , c'est-à-dire de N , EI et L . Cette amplification devient infinie quand u tend vers $\pi/2$: on retrouve ainsi un phénomène d'instabilité qui se produit précisément pour un effort normal égal à la première charge critique d'Euler. Dans la mesure où la flexion impose une déformation transversale dès l'origine, on observe, lors de la croissance de l'effort normal, une divergence d'équilibre et non plus une bifurcation (Fig. 12-4).



Divergence d'équilibre

Figure 12-4

Ce résultat peut être généralisé à n'importe quel chargement de la barre par des couples d'extrémité et des charges transversales : l'effort normal critique d'Euler ne dépend que de la rigidité de la barre et non de son chargement.

L'expression du moment d'équilibre à mi-travée de la barre comprimée soumise à deux couples d'extrémité égaux et opposés fait aussi apparaître que la présence de l'effort normal se traduit par une amplification des moments de flexion générés

par le chargement de la barre. Pour chaque type de chargement, il est possible d'établir l'expression théorique du coefficient d'amplification correspondant au rapport entre le moment maximum le long de la barre à l'équilibre tenant compte de l'effort normal et le moment maximum le long de la barre en l'absence de cet effort normal. Le tableau 12-1 présente ce type de résultat pour les cas les plus courants.

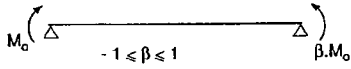
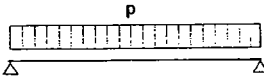
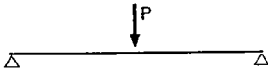
Chargement	Coefficient
	$\frac{\sqrt{1 + \beta^2 - 2\beta \cos 2u}}{\sin 2u} \text{ ou } 1$
	$\frac{2(1 - \cos u)}{u^2 \cos u}$
	$\frac{\operatorname{tg} u}{u}$

Tableau 12-1

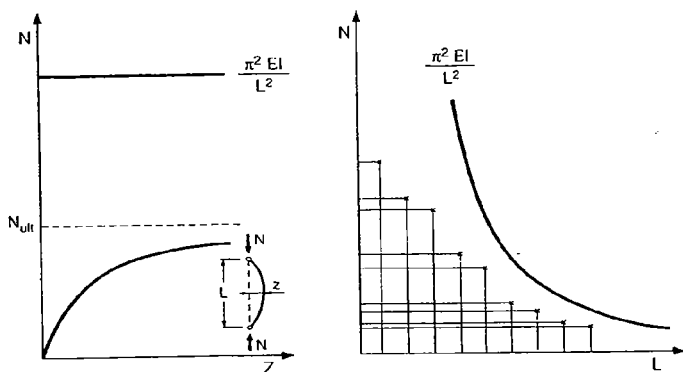
Le cas du diagramme de moment constant le long de la barre est généralement utilisé comme référence dans la mesure où il donne lieu, pour un effort normal donné, à l'amplification maximale.

XII. 1.2 — Comportement des barres réelles

Modélisation générale des imperfections

L'observation expérimentale du comportement réel des barres biarticulées soumise à compression simple n'apporte qu'une confirmation très imparfaite de la prévision fondée sur le modèle d'Euler. Quelle que soit la rectitude initiale de la barre, on constate en effet qu'une déformation latérale se manifeste dès le début du chargement et s'amplifie à mesure que la compression augmente. De plus, la ruine, qui correspond donc à une divergence plutôt qu'à une bifurcation d'équilibre, s'observe pour des efforts normaux plus ou moins éloignés de la valeur critique théorique et, en tout cas, systématiquement inférieurs (Fig. 12-5).

L'explication de ces discordances réside bien entendu dans les écarts importants qui existent entre la réalité et les hypothèses adoptées dans le modèle d'Euler.



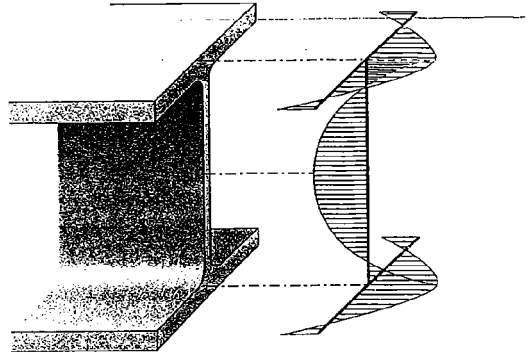
Flambement d'une barre réelle

Figure 12-5

En tout premier lieu, il faut citer l'existence d'une limite d'élasticité pour le matériau : en tout état de cause, l'effort normal de compression ne pourra dépasser le produit $A \cdot f_y$, qui peut être très inférieur à la charge critique d'Euler.

De plus, cette limite du comportement élastique du matériau intervient de manière locale bien avant que l'effort normal de plastification complète de la section soit atteint. En effet, tous les modes d'élaboration des produits en acier se traduisent par l'apparition de contraintes internes auto-équilibrées dans les sections transversales (Fig. 12-6). Ces contraintes internes, d'origine mécanique et thermique, peuvent dépasser la moitié de la limite d'élasticité. Si elles n'entament pas de façon significative la résistance intrinsèque des sections transversales, en revanche, elles influent sur l'évolution de la rigidité des barres au cours de leur chargement, en provoquant des plastifications locales prématurées. Il est donc inévitable que ces réductions de rigidité se traduisent par une dégradation de la charge de ruine au flambement.

D'autres imperfections présentées par les barres réelles influent également sur leur comportement en compression. Ni l'homogénéité du matériau du point de vue de son comportement mécanique, ni la rectitude géométrique des barres ne peuvent être parfaites. Ces paramètres, eux aussi directement gouvernés par les conditions de fabrication, engendrent des flexions parasites imprévues par le modèle d'Euler qui se traduisent par une amplification supplémentaire des déformations latérales.



**Contraintes internes auto-équilibrées
dans une barre laminée à chaud**

Figure 12-6

La prévision correcte du comportement des barres réelles passe donc obligatoirement par une évaluation chiffrée des différentes imperfections qu'elles présentent par rapport au modèle théorique idéal. Depuis plusieurs dizaines d'années, il est apparu que la meilleure approche, pour ce faire, consiste à représenter l'ensemble de ces imperfections, quelle que soit leur nature, par une courbure initiale des barres, dont l'amplitude soit représentative des défauts engendrés par les conditions réelles de fabrication.

On considère donc une barre idéale présentant une déformation initiale et, suivant une approche classique, on suppose que cette déformation est sinusoidale, c'est-à-dire affine de la déformée théorique de flambement :

$$z_0(x) = e_0 \cdot \sin \frac{\pi x}{L}$$

en désignant par e_0 l'amplitude à mi-longueur. L'équation différentielle d'équilibre s'écrit en fonction de l'effort normal N appliqué :

$$EI \cdot \frac{d^2 z(x)}{dx^2} + N \cdot [z(x) + z_0(x)] = 0$$

et admet une solution de la forme :

$$z(x) = A \cdot \sin \frac{\pi x}{L}$$

où la constante A doit vérifier :

$$-\frac{\pi^2 \cdot EI}{L^2} \cdot A \cdot \sin \frac{\pi x}{L} + N \cdot (A + e_0) \cdot \sin \frac{\pi x}{L} = 0$$

Soit, en introduisant N_{cr} l'effort normal critique d'Euler :

$$A = \frac{N}{N_{cr} - N} \cdot e_0$$

La flèche totale à mi-longueur, $z(L/2) + z_0(L/2)$, a donc pour expression :

$$e_0 \cdot \frac{N_{cr}}{N_{cr} - N}$$

et correspond par conséquent à la courbure initiale amplifiée par le facteur :

$$1/(1 - N/N_{cr})$$

Restant dans l'hypothèse d'un comportement purement élastique du matériau, la condition de stabilité de la barre équivaut à la résistance en flexion composée de la section la plus sollicitée et peut donc s'exprimer sous la forme classique d'une limitation de la contrainte maximale à mi-longueur. Celle-ci est simplement le cumul de la contrainte de compression pure et de la contrainte maximale de flexion élastique provoquée par le moment correspondant au produit de l'effort normal par l'excentricité d'équilibre à mi-longueur de la barre. Un effort N de compression pure est donc supportable par la barre s'il satisfait l'inégalité :

$$\frac{N}{A} + N \cdot e_0 \cdot \frac{N_{cr}}{N_{cr} - N} \cdot \frac{1}{W_{el}} \leq f_y$$

Appelant χ le rapport entre l'effort normal de ruine par flambement et l'effort normal de ruine en section, on peut donc écrire la relation :

$$\chi + \chi \cdot \frac{1}{1 - \chi} \cdot \frac{A \cdot e_0}{\frac{Af_y}{N_{cr}}} = 1 \text{ avec } \chi = N/Af_y$$

Il est commode pour la suite des calculs, d'opérer un changement de variable en définissant :

$$\eta = \frac{A \cdot e_0}{\frac{Af_y}{N_{cr}}}$$

Par ailleurs, le rapport de l'effort normal plastique à l'effort normal critique, Af_y/N_{cr} , peut s'écrire en fonction de l'élancement de la barre $\lambda = L/i$ où i est le rayon de giration dans la direction de flambement :

$$\frac{Af_y}{N_{cr}} = \lambda^2 \cdot \frac{f_y}{\pi^2 E}$$

Traditionnellement, l'élancement λ est effectivement la variable utilisée pour l'étude des problèmes de flambement.

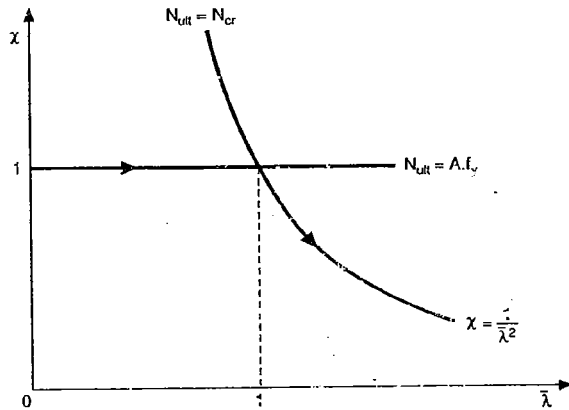
Cependant, l'expression qui vient d'être obtenue pour le rapport Af_y / N_{cr} incite à définir un élancement réduit obtenu en rapportant la valeur traditionnelle λ à l'élancement :

$$\lambda_1 = \sqrt{\frac{\pi^2 E}{f_y}}$$

Cette valeur λ_1 correspond à l'élancement d'une barre dont l'effort normal critique se confond avec l'effort normal plastique. Finalement, on utilisera donc la variable :

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr}}}$$

Par rapport à l'élancement usuel, l'élancement réduit a l'avantage d'intégrer directement la limite d'élasticité du matériau dans la variable d'intérêt pour le flambement. Un élancement réduit égal à l'unité correspond, dans le plan $(\bar{\lambda}, \chi)$, à l'intersection de la droite $\chi=1$, traduisant la limite de plastification de la barre, et de la courbe d'Euler $\chi = 1/\bar{\lambda}^2$; pour une barre idéale, cet élancement réduit égal à l'unité constitue la limite au-delà de laquelle l'instabilité prend le pas sur la plastification pure dans le mode de ruine en compression (Fig. 12-7).



Plastification et flambement d'une barre idéale en fonction de son élancement réduit

Figure 12-7

Numériquement, on peut noter les relations suivantes entre élancement réduit et élancement classique :

$$\bar{\lambda} = \lambda / (93,9) \text{ pour l'acier S235}$$

$$\bar{\lambda} = \lambda / (76,4) \text{ pour l'acier S355}$$

L'équation de la limite de stabilité s'écrit finalement en fonction de η et de $\bar{\lambda}$:

$$(1 - \chi) \cdot (1 - \chi \cdot \bar{\lambda}^2) = \chi \cdot \eta$$

En développant, on obtient une équation du second degré en χ :

$$\bar{\lambda}^2 \cdot \chi^2 - (1 + \eta + \bar{\lambda}^2) \cdot \chi + 1 = 0$$

Posant :

$$\phi = \frac{1}{2} \cdot (1 + \eta + \bar{\lambda}^2)$$

La solution est donc :

$$\chi = \frac{\phi - \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}}{\bar{\lambda}^2} = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}}$$

Le rapport χ , qui représente la perte de capacité en compression de la barre par flambement, s'exprime donc assez simplement en fonction de la charge critique d'Euler de la barre et de l'amplitude de sa déformée initiale.

Les différentes méthodes actuellement disponibles pour justifier la stabilité des barres comprimées sont toutes fondées sur cette approche et se différencient essentiellement par le mode d'évaluation de la flèche représentative des imperfections et par l'extension éventuelle du critère de résistance dans le domaine plastique.

Il faut souligner que la flèche représentative des imperfections des barres n'est qu'une convention commode de calcul et que la valeur de cette flèche présente un caractère aléatoire. Elle ne peut donc être codifiée qu'à partir de l'analyse statistique de résultats expérimentaux.

Méthode de Dutheil

Cette méthode constitue le fondement de toutes les formules de stabilité des barres comprimées prescrites par les Règles CM 66. Sur la base des résultats expérimentaux disponibles à l'époque de la rédaction de ces règles, Dutheil a proposé l'expression suivante pour l'amplitude de la flèche représentative des imperfections des barres :

$$e_0 = 0,3 \cdot \frac{W_{el}}{A} \cdot \bar{\lambda}^2$$

Il vient ainsi :

$$\eta = 0,3 \cdot \bar{\lambda}^2$$

$$\phi = \frac{1}{2} \cdot (1 + 1,3 \cdot \bar{\lambda}^2)$$

$$\chi = \frac{1}{(0,5 + 0,65 \cdot \bar{\lambda}^2) + \sqrt{(0,5 + 0,65 \cdot \bar{\lambda}^2)^2 - \bar{\lambda}^2}}$$

Étant fondées sur un comportement purement élastique du matériau, les Règles CM 66 fournissent des critères de stabilité exprimés non pas en efforts capables mais en contraintes, tout comme les critères de résistance. Pour vérifier la stabilité au flambement, la contrainte de compression pure, avant d'être comparée à la limite d'élasticité, doit donc être amplifiée par un coefficient k , inverse du coefficient χ qui vient d'être déterminé. Au dénominateur de l'expression de χ , il suffit bien de remplacer le rapport $\bar{\lambda}^2$ de l'effort normal plastique à l'effort normal critique par celui, équivalent, de la limite d'élasticité à la contrainte critique, pour retrouver littéralement la formulation de k , telle qu'elle figure dans les Règles CM 66. La vérification de la stabilité au flambement d'une pièce soumise à la compression simple est ainsi :

$$k \cdot \sigma \leq f_y \quad \text{avec } k = 1/\chi$$

D'après l'expression du coefficient χ , on peut noter que le choix effectué pour la valeur de η entraîne d'une part que l'effet des imperfections réduit la capacité en compression des barres dès l'origine des élancements et d'autre part que, dans le domaine des très grands élancements, ces imperfections conservent une certaine incidence puisque la valeur de χ tend vers $1/1,3 \cdot \bar{\lambda}^2$ et non vers $1/\bar{\lambda}^2$ qui correspondrait à la prévision d'Euler.

La méthode de Dutheil ne fournit pas seulement l'état limite ultime de stabilité d'une barre comprimée mais permet aussi la détermination du niveau de contrainte atteint dans cette barre lorsqu'elle se trouve soumise à un effort normal de compression inférieure à sa charge de ruine par flambement. Partant de l'hypothèse que les défauts de rectitude d'origine des barres réelles sont négligeables et que l'essentiel de leurs imperfections initiales provient des contraintes internes, Dutheil a proposé une expression de la flèche latérale qui apparaît au fur et à mesure du chargement en compression simple :

$$f = a \cdot \frac{\sigma}{\sigma_{cr}} \cdot \frac{W_{el}}{A} \cdot \frac{1}{1 - (1+b) \cdot \frac{\sigma}{\sigma_{cr}}}$$

Dans cette formule a et b sont deux paramètres propres à la barre et σ_{cr} la contrainte de compression simple correspondant à l'effort normal critique d'Euler.

Toujours sur la base des résultats expérimentaux disponibles, il a retenu pour ces deux paramètres une valeur commune de 0,3. Lorsqu'elle est déchargée, la barre présente une déformation résiduelle qui témoigne des plastifications intervenues. Si une nouvelle compression lui est appliquée, la flèche latérale repart de cette flèche résiduelle et s'amplifie dans les mêmes conditions que pour une barre idéale jusqu'à retrouver sa valeur maximale précédente ; elle suit ensuite à nouveau l'évolution définie par la formule initiale (Fig. 12-8).

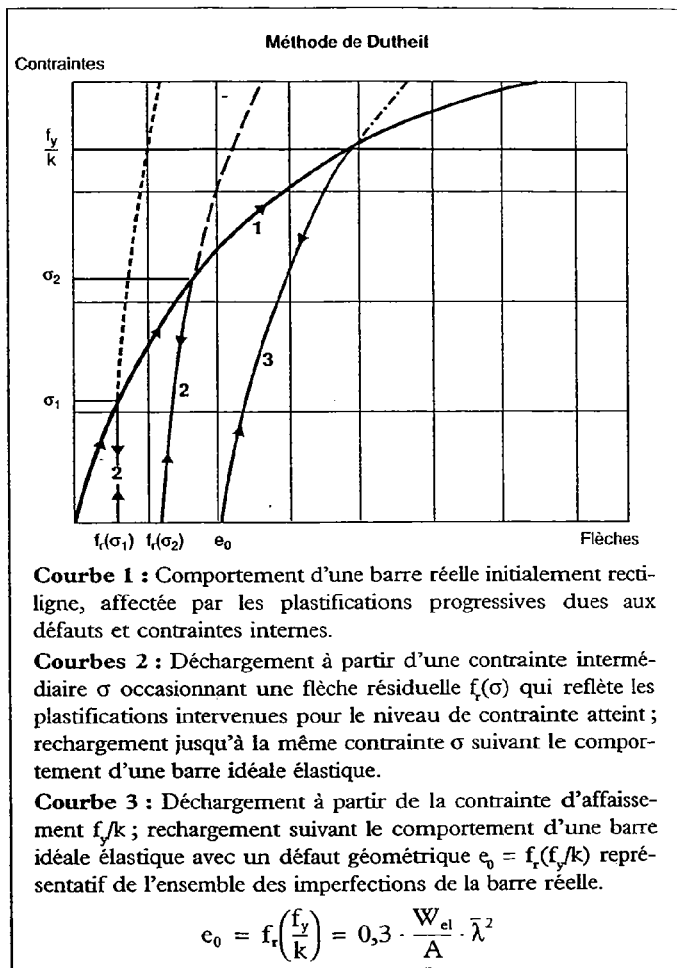


Figure 12-8

On voit donc, suivant cette approche, que l'état de contrainte dans une barre comprimée dépend de l'historique des chargements qu'elle a subis. Pour un niveau de compression donné, supposé être supérieur à tous les chargements antérieurement subis par la barre, il revient au même soit de considérer l'évolution de la flèche transversale définie par Dutheil pour les barres initialement rectilignes, soit de considérer une barre idéale avec une flèche initiale prise égale à la flèche résiduelle occasionnée par la compression du niveau envisagé.

La flèche e_0 prise en compte pour le calcul du coefficient k n'est autre que la flèche résiduelle maximale possible de la barre, celle qui serait obtenue après son chargement jusqu'à la valeur de ruine de l'effort de compression.

Courbes européennes de flambement

L'Eurocode 3, comme avant lui l'Additif 80, exploitent, pour énoncer leurs formules de stabilité des barres simplement comprimées, les recherches expérimentales sur les charges de ruine par flambement des barres réelles menées par les différents pays européens pendant plus d'une dizaine d'années. Le report de plus de mille résultats d'essais dans un diagramme (λ, χ) fait apparaître différentes caractéristiques du comportement des barres réelles :

- pour les faibles valeurs de l'élancement réduit, l'instabilité n'a pratiquement pas d'incidence et on peut même trouver, pour les profils les plus compacts des valeurs de χ supérieures à 1 qui s'expliquent par l'écrouissage de l'acier,
- pour les grandes valeurs de l'élancement réduit au contraire, la charge de ruine est proche de la prévision d'Euler, quel que soit le type de profil et de section, traduisant un comportement essentiellement élastique,
- pour un large domaine de valeurs intermédiaires de l'élancement réduit, celles les plus couramment rencontrées, et singulièrement au voisinage de la valeur 1 de ce paramètre, l'influence de l'instabilité est significative et les charges de ruine présentent une très forte dispersion mais sont, dans tous les cas, sensiblement inférieures aux charges critiques d'Euler, traduisant un comportement typiquement élasto-plastique conditionné par les imperfections.

L'analyse de ces résultats a donc conduit la Convention européenne de la Construction métallique (CECM) à établir des valeurs tabulées du coefficient χ en fonction de l'élancement réduit, et, compte tenu de la dispersion présentée par les résultats, d'opérer une distinction entre différentes familles de profils et même entre leurs directions de flambement. Il est clair en effet que les imperfections, qui sont à l'origine du compor-

tement élasto-plastique des barres réelles, sont largement conditionnées par le processus de fabrication de ces barres et que, pour les profils en I ou en H, leur incidence sur la charge de ruine n'est pas identique suivant que le flambement s'effectue dans l'une ou l'autre des directions principales de la section. Il a donc été établi, d'abord trois, puis finalement cinq tableaux différents de valeurs du coefficient χ , correspondant à une gradation des imperfections présentées par les barres réelles.

Cependant, l'utilisation pratique et codifiée de ces résultats ne pouvait réellement passer par de tels tableaux de valeurs ou par leur traduction graphique sous forme de courbes. Il a donc fallu trouver une représentation analytique des courbes de flambement et un moyen naturel et logique pour arriver à ce résultat était de reprendre l'idée d'un défaut représentatif des imperfections, déjà exploitée dans la méthode de Dutheil. Il s'est ainsi avéré que l'on pouvait retrouver fidèlement les résultats expérimentaux en adoptant un défaut à mi-longueur mis sous la forme :

$$e_0 = \frac{W_{el}}{A} \cdot \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2)$$

où α est le paramètre unique de différenciation des courbes, dit facteur d'imperfection. Le choix de cette forme permet en effet :

- de prendre en compte un « plateau » où l'instabilité n'influe pas sur la résistance, jusqu'à concurrence d'un élancement réduit égal à 0,2 ;
- de faire tendre toutes les courbes vers la courbe d'Euler, c'est-à-dire vers un comportement de pure instabilité élastique, dans le domaine des très grands élancements.

L'expression du coefficient χ de flambement est donc établie avec :

$$\eta = \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2)$$

et donc :

$$\phi = \frac{1}{2} \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$$

Les cinq courbes expérimentales de flambement sont correctement retrouvées en adoptant les valeurs du tableau 12-2 pour le facteur α d'imperfection.

courbe	α_0	a	b	c	d
facteur α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

Tableau 12-2

La figure 12-9 fournit la représentation graphique de ces cinq courbes, confrontée avec la courbe d'Euler. Le tableau 12-3 précise l'affectation des courbes aux différents types de sections, en fonction de leur axe de flambement

Les courbes de flambement font clairement apparaître qu'entre le domaine des élancements négligeables où l'état limite ultime correspond à la résistance de la section droite et le domaine des grands élancements où le comportement est très proche de la prévision d'Euler, existe une plage importante d'élancements, ceux le plus couramment rencontrés en pratique, où la ruine est largement conditionnée par les imperfections, lesquelles donnent lieu à un comportement élasto-plastique.

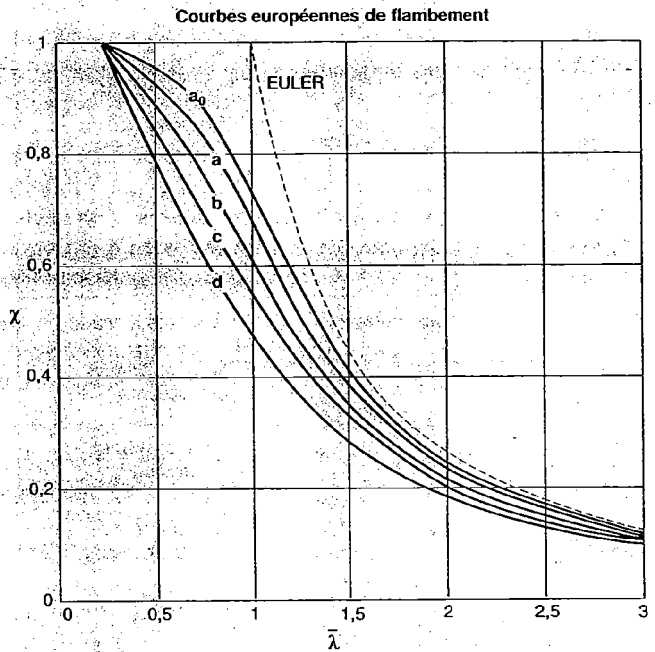


Figure 12-9

La vérification de la stabilité d'une barre soumise à compression simple peut ainsi s'écrire dans l'Eurocode 3 :

$$N_{sd} \leq \chi \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1}$$

(Ce même critère s'écrit $k_0 \cdot N_{sd} / A \cdot f_y \leq 1$ dans l'Additif 80 avec k_0 strictement égal à l'inverse de χ et en ne retenant que les trois courbes de flambement a, b et c.)

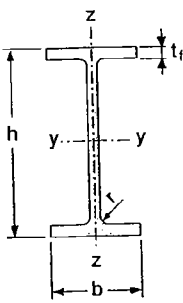
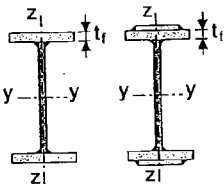
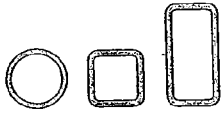
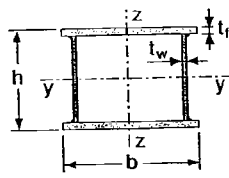
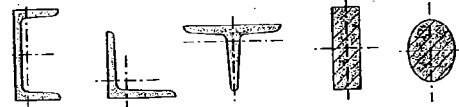
Choix de la courbe de flambement correspondant à une section			
Type de section	Limites	Axe de flambement	Courbe de flambement
Sections en I laminées 	$h/b > 1,2 :$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	a b
	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$h/b \leq 1,2 :$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$ $t_f > 100 \text{ mm}$	y - y z - z y - y z - z	b c d d
Sections en I soudées 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$t_f > 40 \text{ mm}$	y - y z - z	c d
Sections creuses 	laminées à chaud	quel qu'il soit	a
	formées à froid en utilisant t_{yb}	quel qu'il soit	b
	formées à froid en utilisant t_{ya}	quel qu'il soit	c
Caissons soudés 	D'une manière générale (sauf ci-dessous)	quel qu'il soit	b
	Soudures épaisses et $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$	y - y z - z	c c
Sections en U, L, T et sections pleines 		quel qu'il soit	c

Tableau 12-3

XII. 2 — Compression et flexion dans le plan de flambement

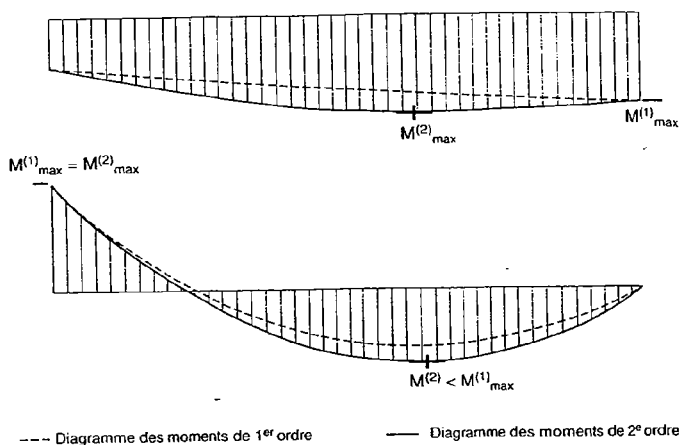
De manière très fréquente dans les ossatures métalliques, la compression des barres s'accompagne de moments de flexion dus soit à des couples d'extrémité développés par des liaisons hyperstatiques avec d'autres barres soit à des charges transversales soit à une combinaison de ces deux possibilités. La prise en compte de l'interaction des deux sollicitations sur la stabilité des barres est donc essentielle.

Le cumul à l'effort normal de compression d'un diagramme de moments de flexion quelconque le long de la barre ne modifie pas fondamentalement le principe de la justification de la stabilité puisque celle-ci est d'ores et déjà fondée sur un comportement en flexion composée. De plus, il a été montré, au plan théorique, que l'effort normal critique d'une barre idéale n'est pas modifié par l'existence de moments de flexion et que ceux-ci subissent des amplifications fonction de ce même effort normal critique et de la compression appliquée. On peut donc reprendre l'équation de stabilité de la barre simplement comprimée et y ajouter un troisième terme correspondant à la contrainte générée par le moment maximum de flexion amplifié par le coefficient k_f approprié :

$$\frac{N}{A} + N \cdot e_0 \cdot \frac{N_{cr}}{N_{cr} - N} \cdot \frac{1}{W_{el}} + M_{max} \cdot k_f \cdot \frac{1}{W_{el}} \leq f_y$$

Cette expression, établie dans l'hypothèse d'un comportement purement élastique, recèle néanmoins une difficulté importante: la localisation de la section la plus sollicitée le long de la barre. Dans un certain nombre de cas simples où les moments maximum de premier et de second ordre se situent sans ambiguïté au milieu de la barre biarticulée, les effets maximum de la compression et ceux du moment de flexion affectent bien la même section transversale, à mi-longueur de la barre : on peut citer le cas du moment constant le long de la barre ou tous les cas de diagrammes symétriques exclusivement dus à des charges transversales. En revanche, dans les configurations quelconques, en particulier lorsque le moment de flexion change de signe le long de la barre par l'effet de couples d'extrémité, la solution rigoureuse du problème passe par la recherche du maximum du cumul le long de la barre de la flexion de second ordre générée par la compression en présence du défaut de rectitude de la barre et du moment de flexion amplifié par l'existence de la compression (Fig. 12-10).

Sur le plan pratique, les codes sont amenés à ne fournir que des réponses approchées et partielles à ce problème.



Influence de la forme du diagramme de moments de 1^{er} ordre sur la localisation du moment maximum de 2^e ordre

Figure 12-10

Méthode de Dutheil

Une simplification est tout d'abord apportée à l'expression des coefficients théoriques d'amplification des moments de flexion par la présence de la compression. Dutheil a montré que ces coefficients pouvaient systématiquement s'écrire, avec une bonne approximation, sous la forme :

$$\frac{N_{cr} + \alpha \cdot N}{N_{cr} - N} = \frac{\mu + \alpha}{\mu - 1}$$

$$\text{où } \mu = \frac{N_{cr}}{N}$$

Les valeurs de α sont précisées au tableau 12-4 en regard des coefficients théoriques exacts. Il faut noter que ces valeurs ne concernent strictement que des cas simples où le moment conserve toujours le même signe le long de la barre et où le diagramme est symétrique avec un moment maximum à mi-travée.

Dans ces mêmes hypothèses, la sollicitation maximale au second ordre affecte la section à mi-longueur de la barre et la condition limite de stabilité en élasticité correspond à l'atteinte

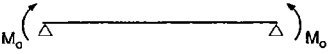
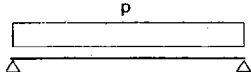
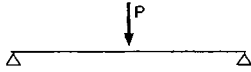
Chargement	Coefficient exact	α
	$\frac{1}{\cos u}$	0,25
	$\frac{2(1 - \cos u)}{u^2 \cos u}$	0,03
	$\frac{\lg u}{u}$	- 0,18

Tableau 12.4

de la limite d'élasticité sur la fibre la plus défavorisée de cette section, sous le cumul des trois composantes de sollicitation :

- l'effort normal de compression simple appliqué à la barre ;
- le moment de flexion de second ordre égal au produit de ce même effort normal par la flèche latérale représentative des imperfections, amplifiée par le facteur classique $N_{cr}/(N_{cr} - N)$;
- le moment de flexion dû aux charges extérieures appliquées à la barre et amplifié par le coefficient k_f approprié au diagramme de moments régnant le long de la barre.

$$\frac{N}{A} + N \cdot e_0 \cdot \frac{N_{cr}}{N_{cr} - N} \cdot \frac{1}{W_{el}} + M \cdot \frac{N_{cr} + \alpha \cdot N}{N_{cr} - N} \cdot \frac{1}{W_{el}} = f_y$$

On peut introduire dans cette équation la valeur préconisée par Dutheil pour le défaut de forme e_0 et arranger l'expression obtenue :

$$e_0 = 0,3 \cdot \frac{W_{el}}{A} \cdot \bar{\lambda}^2 = 0,3 \cdot \frac{W_{el}}{A} \cdot \frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}$$

$$\frac{N}{A \cdot f_y} + \frac{N}{A \cdot f_y} \cdot 0,3 \cdot \frac{A \cdot f_y}{N_{cr}} \cdot \frac{N_{cr}}{N_{cr} - N} + \frac{M}{W_{el} \cdot f_y} \cdot \frac{N_{cr} + \alpha \cdot N}{N_{cr} - N} = 1$$

$$\frac{N}{A \cdot f_y} \cdot (N_{cr} - N) + \frac{M}{W_{el} \cdot f_y} \cdot (N_{cr} + \alpha \cdot N) = (N_{cr} - N) - N \cdot 0,3$$

$$\frac{N}{A \cdot f_y} \cdot \frac{N_{cr} - N}{N_{cr} - 1,3 \cdot N} + \frac{M}{W_{el} \cdot f_y} \cdot \frac{N_{cr} + \alpha \cdot N}{N_{cr} - 1,3 \cdot N} = 1$$

On obtient finalement, en faisant intervenir $\mu = N_{cr}/N$:

$$\frac{N}{A \cdot f_y} \cdot \frac{\mu - 1}{\mu - 1,3} + \frac{M}{W_{el} \cdot f_y} \cdot \frac{\mu + \alpha}{\mu - 1,3} = 1$$

Sous cette forme, le critère limite de stabilité apparaît comme le cumul :

- du ratio d'effort normal amplifié par le coefficient

$$k_1 = (\mu-1)/(\mu-1,3)$$

- et du ratio propre au moment de flexion amplifié par le coefficient

$$k_f = (\mu+\alpha)/(\mu-1,3)$$

Les Règles CM 66 adoptent une notation en contraintes qui conduit à vérifier la stabilité de la barre par l'inéquation :

$$k_1 \cdot \sigma + k_f \cdot \sigma_f \leq f_y$$

Il est important de noter que le coefficient k_f intervenant dans cette expression ne correspond plus au coefficient théorique d'amplification des moments de flexion défini initialement : par le biais de l'aménagement apporté à la condition limite de stabilité, celui-ci a été aggravé par une partie des effets des imperfections, le dénominateur devenant $(\mu-1,3)$ au lieu de $(\mu-1)$.

La formule de stabilité obtenue n'est strictement adéquate que dans les cas simples déjà mentionnés où les maximums des différents effets se produisent dans la section transversale à mi-longueur de la barre. Les Règles CM 66 ne traitent pas en détail les autres configurations mais on peut remarquer que, dans tous les cas, on dispose d'une formule enveloppe en introduisant la valeur maximale de la contrainte de flexion, ce que préconisent explicitement les règles, et en adoptant la valeur la plus pénalisante de α , soit 0,25 correspondant au moment constant. Cette dernière valeur est notamment spécifiée pour tous les cas de moments variant linéairement.

Si l'on revient à la stabilité en compression simple à partir de l'expression trouvée pour la combinaison compression-flexion dans le plan de flambement, on obtient, en annulant la contrainte de flexion :

$$k_1 \cdot \sigma \leq f_y$$

au lieu de $k \cdot \sigma \leq f_y$ établi précédemment. Le coefficient k_1 , qui se substitue donc au coefficient k , correspond à la flèche latérale définie par Duthéil pour une barre réelle initialement rectiligne soumise à une contrainte de compression simple égale à σ :

$$f = a \cdot \frac{\sigma}{\sigma_{cr}} \cdot \frac{W_{ef}}{A} \cdot \frac{1}{1 - (1+b) \cdot \frac{\sigma}{\sigma_{cr}}} \quad \text{avec } a = b = 0,3.$$

La contrainte maximale subie à mi-longueur par la barre biarticulée présentant cette flèche latérale est en effet :

$$\begin{aligned} & \frac{N}{A} + N \cdot 0,3 \cdot \frac{1}{\mu} \cdot \frac{W_{el}}{A} \cdot \frac{1}{1 - 1,3/\mu} \cdot \frac{1}{W_{el}} \\ & \frac{N}{A} \cdot \left(1 + \frac{0,3}{\mu - 1,3} \right) \\ & \frac{N}{A} \cdot \frac{\mu - 1}{\mu - 1,3} \end{aligned}$$

ce qui correspond bien à $k_1 \cdot \sigma$. Cette expression de la contrainte de compression simple amplifiée par le flambement n'a d'intérêt que dans la mesure où la barre doit équilibrer d'autres sollicitations, comme les moments de flexion, car la valeur k_1 ne reste inférieure à k que dans la mesure où l'effort normal de compression reste inférieur à la charge de ruine par flambement en compression simple. Il y a précisément égalité entre les deux coefficients lorsque cette charge de ruine est atteinte.

Formulation de l'Additif 80

La mise au point de règles françaises de calcul adaptées au comportement plastique de l'acier a aussi été l'occasion de modifier, par rapport aux Règles CM 66, l'approche de la stabilité des barres comprimées et fléchies dans leur plan de flambement. Le point de départ de la formulation adoptée dans l'Additif 80 sur ce sujet est relatif au comportement d'une barre biarticulée comprimée et soumise à un moment de flexion M_0 constant sur sa longueur, résultant de l'application de couples d'extrémité égaux en intensité et de signes opposés. En élasticité, le calcul rigoureux de l'état d'équilibre au second ordre permet de déterminer la contrainte maximale, qui apparaît sur la fibre la plus défavorisée de la section transversale à mi-longueur, et d'écrire la condition de stabilité sous la forme :

$$\frac{N}{A} + N \cdot e_0 \cdot \frac{N_{cr}}{N_{cr} - N} \cdot \frac{1}{W_{el}} + M_0 \cdot \frac{1}{\cos\left(\sqrt{\frac{N}{EI}} \cdot \frac{L}{2}\right)} \cdot \frac{1}{W_{el}} \leq f_y$$

Compte tenu des résultats obtenus pour la stabilité en compression simple, on peut, en sécurité, regrouper les deux premiers termes de cette condition, en faisant apparaître le coefficient de flambement k_0 :

$$k_0 \cdot \frac{N}{A f_y} + \frac{k_{f0} \cdot M_0}{W_{el} f_y} \leq 1$$

en appelant k_0 le coefficient d'amplification, par l'effort normal de compression, du moment de flexion à mi-longueur dans le cas particulier du diagramme de moment constant sur la longueur de la barre. Ce coefficient, correspondant à l'amplification maximale, est choisi comme référence pour généraliser la formule obtenue. Pour les cas quelconques de charges transversales ou de couples d'extrémité, le coefficient théorique k_f correspondant au rapport entre le moment maximum le long de la barre à l'équilibre tenant compte de l'effort normal et le moment maximum le long de la barre en l'absence de cet effort normal est mis sous la forme :

$$k_f = C_m \cdot k_0$$

En dernier lieu, il a été admis, de manière empirique, que la condition d'équilibre pouvait être étendue dans le domaine plastique, en faisant simplement intervenir la résistance plastique en flexion en lieu et place de la résistance élastique. On obtient ainsi la formule de stabilité retenue par l'Additif 80 :

$$k_0 \cdot \frac{N}{Af_y} + \frac{k_f \cdot M_{\max}}{W_{pl} f_y} \leq 1$$

Par rapport aux Règles CM 66, on remarquera que cette expression n'est plus relative à la vérification de la résistance d'une section particulière de la barre mais correspond à une stabilité de tronçon, le moment pris en compte étant le moment maximum régnant le long de ce tronçon. Par le biais du coefficient C_m , le coefficient k_f qui n'inclut plus aucun effet d'imperfection, peut ainsi devenir inférieur à 1 et, du coup, la condition de stabilité ne couvre plus automatiquement la résistance en section.

Formule de l'Eurocode 3

Comme dans l'Additif 80, la formule de stabilité des barres comprimées et fléchies dans le plan de flambement adoptée par l'Eurocode 3 est constituée du cumul linéaire de deux ratios formellement très similaires, l'un relatif à l'effort normal et l'autre relatif à la flexion. Si le premier est effectivement identique, aux notations près, à celui du règlement français, le second fait intervenir un coefficient k construit de manière très différente, sur des bases empiriques et sans plus aucun lien direct avec le calcul théorique de stabilité. Comme dans l'Additif 80, ce coefficient peut être inférieur à l'unité et la vérification de la résistance en section doit obligatoirement compléter celle de la condition de stabilité. En comptant sur la résistance plastique de la section, le critère s'écrit :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi \cdot Af_y / \gamma_{M1}} + \frac{k \cdot \bar{M}_{Sd}}{W_{pl} f_y / \gamma_{M1}} \leq 1$$

On notera, par rapport aux formules précédentes, l'intervention à chaque dénominateur du coefficient partiel de sécurité γ_{M1} propre aux instabilités.

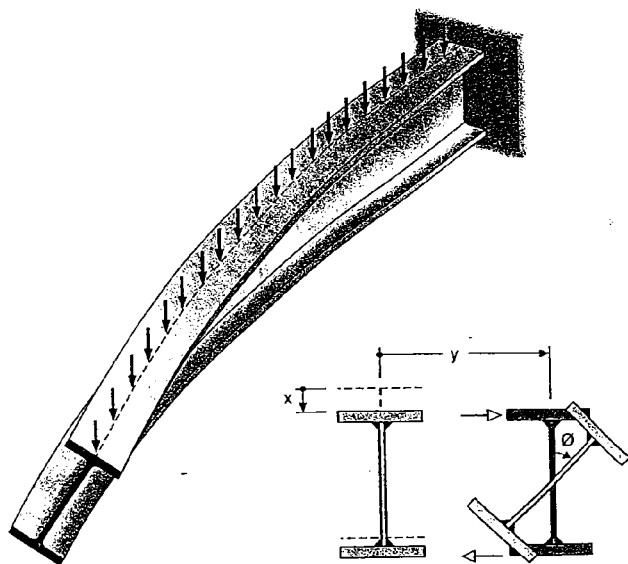
Cette condition de stabilité, dont le format s'inscrit essentiellement dans le cadre d'une justification en plasticité, a été systématisée pour l'ensemble des classes de sections, en substituant simplement aux résistances plastiques, les résistances élastiques des sections complètes dans le cas de la classe 3 et celles des sections efficaces dans le cas de la classe 4.

XII. 3 — Déversement en flexion simple

Les pièces soumises à flexion simple autour de l'axe d'inertie principale maximale de leur section transversale sont affectées par un phénomène d'instabilité, dénommé déversement, dès lors que l'inertie principale minimale est sensiblement inférieure à l'inertie principale maximale. Cette circonstance est rencontrée pour la grande majorité des profils utilisés en construction métallique. L'instabilité en cause n'est rien d'autre que le flambement latéral de la partie de la section transversale soumise, du fait de la flexion, à des contraintes de compression. Par rapport au flambement, le déversement présente néanmoins des spécificités importantes :

- d'une part, la partie tendue du profil exerce sur la partie comprimée des effets stabilisateurs, ce qui conduit à assimiler le phénomène à un flambement en milieu élastique ;
- d'autre part, le plus souvent, la compression, tout comme le moment de flexion qui la génère, n'est pas uniforme sur la longueur de la pièce.

Ces particularités rendent généralement complexe l'établissement des solutions aux problèmes de déversement. On notera en particulier que, du fait de la distance qui sépare la partie tendue de la partie comprimée, le flambement latéral de cette dernière s'accompagne inévitablement d'une torsion de la poutre autour de son axe longitudinal : toutes les caractéristiques de la section transversale sont ainsi impliquées dans la déformée de déversement et, en particulier, les inerties de torsion pure et de gauchissement (Fig. 12-11).



Déversement d'une console

Figure 12-11

Tout comme pour le flambement, l'étude théorique de la stabilité d'une pièce dépourvue d'imperfections et constituée d'un matériau idéal, parfaitement homogène et indéfiniment élastique, soumise à un moment de flexion constant sur sa longueur, conduit à une valeur critique de ce moment, pour laquelle apparaît une bifurcation d'équilibre. Dans le cas particulier d'une poutre comportant une section constante bisymétrique, supposée indéformable, et dont les extrémités sont simplement maintenues en torsion, une expression classique de ce moment critique de déversement a été établie par Timoshenko sous la forme :

$$M_{cr} = \frac{\pi}{L} \cdot \sqrt{EI_z GJ \cdot \left(1 + \frac{\pi^2 \cdot EI_\omega}{L^2 \cdot GJ}\right)}$$

avec les notations suivantes :

L longueur de la poutre,

I_z inertie principale minimale du profil,

J inertie de torsion du profil,

I_ω inertie de gauchissement du profil,

E module de déformation longitudinale du matériau,

G module de déformation transversale du matériau.

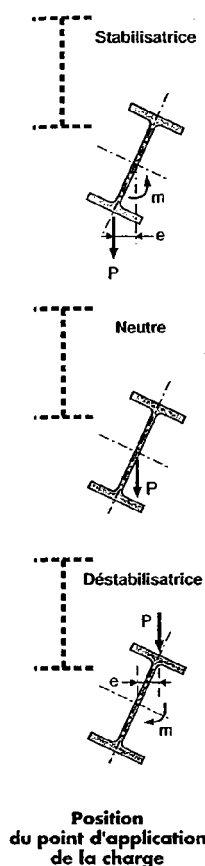


Figure 12-12

Cette expression de base doit être modifiée pour prendre en compte les caractéristiques très diverses pouvant être rencontrées dans la pratique et qui influent directement sur la valeur critique du moment maximum le long de la poutre :

- conditions de liaisons aux extrémités, notamment encastrement des ailes du profil autour de l'axe principal de flexion contenu par le plan de l'âme ;
- variation du moment de flexion le long de la poutre due à des charges transversales et/ou à des couples d'extrémité ;
- effet stabilisateur ou déstabilisateur du point d'application des charges transversales par rapport au centre de gravité du profil (Fig. 12-12).

Les Règles CM 66 fournissent différents coefficients modifiant la contrainte critique déduite du moment critique de déversement pour tenir compte de ces différents paramètres. L'Additif 80 et l'Eurocode 3 proposent également des expressions plus générales du moment critique de déversement répondant à ce même besoin.

L'évaluation du moment critique de déversement propre à une configuration donnée ne constitue toutefois qu'une première étape, qui relève d'ailleurs de la résistance des matériaux plus que des codes de calcul de construction. En effet, comme en matière de flambement, les imperfections résultant du mode d'élaboration des produits en acier ont systématiquement pour effet d'accélérer le processus d'instabilité par rapport à la prévision purement théorique. C'est ainsi que les différents règlements établissent des procédures de justification de la stabilité au déversement des poutres réelles à partir de l'évaluation du moment critique.

XII. 3.1 — Coefficient de déversement des Règles CM 66

La prise en compte de l'effet du déversement sur la résistance en flexion simple des poutres est assurée dans les Règles CM 66 par le biais d'un coefficient k_d d'amplification des contraintes. Le formalisme du critère de stabilité au déversement est donc identique à celui adopté pour la stabilité au flambement en compression simple :

$$k_d \cdot \sigma_r \leq f_y$$

La construction de ce coefficient de déversement est, en fait, un peu plus complexe que celle d'un simple coefficient de flambement.

Pour les poutres à âme pleine courantes, de section transversale de hauteur h en I bisymétrique, l'expression classique théorique du moment critique de déversement pour un diagramme de moment constant peut être approchée en privilégiant le terme de gauchissement et en remplaçant I_{ω} par $I_z \cdot h^2/4$:

$$M_{cr} \approx \frac{\pi^2}{L^2} \cdot \sqrt{EI_z GJ} \cdot \frac{EI_z \cdot h^2}{4 \cdot GJ}$$

$$M_{cr} \approx \frac{\pi^2 \cdot EI_z}{L^2} \cdot \frac{h}{2}$$

De cette expression simplifiée, on déduit la contrainte critique de déversement en divisant par le module élastique, $2I_y/h$:

$$\sigma_{cr0} = \frac{\pi^2 \cdot E}{4} \cdot \frac{I_z}{I_y} \cdot \frac{h^2}{L^2}$$

Pour les diagrammes de moment variable, cette valeur de base de la contrainte critique est multipliée par un coefficient C . De même, en cas de charges transversales directement appliquées à la poutre, l'effet stabilisateur ou déstabilisateur de ces charges en fonction du niveau de leur point d'application par rapport au centre de gravité du profil, se traduit par un deuxième coefficient B , multiplicateur de la contrainte critique. Finalement, celle-ci s'écrit donc, dans le cas général :

$$\sigma_{cr0} = \frac{\pi^2 \cdot E}{4} \cdot \frac{I_z}{I_y} \cdot \frac{h^2}{L^2} \cdot B \cdot C$$

Comme indiqué par la formule des règles, le déversement est bien assimilé à un problème de flambement mais l'intervention de la partie tendue du profil est interprétée comme celle d'un milieu élastique qui permet de considérer qu'une part de la contrainte de flexion n'est pas affectée par l'instabilité. Cette part, appelée contrainte de non-déversement, est directement liée à la contrainte critique suivant la formule approchée :

$$\sigma_d = \frac{\sigma_{cr0} \cdot (D - 1)}{1,3}$$

où D est un troisième coefficient fonction des dimensions et des caractéristiques mécaniques de la pièce.

La vérification au déversement n'est donc nécessaire que dans la mesure où la contrainte de non-déversement est inférieure à la limite d'élasticité. Dans ce cas, la vérification de stabilité au déversement est celle de la stabilité au flambement d'une pièce

de limite d'élasticité réduite ($f_y - \sigma_d$) soumise à une contrainte de compression égale à ($\sigma_f - \sigma_d$) et présentant une contrainte critique égale à σ_{cr0} . Appelant k_0 le coefficient de flambement correspondant à ces conditions, la relation qui doit être vérifiée s'écrit :

$$k_0 \cdot (\sigma_f - \sigma_d) \leq f_y - \sigma_d$$

avec

$$k_0 = \left(0,5 + 0,65 \cdot \frac{f_y - \sigma_d}{\sigma_{cr0}} \right) + \sqrt{\left(0,5 + 0,65 \cdot \frac{f_y - \sigma_d}{\sigma_{cr0}} \right)^2 - \frac{f_y - \sigma_d}{\sigma_{cr0}}}$$

Cette relation peut enfin se mettre sous la forme d'une vérification du non-dépassement de la limite d'élasticité par la contrainte maximale de flexion amplifiée :

$$k_0 \cdot \sigma_f \leq f_y \cdot \left(1 + \frac{\sigma_d}{f_y} \cdot (k_0 - 1) \right)$$

$$k_d \cdot \sigma_f \leq f_y$$

$$k_d = \frac{k_0}{1 + \frac{\sigma_d}{f_y} \cdot (k_0 - 1)}$$

XII. 3.2 — Coefficient de déversement de l'Additif 80

La démarche suivie par l'Additif 80 pour la vérification de la stabilité au déversement est sensiblement simplifiée par rapport à celle des Règles CM 66 et ne comporte aucun lien direct avec la procédure de vérification de la stabilité au flambement. À partir du moment critique théorique M_{cr} , dont une formule assez générale est fournie, le rapport du moment résistant plastique M_{pl} autour de l'axe de grande inertie à cette valeur critique donne accès à un coefficient k_D de **réduction** du moment acceptable le long de la poutre :

$$k_D = \frac{1}{\left(1 + \left(\frac{M_{pl}}{M_{cr}} \right)^n \right)^{1/n}}$$

Le paramètre n permet de moduler l'importance de la réduction de capacité en fonction du type de section considéré. Il vaut 2 pour les profils laminés et 1,5 pour les profils reconstitués sou-

dés, qui se trouvent ainsi pénalisés, du fait des imperfections plus importantes qu'ils présentent. La vérification de stabilité consiste finalement à satisfaire l'inégalité :

$$M_{y, sd} \leq k_D \cdot M_{pl}$$

où $M_{y, sd}$ est la valeur maximale du moment sollicitant le long de la poutre.

XII. 3.3 — Coefficient de déversement de l'Eurocode 3

La condition de stabilité au déversement des poutres fléchies est, dans l'Eurocode 3, totalement calquée sur la condition de stabilité au flambement des barres soumises à la compression simple. À l'élanement réduit de flambement $\bar{\lambda}$ correspond l'élanement réduit de déversement défini sur des bases similaires :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{pl}}{M_{cr}}} \quad (\text{pour les sections dont la résistance plastique en flexion est mobilisable})$$

auquel est associé un coefficient χ_{LT} défini suivant les mêmes formulations que celles utilisées pour le coefficient χ de flambement :

$$\phi_{LT} = \frac{1}{2} \cdot (1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2)$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}}$$

et la stabilité au déversement est réputée assurée si le moment maximum subi par la poutre respecte l'inégalité :

$$M_{y, sd} \leq \chi_{LT} \cdot M_{pl} / \gamma_{M1}$$

Le facteur d'imperfection α_{LT} permet, comme en flambement de tenir compte de la variation de l'importance des imperfections en fonction des conditions de fabrication des profils. Comme l'Additif 80, l'Eurocode 3 ne retient à ce sujet que deux possibilités :

- courbe a ($\alpha_{LT} = 0,21$) pour les sections laminées,
- courbe c ($\alpha_{LT} = 0,49$) pour les profils reconstitués soudés.

Les formules citées ci-avant sont fondées sur la résistance plastique des sections et supposent donc, pour être valides, que soient respectés les critères fixés pour les classes 1 et 2. L'adaptation de la procédure de calcul prévue pour les autres classes est cependant très simple : dans l'expression de l'élançement réduit de déversement et dans l'inégalité constituant la condition de stabilité, on remplace le moment de résistance plastique $M_{pl} = W_{pl} \cdot f_y$ par le moment de résistance élastique de la section complète $M_{el} = W_{el} \cdot f_y$ dans le cas de la classe 3 ou par le moment de résistance élastique de la section efficace dans le cas de la classe 4.

XII. 3.4 — Tronçons prémunis contre tout risque de déversement

Tout comme il existe une plage d'élançements de flambement suffisamment faibles pour que la capacité à l'effort normal des sections ne soit pas entamée de manière significative par l'instabilité, l'expérience montre que des tronçons de poutre fléchie suffisamment courts peuvent être considérés comme prémunis contre tout risque de déversement. Cette constatation est particulièrement intéressante pour pouvoir exploiter en pratique la capacité plastique des sections, sans qu'il soit nécessaire d'assurer un maintien latéral continu de leur aile comprimée. En effet, une section plastifiée en flexion ne présente plus aucune rigidité théorique et doit donc impérativement être entretoisée. La notion de « tronçons courts au déversement » permet de déterminer de quelle distance de part et d'autre de cette section plastifiée il est possible d'espacer les entretoises suivantes sans que la résistance soit affectée par le déversement.

L'Additif 80 fournit une réponse codifiée à ce problème en fixant la longueur du tronçon soumis à un moment constant que l'on peut considérer comme prémuni contre tout risque de déversement :

$$L \leq 35 \cdot i_z$$

où i_z est le rayon de giration de la section correspondant à l'inertie principale minimale.

Cette valeur s'entend pour une pièce en acier S235 et doit être corrigée par le rapport $\sqrt{235/f_y}$ dans le cas d'une limite d'élasticité différente.

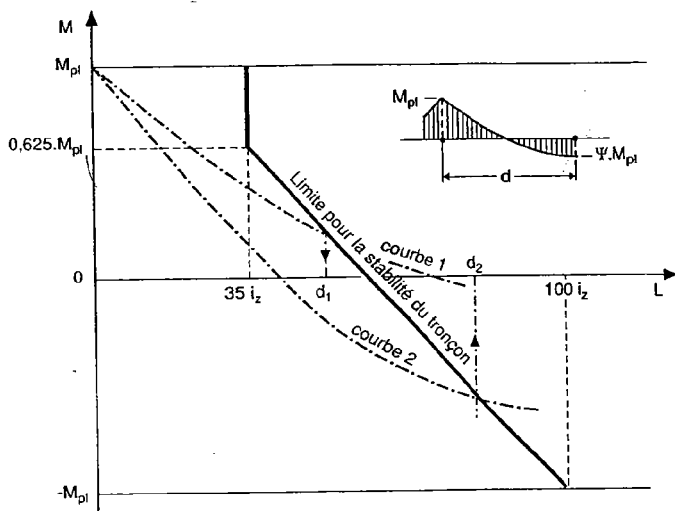
Lorsque le moment de flexion varie sur la longueur du tronçon, le risque de déversement est réduit et la longueur libre entre deux entretoises peut par conséquent être augmentée. Le règle-

ment n'offre cette possibilité qu'à partir d'un rapport de 0,625 entre le moment maximum, par hypothèse égal au moment de résistance plastique, et le moment minimum. La longueur maximale devient, en fonction de ce rapport ψ :

$$L \leq (60 - 40 \cdot \psi) \cdot i_z \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$-1 \leq \psi < 0,625$$

La valeur maximale possible de L est donc égale à 100 fois le rayon de giration minimal du profil, obtenue pour un tronçon le long duquel le moment de flexion s'inverse d'une extrémité à l'autre ($\psi = -1$). On remarquera que la formule du règlement ne correspond pas à une définition directe de la longueur L puisque, pour un diagramme de moments donnés le long de la poutre, le rapport ψ dépend lui-même de L . (Fig. 12-13)



Espacement limite des entretoises en fonction de la courbe de moments sollicitants

Figure 12-13

L'Eurocode 3 reprend une condition de tronçon prémuni contre le déversement similaire à celle de l'Additif 80. Elle est exprimée de façon formellement plus simple et plus directe, par le biais d'un seuil d'élancement réduit pour la prise en compte de la perte de résistance en flexion due au déversement. De même que les barres comprimées d'élancement réduit inférieur à 0,2 sont considérées non affectées par le flambement, les tronçons dont l'élancement réduit de déversement reste inférieur à 0,4 ne nécessitent pas de justification de stabilité au déversement. Ce seuil e

à peu près équivalent à la condition fixée par l'Additif 80. Il faut noter que dans la mesure où il a été choisi de faire suivre au coefficient de déversement une courbe de flambement (a ou c suivant le type de section), qui par définition comporte un plateau limité à l'élanement réduit de 0,2, la valeur limite de 0,4 crée une discontinuité peu satisfaisante dans le traitement du déversement (Fig. 12-14). Pour les sections de classes 1 à 3, cette discontinuité peut encore être aggravée s'il est fait usage, comme la possibilité en est ouverte en France, de coefficients de sécurité différents numériquement pour le critère de résistance en section (γ_{M0}) et pour le critère de stabilité au déversement (γ_{M1}).

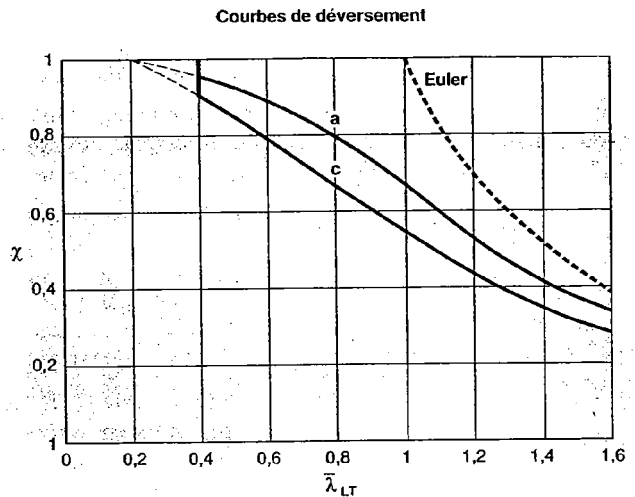


Figure 12-14

XII. 4 — Formules générales de stabilité

Artificiellement, dans les paragraphes précédents, et pour les besoins de la présentation des bases théoriques des formules réglementaires, il a été considéré successivement des barres simplement comprimées, puis comprimées et fléchies dans le seul plan de flambement sans risque de déversement et, enfin, des poutres en flexion simple sujettes au déversement. En pratique, on se trouve le plus souvent confronté à des pièces comprimées exposées à des risques de flambement autour de l'un quelconque des axes principaux d'inertie de la section transver-

sale, fléchies autour de l'axe d'inertie principale maximale et, de ce fait, sujettes au déversement. Moins couramment, des moments de flexion peuvent aussi s'exercer autour de l'axe d'inertie principale minimale.

Pour avoir une portée générale du point de vue des sollicitations et des conditions de stabilité, les règles de dimensionnement doivent donc permettre de traiter le cas le plus quelconque d'une pièce :

- soumise à un effort normal de compression N_{sd} et susceptible de flamber, en fonction de ses conditions de maintien, dans l'une quelconque des directions principales d'inertie de sa section transversale ;
- soumise à un diagramme quelconque de moments autour de l'axe d'inertie principale maximale et de valeur maximale $M_{y, sd}$ et exposée de ce fait au risque de déversement ;
- soumise à un diagramme quelconque de moments autour de l'axe d'inertie principale minimale et de valeur maximale $M_{z, sd}$

La solution exacte et générale du problème ainsi posé est clairement hors de portée de formulations suffisamment simples pour être codifiées. Les règles, quelles qu'elles soient, ne fournissent donc que des approches, établies empiriquement, qui s'efforcent de concilier :

- la nécessité de garantir au dimensionnement un niveau de sécurité encore acceptable pour les configurations les moins bien traitées, ce niveau ne pouvant plus, en pratique, être homogène pour toutes les situations envisageables ;
- la nécessité, pour maintenir l'économie des projets, de conduire globalement à des résultats pas trop éloignés, dans le sens de la sécurité, des résultats expérimentaux disponibles et des simulations numériques, surtout pour les configurations les plus fréquemment rencontrées ;
- la nécessité d'aboutir à des procédures de calcul d'un niveau de complexité acceptable pour les applications pratiques courantes.

D'une manière générale, les différents règlements disponibles suivent, dans leurs prescriptions, des orientations similaires pour le cumul des effets des trois composantes de sollicitation :

- les effets de l'effort normal de compression sont affectés par la direction de flambement la plus défavorable, quel que soit le plan de flexion, et il n'est pas pris en compte d'effet spatial des imperfections ;
- dans chaque plan de flexion, les amplifications de moment dues à la présence de l'effort normal sont gouvernées par l'effort normal critique correspondant au flambement dans ce plan ;

- les effets du déversement sur la résistance en flexion simple autour de l'axe d'inertie principale maximale sont simplement superposés aux effets de flambement, sans véritable interaction des deux phénomènes d'instabilité.

XII. 4.1 — Critère des Règles CM 66

Le critère général de stabilité et de résistance des barres comprimées et fléchies est exprimé sous forme d'une limitation d'une contrainte enveloppe obtenue en cumulant trois termes :

- la contrainte de compression simple majorée par le coefficient de flambement k_{lmax} le plus défavorable entre les deux directions possibles de flambement ;
- la contrainte maximale de flexion autour de l'axe d'inertie principale maximale, majorée par le coefficient de déversement k_d qui serait applicable pour une configuration de flexion simple et par le coefficient de flambement k_{fy} correspondant à l'amplification des contraintes de flexion qu'occasionnerait le flambement dans le plan de flexion xz ;
- la contrainte maximale de flexion autour de l'axe d'inertie principale minimale, majorée par le coefficient de flambement k_{fz} correspondant à l'amplification des contraintes de flexion qu'occasionnerait le flambement dans le plan de flexion xy.

La formulation du critère est donc la suivante :

$$k_{lmax} \cdot \sigma_{fy} + k_d \cdot \sigma_{fy} + k_{fz} \cdot \sigma_{fz} \leq f_y$$

Le caractère enveloppe de cette expression tient au fait que, en général, ni les contraintes maximales de flexion σ_{fy} et σ_{fz} ni les amplifications de contraintes représentées par les différents coefficients d'instabilité utilisés, n'intéressent systématiquement la même section transversale. De plus, comme indiqué précédemment, on est fréquemment amené à utiliser pour les coefficients k_f d'amplification des contraintes de flexion la valeur enveloppe relative au diagramme de moment constant.

Les Règles CM 66 proposent aussi une formule simplifiée en substitution au critère général précédent, qui évite d'avoir à déterminer des coefficients de flambement fonctions de la contrainte de compression simple σ et permet donc de traiter plus rapidement un ensemble de combinaisons différentes (N_{sd} , $M_{y, sd}$, $M_{z, sd}$) :

$$\frac{9}{8} \cdot (k \cdot \sigma + k_d \cdot \sigma_{fy} + \sigma_{fz}) \leq f_y$$

XII. 4.2 — Critère de l'Additif 80

L'Additif 80 établit le critère général de stabilité des éléments comprimés et fléchis suivant les deux plans principaux de la section transversale, par une simple extension de celui concernant les éléments comprimés et fléchis dans le plan de flambement :

- le premier terme, relatif à l'effort normal, doit faire intervenir le plus défavorable des deux coefficients de flambement possibles, $k_{0\max}$;
- le deuxième terme, relatif à la flexion dans le plan xz, doit comporter, au dénominateur, une réduction du moment de résistance plastique due au déversement, par l'intermédiaire du coefficient k_D enveloppe qui serait applicable à l'élément soumis à flexion simple avec un diagramme de moment constant sur toute sa longueur ;
- un troisième terme est ajouté pour la flexion dans le plan xy construit sur le même principe que le deuxième, sans coefficient de déversement, et avec un coefficient k_{fz} établi à partir de l'effort normal critique relatif au même plan xy.

$$k_{0\max} \cdot \frac{N_{Sd}}{Af_y} + \frac{k_{fy} \cdot M_y \cdot S_d}{k_D \cdot W_{ply} f_y} + \frac{k_{fz} \cdot M_z \cdot S_d}{W_{plz} f_y} \leq 1$$

XII. 4.3 — Critères de l'Eurocode 3

Comme précédemment, on n'explicitera ici que les critères relatifs aux sections de classes 1 et 2, pour lesquelles on peut faire référence aux résistances plastiques de la section transversale. Les formules s'adaptent en prenant en compte les résistances élastiques de la section complète en classe 3, de la section effacée en classe 4.

La prise en compte d'une flexion autour de l'axe d'inertie principale minimale se traduit, dans l'Eurocode 3 comme dans les autres règlements, par l'addition d'un troisième terme au critère de stabilité établi pour la compression avec flexion dans le plan de flambement. La construction de ce troisième terme est tout à fait homologuée à celle du deuxième terme, l'effort normal critique étant toujours propre au plan de flexion considéré. Ce conduit donc à la formulation suivante, valable en l'absence de risque de déversement :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{\min} \cdot Af_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_y \cdot M_y \cdot S_d}{W_{ply} f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_z \cdot M_z \cdot S_d}{W_{plz} f_y / \gamma_{M1}} \leq 1$$

L'intervention du risque de déversement conduit à un deuxième critère de stabilité, à vérifier en parallèle avec le premier. Tout d'abord, le terme relatif à l'effort normal ne fait plus intervenir le coefficient de flambement le plus défavorable mais celui relatif au plan xy, le déversement étant présumé imposer cette direction de flambement. Par ailleurs, le deuxième terme, relatif à la flexion dans le plan xz, est modifié à la fois au numérateur et au dénominateur. Il est substitué au coefficient k_y un coefficient k_{LT} établi sur des bases voisines mais en faisant intervenir là aussi l'effort normal critique propre au plan xy et non plus celui correspondant au plan xz. Enfin la résistance plastique en flexion dans le plan xz est réduite par le coefficient de déversement χ_{LT} qui serait applicable à l'élément simplement fléchi dans le plan xz. Le troisième terme reste inchangé. On doit donc vérifier la deuxième inégalité :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_z \cdot A f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_{LT} \cdot M_y \cdot S_d}{\chi_{LT} \cdot W_{ply} f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_z \cdot M_z \cdot S_d}{W_{plz} f_y / \gamma_{M1}} \leq 1$$

XII. 4.4 — Tableaux de coefficients et canevas de synthèse

On trouvera en Annexe 4 des tableaux donnant les valeurs numériques du coefficient de flambement k des Règles CM 66 en fonction, soit de la nuance d'acier utilisée et de l'élancement soit de l'élancement réduit et des tableaux donnant les valeurs numériques du coefficient de flambement χ de l'Eurocode 3 en fonction de l'élancement réduit et suivant les cinq courbes européennes de flambement.

Trois canevas sont également donnés, en Annexe 5, qui récapitulent, successivement par référence aux Règles CM 66, à l'Additif 80 et à l'Eurocode 3, la marche à suivre et les formules détaillées à appliquer pour justifier la stabilité des barres soumises à la compression simple, à la flexion simple et à la flexion composée.

XII. 5 — Calcul direct de stabilité au second ordre

L'analyse du phénomène de flambement des barres réelles en compression simple met en évidence l'influence déterminante sur la charge de ruine des imperfections tant géométriques que mécaniques présentées par ces barres. Les formules de calcul de stabilité au flambement des différents codes disponibles sont

toutes établies à partir de la modélisation de ces imperfections sous la forme d'une courbure initiale des barres dont l'amplitude n'a pu être fixée en pratique qu'à partir d'une analyse statistique des résultats expérimentaux disponibles.

Ces formules, d'abord consacrées au flambement sous compression simple, ont ensuite été étendues à la question de la stabilité des barres à la fois comprimées et fléchies. Pour des raisons d'ordre pratique, cette généralisation s'accompagne de simplifications et d'approximations qui éloignent plus ou moins les traitements codifiés des phénomènes physiques de base.

Dans le cas des Règles CM 66, les formules prescrites découlent très directement de la méthode élaborée par Duthéil, elle-même rigoureusement fondée sur l'analyse théorique de la stabilité au second ordre des barres comprimées et fléchies présentant un défaut de forme. Ce défaut, tel que précisé en annexe des Règles, peut indifféremment être repris pour procéder, dans un quelconque cas particulier, à une recherche directe de l'équilibre au second ordre de la barre : le résultat obtenu sera celui prédit par les formules du règlement, du moins dans le domaine où elles sont rigoureusement applicables. Il n'y a donc d'intérêt à mettre en œuvre un calcul de cette nature que dans les cas où ces formules ne peuvent fournir qu'un résultat enveloppe que l'on souhaiterait affiner ou lorsque la barre présente des caractéristiques non traitées par les Règles CM 66 comme une inertie variable ou un chargement complexe. Il convient de noter que, dans tous les cas, ces calculs sont conduits dans l'hypothèse d'un comportement purement élastique du matériau, ce qui permet de rester strictement dans le cadre des principes de la résistance des matériaux.

À l'inverse, dans l'Eurocode 3, le souci d'aboutir à une formulation unifiée pour les différentes classes de section et donc de traiter sous la même forme les résistances plastique et élastique, a conduit à s'éloigner de l'analyse directe des phénomènes physiques de base et à introduire dans les formulations réglementaires des paramètres fortement empiriques. La conséquence en est que les formules prescrites ne peuvent plus garantir la concordance entre les résultats qu'elles fournissent et ceux d'une analyse directe de stabilité au second ordre. Suivant les circonstances, on peut rencontrer des écarts d'importance et de signes variables entre ces deux approches.

Le recours à un calcul direct de stabilité au second ordre a donc tout son intérêt dans ces conditions, soit pour pallier une conclusion trop optimiste des formules codifiées soit, au contraire, pour améliorer des résultats réglementaires trop conservateurs. Bien entendu, les motivations énoncées pour le cas des Règles CM 66 conservent leur validité ici aussi : inertie variable, chargement complexe...

L'Eurocode 3 précise explicitement, dans le cadre des règles relatives à la compression simple, l'amplitude de la déformée représentative des imperfections qu'il convient d'introduire pour mener à bien une analyse directe de stabilité au second ordre. Afin d'assurer le recoupement avec la charge de ruine découlant du coefficient de flambement χ , cette amplitude $e_{0,d}$ est modulée en fonction des conditions de l'analyse directe en question : comportement élastique ou plastique pour la recherche de l'équilibre, évaluation de la résistance de la section la plus sollicitée à l'équilibre en élasticité ou en plasticité et valeur du coefficient partiel de sécurité γ_{M1} utilisé. **EC3 Figure 5.5.1**

Pour s'en tenir au cas d'un calcul purement élastique, à la fois pour la recherche de l'équilibre et l'évaluation de la résistance des sections, ce qui correspond aux moyens informatiques disponibles actuellement de façon courante, et en fixant à 1,1 la valeur du coefficient partiel de sécurité γ_{M1} conformément à la norme expérimentale française, le défaut $e_{0,d}$ a l'expression donnée par le tableau 12-5 :

courbe de flambement	a	b	c	d
α	0,21	0,34	0,49	0,76
k_δ	0,23	0,15	0,11	0,08
$k_Y = (1 - k_\delta) + 2k_\delta \lambda$				
$e_{0,d} = \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) \cdot k_Y \cdot \frac{W_{el}}{A}$				

Tableau 12-5

L'Eurocode 3 ne précise pas la forme à donner à la courbure de la barre pour générer cette imperfection. L'usage courant est d'adopter une demi-onde de sinusoïde, soit pour une barre de longueur L une équation de la forme :

$$e(x) = e_{0,d} \sin(\pi x/L)$$

où x désigne l'abscisse le long de la barre.

À partir de cette définition, la procédure de calcul comporte, dans le cas général, les étapes suivantes :

- création d'un modèle discrétisé en tronçons, en nombre suffisant pour la recherche de l'équilibre en grands déplacements, de la barre de longueur L avec ses caractéristiques mécaniques brutes ou efficaces suivant le cas, et des conditions d'articulation aux extrémités ;
- imposition à la ligne moyenne de la barre d'une courbure géométrique en demi-onde sinusoïdale avec une amplitude maximale $e_{0,d}$ au milieu de la longueur L , supposée coïncider avec la longueur de flambement (il ne peut être assuré dans tous les cas qu'une longueur de flambement réduite par rapport à

la longueur d'épure soit correcte pour le calcul de l'imperfection à introduire dans l'analyse locale ; en revanche, dans le cadre de l'Eurocode 3, cette dernière s'effectue systématiquement en adoptant une hypothèse de nœuds fixes) ;

- chargement de la barre par les efforts de compression appliqués aux extrémités ou sur la longueur L , par les charges transversales éventuelles et par les moments d'extrémités imposés par les autres barres de la structure rigidement liées aux extrémités ;
- recherche de l'équilibre à l'état déformé de la barre ;
- vérification de la résistance des sections transversales le long de la barre, sous les sollicitations obtenues à l'équilibre et composées d'une part de l'effort normal de compression et d'autre part des moments de flexion dus au chargement extérieur et à la courbure de la barre, amplifiés par les effets du second ordre ; il est tenu compte dans les critères de résistance utilisés du coefficient partiel de sécurité γ_{M1} propre au traitement des instabilités.

Dans le cas général, cette procédure est à conduire successivement pour les deux plans d'inertie principale de la barre, dans lesquels le flambement est susceptible de se produire :

- dans un premier temps, l'imperfection est décrite dans le plan xz de la barre, donnant lieu à des moments d'excentrement de l'effort normal autour de l'axe y qui s'amplifient par les effets du second ordre ; les moments M_y et M_z dus aux charges extérieures s'amplifient par ces mêmes effets se développant dans chacun des plans d'inertie principale de la barre ;
- dans un deuxième temps, l'imperfection est décrite dans le plan xy de la barre, donnant lieu à des moments d'excentrement de l'effort normal autour de l'axe z qui s'amplifient par les effets du second ordre ; les moments M_y et M_z dus aux charges extérieures s'amplifient par ces mêmes effets se développant dans chacun des plans d'inertie principale de la barre.

Il convient de noter que ces différentes modalités du calcul direct au second ordre ne comportent aucune disposition relative au risque de déversement, qui n'est donc pas pris en compte. En effet, dans l'état actuel des règles de construction, on ne dispose pas de définition codifiée de l'imperfection géométrique des barres qui pourrait être adoptée comme représentative des imperfections des barres réelles du point de vue du déversement et donc introduite à ce titre dans les analyses de stabilité. C'est dire qu'il n'existe pour l'instant pas de solution alternative claire aux formules réglementaires pour traiter de la stabilité des barres comprimées et fléchies lorsque le déversement est un mode de ruine potentiel.

Voilement de cisaillement des âmes de poutres

Le voilement de cisaillement des âmes de poutres fléchies est un phénomène d'instabilité qui, jusqu'à la mise à disposition de la transposition française de la partie 1-1 de l'Eurocode 3, n'était abordé que très succinctement par les règles nationales de construction métallique : l'Additif 80 ne comporte aucune clause sur cette question et les Règles CM 66 ne fournissent que quelques critères permettant de considérer des âmes raidies transversalement ou non comme prémunies contre ce risque d'instabilité. Pour cette raison, le présent chapitre est uniquement consacré aux méthodes de calcul et prescriptions fournies par la partie 1-1 de l'Eurocode 3. Seules sont envisagées par ce texte les âmes non raidies ou raidies transversalement. La présence éventuelle de raidisseurs longitudinaux n'est pas prévue, cette configuration, rencontrée surtout en ouvrages d'art, devant être traitée dans une future partie.

Pour rappel, suivant l'Eurocode 3, les âmes cisailées peuvent être considérées prémunies contre les risques de voilement si leur élanement géométrique respecte la condition :

$$\frac{d}{t_w} \leq 30 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\tau} \quad \left(\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \right)$$

EC3 5.4.6(7)

EC3 5.6.1(1)

EC3 5.6.3(3)

$$\text{avec} \quad k_\tau = 4 + \frac{5,34}{(a/d)^2} \quad \text{si } a/d < 1$$

$$\text{et} \quad k_\tau = 5,34 + \frac{4}{(a/d)^2} \quad \text{si } a/d > 1$$

a étant l'espacement des raidisseurs transversaux.

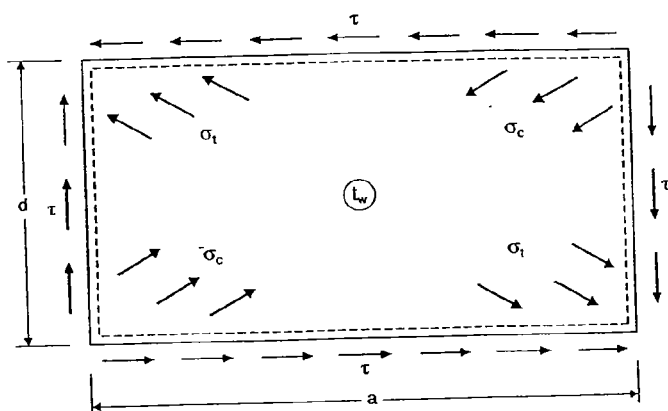
En l'absence de raidisseurs transversaux, le rapport a/d peut être considéré comme infini et cette même condition s'écrit alors :

$$d/t_w < 69 \cdot \varepsilon$$

Dès lors que l'élanement géométrique de l'âme dépasse les limites fixées, une justification de stabilité au voilement doit être établie et l'Eurocode 3 propose dans ce but le choix entre deux méthodes distinctes. Une condition importante d'applicabilité commune à ces deux méthodes est que des raidisseurs transversaux soient obligatoirement disposés au droit des appuis. La présence de raidisseurs transversaux intermédiaires n'est en revanche pas imposée.

XIII. 1 — Contrainte critique de cisaillement

On considère un panneau constitué d'une tôle plane d'épaisseur t_w , de hauteur d et de longueur a , supposé articulé sur son contour et soumis à des contraintes de cisaillement sur ce même contour (Fig. 13-1).



Contraintes dans un panneau cisailé

Figure 13-1

Il se développe dans le plan de ce panneau des contraintes principales de traction et de compression. L'existence de ces dernières est propre à générer un phénomène d'instabilité de la tôle perpendiculairement à son plan, de même nature que le phénomène de flambement des barres comprimées. L'étude théorique de l'équilibre du panneau, dans les hypothèses classique d'une géométrie et d'un matériau dépourvus de toute imperfection et en supposant un comportement indéfiniment élastique, permet de mettre en évidence une valeur critique de la contrainte de cisaillement pour laquelle apparaît cette instabilité :

$$\tau_{cr} = k_{\tau} \cdot \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \cdot \left(\frac{t_w}{d}\right)^2$$

$$\text{avec } k_{\tau} = 4 + \frac{5,34}{(a/d)^2} \quad \text{si } a/d < 1$$

$$\text{et } k_{\tau} = 5,34 + \frac{4}{(a/d)^2} \quad \text{si } a/d > 1$$

Comme pour le voilement de compression longitudinale l'expérience démontre, pour les panneaux réels, l'existence d'

domaine postcritique pouvant être très important : la ruine effective intervient pour des niveaux de contraintes sensiblement supérieurs aux valeurs critiques théoriques. Celles-ci ne peuvent donc constituer qu'une étape intermédiaire dans l'évaluation du comportement des panneaux réels.

XIII. 2 — Méthode postcritique simple

Cette première méthode envisagée par l'Eurocode 3 résulte d'une approche du type Von Karman, similaire à celle exploitée pour le traitement des sections de classe 4, affectées, par définition, par le voilement de leurs parois sous compression longitudinale.

De la même façon, il est fait référence à un panneau fictif, de rapport de forme et d'épaisseur identiques à ceux du panneau réel, et de hauteur telle que sa contrainte critique de voilement de cisaillement soit égale à la contrainte de plastification en cisaillement :

$$\tau_y = f_y / \sqrt{3}$$

Ce panneau fictif est donc dépourvu de domaine postcritique et sa hauteur d_{eff} satisfait, par définition, la relation :

$$\tau_y = \tau_{\alpha} \cdot (d / d_{\text{eff}})^2$$

où τ_{α} est la contrainte critique du panneau réel.

À partir de ce résultat, on se trouve naturellement conduit à définir une nouvelle valeur d'élancement réduit, propre à l'instabilité des panneaux cisailés :

$$\bar{\lambda}_w = \sqrt{\frac{\tau_v}{\tau_{cr}}}$$

Comme pour la compression longitudinale des parois, cet élancement réduit mesure directement le degré d'influence du voilement local sur la résistance. Lorsque sa valeur est inférieure à 1, le voilement n'est théoriquement pas à craindre. Lorsque sa valeur est supérieure à 1, son inverse correspond au rapport de la contrainte moyenne dans la paroi lors de la ruine par instabilité à la contrainte de plastification en cisaillement, qui est aussi, par définition, le rapport de la hauteur efficace à la hauteur totale du panneau.

La confrontation de ces conclusions aux résultats expérimentaux conduit, en pratique, à les amender de la façon suivante :

- les imperfections des panneaux réels provoquent une apparition prématurée de la ruine par voilement de cisaillement : le seuil de réduction de la capacité plastique au cisaillement est fixé par les règles à l'élancement réduit de 0,8 au lieu de 1 ; en deçà de cette valeur, la contrainte ultime est égale à la contrainte de plastification en cisaillement ;
- ces mêmes imperfections entraînent également une réduction de l'étendue du domaine postcritique : la solution réglementaire est d'opérer un abattement de 10% sur la contrainte ultime pour les élancements réduits supérieurs à 1,2 ;
- pour les élancements réduits compris entre les valeurs 0,8 et 1,2, le règlement prévoit une simple interpolation de raccordement entre les deux définitions précédentes de la contrainte limite.

Concrètement, il est donc défini une résistance au voilement de cisaillement du panneau par le biais de la formule :

$$V_{ba.Rd} = d \cdot t_w \cdot \tau_{ba} / \gamma_{M1} \quad \text{EC3 5.6.3(1)}$$

où τ_{ba} est la valeur ultime de la contrainte de cisaillement, dite résistance postcritique simple au cisaillement (Fig. 13-2), définie en fonction de l'élancement réduit par les dispositions suivantes :

- pour $\bar{\lambda}_w \leq 0,8$ $\tau_{ba} = f_y / \sqrt{3}$
- pour $0,8 < \bar{\lambda}_w < 1,2$ $\tau_{ba} = [1 - 0,625(\bar{\lambda}_w - 0,8)] \cdot f_y / \sqrt{3}$
- pour $\bar{\lambda}_w \geq 1,2$ $\tau_{ba} = 0,9 \cdot (f_y / \sqrt{3}) / \bar{\lambda}_w$ EC3 5.6.3(2)

Résistance post-critique simple au voilement de cisaillement

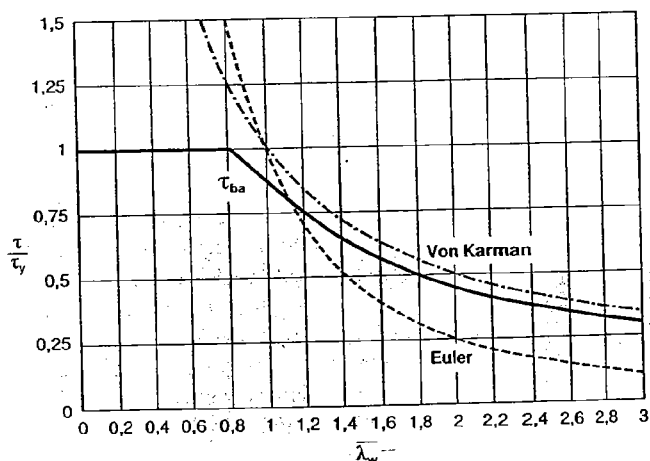


Figure 13-2

Note : La valeur limite 0,8 fixée à l'élancement réduit comme seuil de réduction de la contrainte limite de résistance au voilement de cisaillement coïncide avec la valeur limite du rapport d/t_w fixée pour l'incidence du voilement dans la résistance des panneaux cisailés. Il suffit, pour le vérifier, d'utiliser la définition de l'élancement réduit.

$$\bar{\lambda}_w = \sqrt{\frac{\tau_y}{\tau_{cr}}} \quad \text{et} \quad \tau_{cr} = k_\tau \cdot \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \cdot \left(\frac{t_w}{d}\right)^2 \quad \text{conduisent à :}$$

$$\bar{\lambda}_w = \frac{d}{t_w} \cdot \frac{1}{\pi \sqrt{k_\tau}} \cdot \sqrt{\frac{12(1-\nu^2) \cdot \tau_y}{E}} \leq 0,8$$

$$\frac{d}{t_w} \leq 0,8\pi \cdot \sqrt{\frac{E\sqrt{3}}{12(1-\nu^2) \cdot f_y}} \cdot \sqrt{k_\tau}$$

$$\frac{d}{t_w} \leq 0,8\pi \cdot \sqrt{\frac{E\sqrt{3}}{12(1-\nu^2) \cdot 235}} \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} \cdot \sqrt{k_\tau}$$

$$\frac{d}{t_w} \leq 30 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\tau}$$

XIII. 3 — Méthode du champ diagonal de traction

Cette deuxième méthode codifiée par l'Eurocode 3, en alternative à la méthode post-critique simple, n'est recommandée que pour les âmes raidies transversalement par des raidisseurs dont l'espacement a n'excède pas trois fois la hauteur d . De plus, cet espacement ne doit pas être inférieur à la hauteur.

La démarche adoptée dans la méthode du champ diagonal de traction consiste à établir la résistance au voilement de cisaillement d'un panneau en additionnant successivement trois termes bien distincts.

Premier terme de résistance

Il correspond tout simplement à la contrainte critique théorique définie précédemment :

$$\tau_{cr} = k_\tau \cdot \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \cdot \left(\frac{t_w}{d}\right)^2$$

Toutefois, dans la gamme des élancements modérés et faibles il convient de faire intervenir la résistance plastique de l'acier, qui va en pratique plafonner ce terme de résistance. Le règlement définit donc une nouvelle contrainte « utile », notée τ_{bb} et dite résistance initiale au voilement de cisaillement (Fig. 13-3), suivant les prescriptions ci-après :

- pour $\bar{\lambda}_w \leq 0,8$ $\tau_{bb} = f_y / \sqrt{3}$
- pour $0,8 < \bar{\lambda}_w < 1,25$ $\tau_{bb} = [1 - 0,8(\bar{\lambda}_w - 0,8)] \cdot f_y / \sqrt{3}$
- pour $\bar{\lambda}_w \geq 1,25$ $\tau_{bb} = \left(f_y / \sqrt{3} \right) / \bar{\lambda}_w^2$ EC3.5.6.4.1(2)

Résistance initiale au voilement de cisaillement

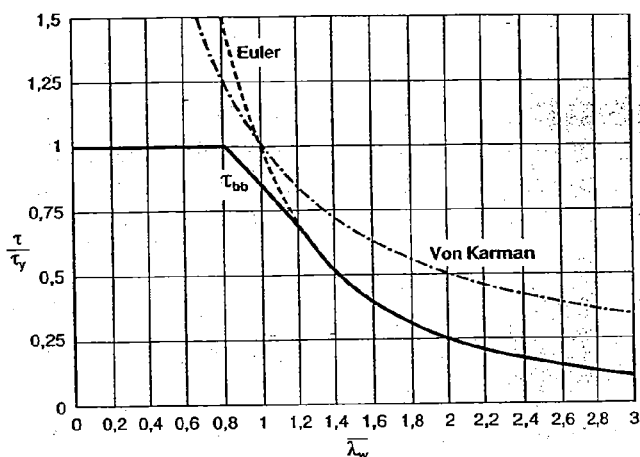


Figure 13-3

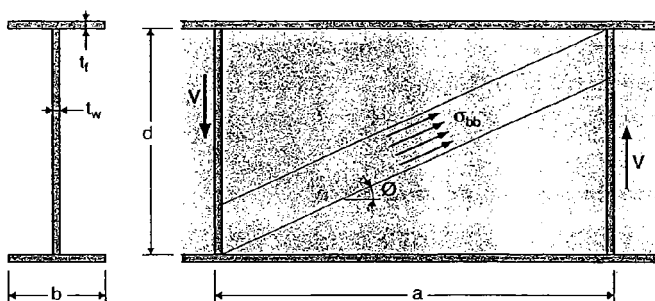
Le premier terme de résistance s'écrit donc :

$$d \cdot \tau_w \cdot \tau_{bb} / \gamma_{M1}$$

Deuxième terme de résistance

Pour les élancements suffisamment importants, la contrainte τ_{bb} qui vient d'être définie est loin d'épuiser la capacité plastique de l'acier. À partir de ce constat, une modélisation de la résistance postcritique peut être construite en considérant un treillis formé par les raidisseurs transversaux successifs qui en constituent les montants et par des bandes de tôle inclinées ancrées sur ces raidisseurs, représentant les diagonales (Fig. 13-4).

On peut admettre dans ces diagonales, des contraintes de traction σ_{bb} dont la valeur ultime dépend de leur inclinaison ϕ et des contraintes τ_{bb} préexistantes. La relation entre ces trois



Treillis post-critique dans un panneau d'âme

Figure 13-4

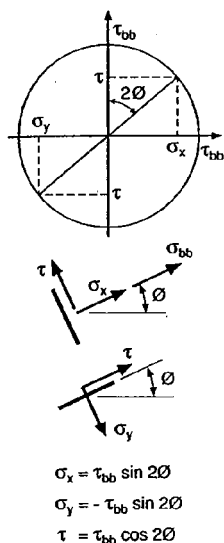
Décomposition
de la contrainte τ_{bb}

Figure 13-5

grandeurs est établie à partir d'une décomposition de la contrainte τ_{bb} suivant l'inclinaison ϕ et en écrivant le critère de Von Mises.

En exploitant la construction du cercle de Mohr, la contrainte τ_{bb} se décompose en deux contraintes normales σ_x et σ_y et une contrainte tangentielle τ (Fig. 13-5).

La contrainte σ_{bb} s'ajoute directement à σ_x , et sa valeur maximale supportable se déduit du critère de Von Mises :

$$(\sigma_x + \sigma_{bb})^2 + \sigma_y^2 - (\sigma_x + \sigma_{bb}) \cdot \sigma_y + 3 \cdot \tau^2 = f_y^2$$

$$\sigma_{bb}^2 + 2\sigma_{bb}\sigma_x - \sigma_{bb}\sigma_y + \sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x\sigma_y + 3\tau^2 = f_y^2$$

$$\sigma_{bb}^2 + (3\tau_{bb} \sin 2\phi) \cdot \sigma_{bb} + 3\tau_{bb}^2 - f_y^2 = 0$$

$$\sigma_{bb} = -(1,5\tau_{bb} \sin 2\phi) + \sqrt{f_y^2 - 3\tau_{bb}^2 + (1,5\tau_{bb} \sin 2\phi)^2}$$

En posant :

$$\psi = 1,5 \cdot \tau_{bb} \cdot \sin 2\phi$$

on aboutit à l'expression réglementaire de la contrainte de traction mobilisable dans la diagonale de traction :

$$\sigma_{bb} = [f_y^2 - 3\tau_{bb}^2 + \psi^2]^{0,5} - \psi$$

La géométrie du panneau permet d'écrire la largeur de la bande diagonale en fonction de l'angle d'inclinaison :

$$d \cdot \cos \phi - a \cdot \sin \phi$$

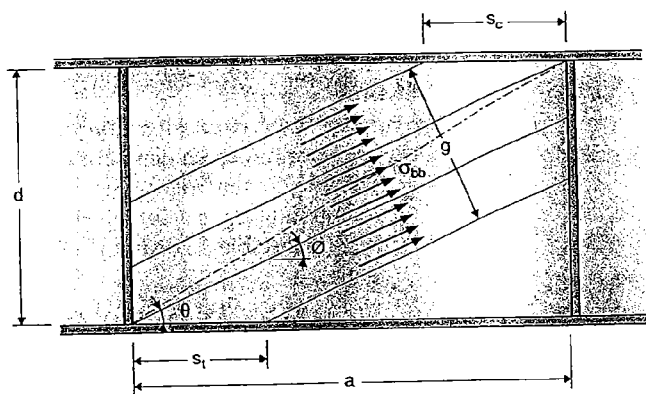
La projection sur la verticale de l'effort total mobilisable dans la diagonale de cette largeur soumise à la contrainte maximale σ_{bb} , constitue le deuxième terme de résistance au voilement de

cisaillement, avec un abattement réglementaire de 10 % sur la valeur théorique :

$$0,9 \cdot (d \cdot \cos \phi - a \cdot \sin \phi) \cdot t_w \cdot \sigma_{bb} \cdot \sin \phi / \gamma_{M1}$$

Troisième terme de résistance

Ce troisième terme est obtenu simplement par une extension de la bande diagonale de traction précédemment définie. Deux cotes nouvelles s_c et s_r , mesurées parallèlement à la semelle comprimée et à la semelle tendue respectivement, permettent de paramétrer deux bandes complémentaires de même inclinaison et sollicitées par la même contrainte σ_{bb} (Fig. 13-6).

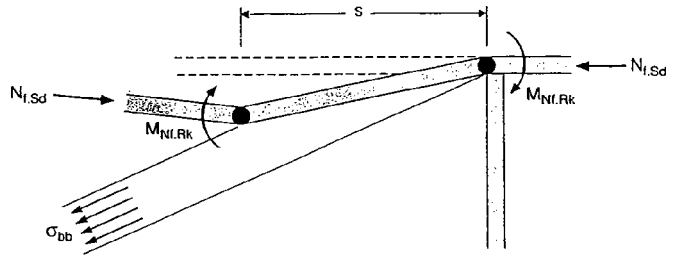


Champ diagonal de traction étendu

Figure 13-6

Sur les longueurs s_c et s_r , les semelles de la poutre sont sollicitées perpendiculairement à leur plan moyen par la composante verticale des contraintes σ_{bb} et doivent donc assurer ainsi l'ancrage des bandes complémentaires. Leur capacité à remplir cette fonction constitue le critère utilisé pour fixer les valeurs ultimes de s_c et s_r . Ce principe est développé en postulant la formation, à l'état limite ultime, d'un mécanisme plastique à deux rotules de flexion dans chacune des semelles (Fig. 13-7).

Le moment équilibré au droit de chaque rotule est déterminé en fonction de la capacité résiduelle de la semelle. Celle-ci est en effet déjà sollicitée pour équilibrer le moment général de flexion de la poutre, régnant dans le panneau considéré. Dans la mesure où la méthode du champ diagonal de traction exploite totalement la capacité de l'âme pour la résistance à l'effort tranchant, il convient de considérer que ce moment



Mécanisme plastique pour l'ancrage sur les semelles de l'extension du champ diagonal de traction

Figure 13-7

général de flexion n'est équilibré que par les semelles. Désignant par $N_{f.Sd}$ l'effort normal correspondant, la capacité résiduelle en flexion de la semelle s'écrit à partir de l'interaction plastique entre moment et effort normal pour un plat :

$$M_{Nf.Rk} = M_{pl} \cdot [1 - (N_{f.Sd}/N_{pl.Rd})^2]$$

Soit en remplaçant le moment plastique M_{pl} et l'effort normal résistant $N_{pl.Rd}$ par leurs valeurs en fonction de la largeur et de l'épaisseur de la semelle et en fonction de la limite d'élasticité de l'acier :

$$M_{Nf.Rk} = 0,25bt_f^2f_{yf} \cdot \left[1 - (N_{f.Sd}/(bt_f f_{yf}/\gamma_{M0}))^2\right]$$

Notes :

- * Éventuellement, la poutre peut être également sollicitée par un effort normal ; il convient dans ce cas, d'équilibrer aussi cet effort dans les semelles seules et donc de modifier en conséquence l'effort $N_{f.Sd}$
- * Dans le cas où la semelle comprimée serait de Classe 4, il conviendrait, dans la formule de $M_{Nf.Rk}$, de substituer à $N_{pl.Rd}$ la résistance de calcul de la section efficace à l'effort normal, soit $b_{eff}t_{eff}f_{yf}/\gamma_{M1}$ au lieu de $bt_f f_{yf}/\gamma_{M0}$

En écrivant l'équilibre statique du tronçon de semelle de longueur s , plastifié à ses deux extrémités, on obtient :

$$(t_w \cdot s \cdot \sin \phi) \cdot \sigma_{bb} \cdot \sin \phi \cdot \frac{s}{2} - M_{Nf.Rk} = M_{Nf.Rk}$$

$$s = \frac{2}{\sin \phi} \cdot \sqrt{\frac{M_{Nf.Rk}}{t_w \sigma_{bb}}}$$

Cette formule, donnée par le règlement, est à appliquer individuellement pour chacune des semelles, qui peuvent être différemment sollicitées et différemment dimensionnées,

conduisant à des valeurs s_c et s_t différentes. Toutes les deux doivent dans tous les cas être plafonnées à la valeur a de l'espacement entre raidisseurs, qui constitue une borne physique à l'extension du champ diagonal de traction.

En définitive, le dernier terme de résistance peut s'écrire, sur le modèle du résultat obtenu antérieurement pour le deuxième terme :

$$0,9 \cdot (s_c + s_t) \cdot t_w \cdot \sigma_{bb} \cdot \sin \phi / \gamma_{M1}$$

Formule globale

La sommation des trois termes explicités aux paragraphes précédents, conduit à la formule réglementaire de la résistance au voilement de cisaillement suivant la méthode du champ diagonal de traction :

$$V_{bb, Rd} = [d t_w \cdot \tau_{bb} + 0,9 \cdot g t_w \cdot \sigma_{bb} \sin \phi] / \gamma_{M1} \quad \text{EC3 5.6.4.1(1)}$$

$$\text{avec } g = d \cdot \cos \phi - a \cdot \sin \phi + (s_c + s_t) \cdot \sin \phi \quad \text{EC3 5.6.4.1(3)}$$

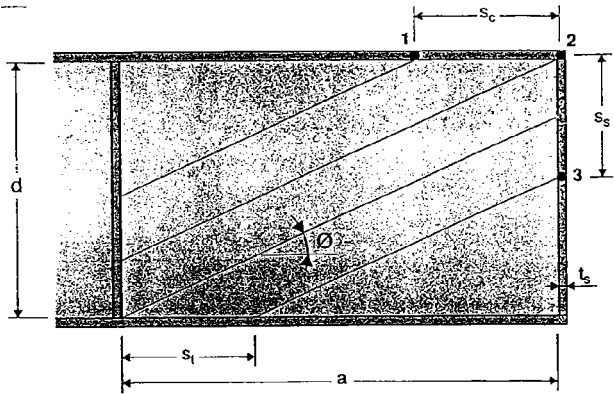
Les bases théoriques de la méthode du champ diagonal de traction ne conduisent à aucun critère permettant d'arrêter une valeur de l'angle ϕ d'inclinaison des contraintes de traction σ_{bb} . Physiquement cet angle ne peut dépasser l'inclinaison de la diagonale du panneau, soit la valeur $\theta = \text{Arctan}(d/a)$. Il ne doit pas non plus descendre en dessous de la valeur $\theta/2$ qui correspond à des semelles entièrement mobilisées pour la résistance aux sollicitations autres que l'effort tranchant. Entre ces deux bornes, existe une valeur particulière rendant maximale la résistance $V_{bb, Rd}$ mais on peut en choisir arbitrairement une quelconque, qui placera donc en sécurité, par exemple $\theta/1,5$. EC3 5.6.4.2

Cas particulier des panneaux d'extrémités

Dans le cadre de la méthode du champ diagonal de traction, les panneaux d'extrémités requièrent une vérification spécifique motivée par le fait que le champ diagonal de traction, ne pouvant y être ancré comme en partie courante, sollicite en flexion latérale le raidisseur d'appui (obligatoirement présent). Celui-ci doit donc être conçu dans cet objectif et la méthode de calcul de la résistance au voilement de cisaillement doit être adaptée en conséquence.

La hauteur s_s du raidisseur sur laquelle s'ancre le champ diagonal de traction est liée aux autres cotes et à l'inclinaison ϕ par de simples considérations géométriques (Fig. 13-8) :

$$s_s = d - (a - s_t) \cdot \tan \phi$$



**Ancrage du champ diagonal de traction
dans un panneau d'extrémité**

Figure 13-8

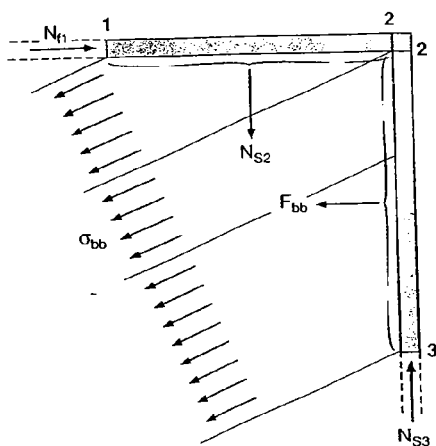
Les mécanismes d'ancrage du champ diagonal de traction sur la semelle supérieure et sur le raidisseur mettent en jeu les résistances plastiques en flexion des trois sections repérées 1 à 3 sur la figure 13-8. Chacune de ces résistances doit être établie en fonction de l'effort normal qui règne dans ces sections (Fig. 13-9) :

- dans la section 1, qui concerne la semelle supérieure, on prend en compte la projection horizontale de la totalité de l'effort de traction équilibré par le champ diagonal, soit : $N_{11} = t_w g \cdot \sigma_{bb} \cdot \cos \phi$; on appelle $M_{pl,1}$ le moment résistant plastique de cette semelle réduit en conséquence ;
- dans la section 2, commune à la semelle supérieure et au raidisseur, on prend en compte, pour ce qui concerne la semelle supérieure, la composante horizontale de la part de l'effort du champ diagonal qui se trouve ancrée sur la hauteur s_s du raidisseur, soit : $F_{bb} = (t_w \cdot s_s \cos \phi) \cdot \sigma_{bb} \cdot \cos \phi$; on appelle M_{Nf} le moment résistant plastique de cette semelle réduit en conséquence ;
- toujours dans la section 2, on prend en compte, pour ce qui concerne le raidisseur, la composante verticale de la part de l'effort du champ diagonal ancrée sur la longueur s_c de la semelle supérieure, soit : $N_{s2} = (t_w \cdot s_c \sin \phi) \cdot \sigma_{bb} \cdot \sin \phi$; on appelle M_{Ns} le moment résistant plastique du raidisseur réduit en conséquence ; on retiendra finalement, pour la section 2, la plus petite des deux valeurs M_{Nf} et M_{Ns} , sous la notation $M_{pl,2}$;
- dans la section 3, qui intéresse le raidisseur, on prend en compte la totalité de l'effort tranchant réduite de la part équi-

librée en cisaillement pur sur la hauteur non concernée par le champ diagonal de traction, soit :

$$N_{s3} = V_{sd} - t_w \cdot (d - s_s) \cdot \tau_{bh} ;$$

on appelle $M_{pl,3}$ le moment résistant plastique du raidisseur réduit en conséquence.



Mécanismes plastiques pour un panneau d'extrémité

Figure 13-9

Chaque moment résistant plastique réduit est calculé à l'aide de la formule d'interaction plastique dans un plat entre moment et effort normal, déjà exploitée pour la détermination de $M_{Nf, Rk}$:

$$M_{pl} = 0,25bt^2f_y \cdot [1 - (N/bt f_y)^2]$$

On utilise les largeur, épaisseur et limite d'élasticité appropriée : suivant qu'il s'agit de la semelle supérieure ou du raidisseur ainsi que les différents efforts normaux N définis ci-avant dans les différentes sections. Dans le cas où le raidisseur serait constitué d'une section différente d'un plat, il conviendrait de modifier en conséquence la formule d'interaction.

À partir des résultats intermédiaires ci-dessus, on peut calculer la résistance au voilement de cisaillement dans les mêmes conditions que pour les panneaux courants mais en remplaçant dans la détermination de s_e la valeur usuelle $M_{Nf, Rk}$ par la valeur :

$$(M_{pl,1} + M_{pl,2})/2$$

prenant en compte le mécanisme plastique développé dans semelle supérieure entre les sections 1 et 2.

L'angle d'inclinaison ϕ du champ diagonal de traction étant fixé à ce stade, la hauteur s_s s'en déduit géométriquement suivant la relation mentionnée ci-avant. Il convient de vérifier, à partir de cette cote, la capacité du raidisseur à assurer l'ancrage du champ diagonal qui lui revient. Ceci est assuré par le respect de l'inégalité :

$$F_{bb} \cdot s_s / 2 \leq M_{pl,2} + M_{pl,3}$$

avec $F_{bb} = (t_w \cdot s_s \cos \phi) \cdot \sigma_{bb} \cdot \cos \phi$ définie précédemment, qui traduit que la ruine par mécanisme plastique du tronçon de raidisseur compris entre les sections 2 et 3 n'est pas atteinte.

Si cette condition n'est pas satisfaite, il est nécessaire de réduire la hauteur s_s en augmentant l'angle ϕ . Ceci a pour effet de diminuer la résistance à l'effort tranchant du panneau et si elle devient insuffisante vis-à-vis des sollicitations appliquées des modifications de dimensionnement doivent être apportées, *a priori* au niveau du raidisseur d'appui.

Il convient de souligner que les vérifications de dimensionnement doivent s'étendre aux soudures du raidisseur d'appui sur l'aile supérieure (section 2) qui doivent pouvoir équilibrer les efforts appliqués, $M_{pl,2}$, F_{bb} et N_{S2} .

XIII. 4 — Interaction avec le moment de flexion et l'effort normal

Les deux méthodes réglementaires de détermination de la résistance des âmes de poutres au voilement de cisaillement supposent que les sollicitations autres que l'effort tranchant sont reprises par les semelles exclusivement.

Dans la méthode du champ diagonal de traction, l'extension de la bande diagonale requiert même un ancrage d'efforts de traction sur ces semelles, ce qui suppose que celles-ci offrent une capacité résiduelle non nulle en flexion dans le sens de leur épaisseur. Il est donc important de disposer de formules d'interaction entre l'effort tranchant d'une part et le moment de flexion et l'effort normal d'autre part. Ces formules diffèrent en fonction de la méthode utilisée pour le calcul de la résistance au voilement de cisaillement.

Dans le cadre de la méthode postcritique-simple

Les interactions entre sollicitations peuvent être négligées dans deux situations opposées :

- lorsque l'effort tranchant sollicitant n'excède pas la moitié de la résistance ultime au voilement de cisaillement $V_{ba, Rd}$;
- lorsque le moment fléchissant et l'effort normal sollicitants peuvent être équilibrés par une section réduite aux seules semelles de la poutre.

Dans les situations intermédiaires, une formule de raccordement fournit la limite que le moment fléchissant appliqué doit respecter :

$$M_{sd} \leq M_{f, Rd} + (M_{pl, Rd} - M_{f, Rd}) \cdot [1 - (2V_{sd}/V_{ba, Rd} - 1)^2]$$

EC3 5.6.7.2(3)

Cette expression est établie pour la situation la plus fréquente, où la poutre n'est pas sollicitée par un effort normal. $M_{pl, Rd}$ et $M_{f, Rd}$ y représentent respectivement le moment de résistance plastique du profil complet et celui de la section transversale composée seulement des deux semelles. Dans les cas où il existe un effort normal N_{sd} , il est nécessaire de réduire ces deux valeurs suivant les règles de résistance plastique des sections.

Dans le cas des sections de classes 1 et 2, la formule proposée s'applique telle quelle, étant fondée sur la résistance plastique.

Dans le cas des sections de classes 3 et 4, les résistances plastiques qu'elle comporte prennent un caractère purement conventionnel et il convient de plafonner le résultat final par le moment résistant élastique approprié à la classe en question, $M_{c, Rd}$ (Fig. 13-10).

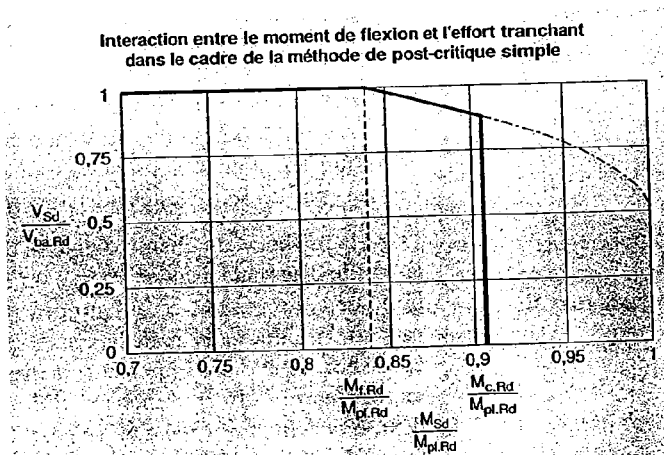


Figure 13-10

Dans le cas des sections dont la semelle comprimée est de classe 4, le calcul de $M_{f, Rd}$ doit prendre en compte la largeur efficace de cette semelle. Le DAN français étend cette prescription au calcul de $M_{pl, Rd}$ et précise que le coefficient partiel de sécurité à utiliser pour ces sections est systématiquement γ_{M1} .

Dans le cadre de la méthode du champ diagonal de traction

Les interactions entre sollicitations ne peuvent être négligées que lorsque l'effort tranchant sollicitant n'excède pas la moitié de la résistance au voilement de cisaillement de l'âme seule, notée $V_{bw, Rd}$. Celle-ci résulte de l'application de la méthode du champ diagonal de traction en supposant que les semelles ne permettent aucun ancrage du champ diagonal, c'est-à-dire présentent toutes les deux un moment de résistance plastique réduit $M_{Nf, Rk}$ nul.

Par définition, lorsque l'effort tranchant atteint la valeur $V_{bw, Rd}$, le moment fléchissant concomitant admissible est celui équilibré par les ailes seules, soit la valeur $M_{f, Rd}$ déjà utilisée dans le cadre de la méthode postcritique simple.

Entre ce point particulier et le seuil d'interaction à $0,5 \cdot V_{bw, Rd}$, une formule de raccordement construite de manière identique à celle prescrite dans le cadre de la méthode postcritique simple, doit être utilisée :

$$M_{sd} \leq M_{f, Rd} + (M_{pl, Rd} - M_{f, Rd}) \cdot [1 - (2V_{sd}/V_{bw, Rd} - 1)^2]$$

EC3 § 6.7.3(5)

Il faut reconduire à son propos, les remarques émises précédemment :

- plafonnement au moment résistant approprié pour la classe de la section,
- modification des résistances plastiques en cas de présence d'un effort normal,
- en classe 4, prise en compte de la réduction de largeur de la semelle comprimée et utilisation du coefficient partiel de sécurité γ_{M1} .

Lorsque l'effort tranchant sollicitant dépasse la valeur $V_{bw, Rd}$, la méthode du champ diagonal de traction assure intrinsèquement dans l'établissement de la valeur $V_{bb, Rd}$, l'interaction entre les trois composantes de sollicitations par le biais des moments de résistance plastique réduits $M_{Nf, Rk}$ qui dépendent des sollicitations équilibrées par les semelles et gouvernent les cotes s_c et s_t . Lorsque la section n'est soumise à aucun moment de flexion ni effort normal, ces cotes atteignent leur valeur maximale et la résistance au voilement de cisaillement atteint sa borne supérieure $V_{b0, Rd}$ (Fig. 13-11).

Interaction entre le moment de flexion et l'effort tranchant
dans le cadre de la méthode du champ diagonal de traction

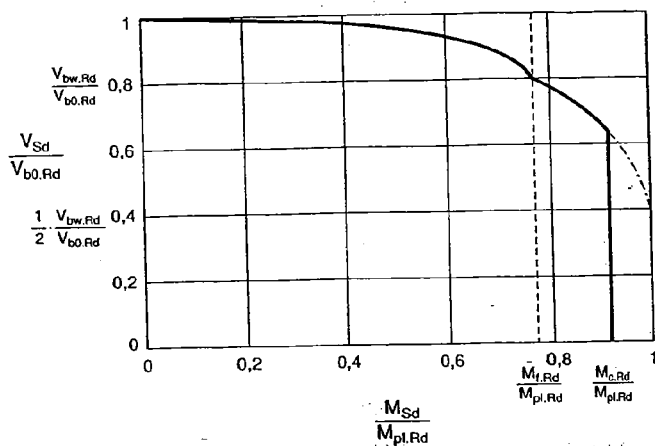
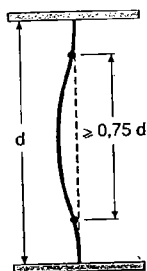
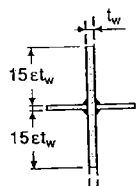


Figure 13-11

XIII. 5 — Calcul des raidisseurs



Vérification
au flambement
des raidisseurs
transversaux

Figure 13-12

Les règles assignent aux raidisseurs transversaux intermédiaires une rigidité minimale dans la direction normale au plan de l'âme de façon à garantir leur efficacité vis-à-vis du voilement de cisaillement. Les seuils d'inertie suivants sont fixés :

- $1,5 \cdot d \cdot t_w^3 \cdot (d/a)^2$ si $a/d < \sqrt{2}$
- $0,75 \cdot d \cdot t_w^3$ si $a/d \geq \sqrt{2}$

EC3 5.6.5(3)

La résistance au flambement de ces mêmes raidisseurs doit également être établie dans les hypothèses suivantes (Fig. 13-12)

- on retient une section droite constituée du raidisseur lui-même et de deux largeurs d'âme participantes de $15 \cdot \epsilon \cdot t$ disposées de part et d'autre du raidisseur, sous réserve qu'une telle largeur soit effectivement présente ;
- l'effort normal de compression dans le raidisseur est pris égal à l'effort tranchant régnant à son aplomb diminué de la part équilibrée en cisaillement pur sur la hauteur de l'âme :

$$V_{sd} - t_w \cdot d \cdot \tau_{bb} / \gamma_{M1} ;$$

- la longueur de flambement est prise égale au moins à $0,75 \cdot d$ et il est fait usage de la courbe c de flambement.

Généralités sur les assemblages et résistance des moyens d'assemblage

La conception et le calcul des assemblages revêtent, en construction métallique, une importance équivalente à celle du dimensionnement des pièces pour la sécurité finale de la construction. Les ossatures ne présentent généralement pas de redondances importantes et les assemblages constituent donc des points de passage obligés pour les sollicitations régnant dans les différents composants structurels ; en cas de défaillance d'un assemblage, c'est bien le fonctionnement global de la structure qui est remis en cause.

La conception des assemblages est aussi l'étape au cours de laquelle doivent être concrétisées, avec autant de fidélité que possible, les hypothèses de liaison entre composants de la structure telles qu'elles ont été adoptées au stade de l'analyse globale, par définition avant que les profils ne soient arrêtés avec précision.

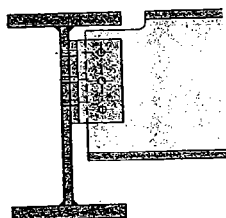
Comme pour le dimensionnement des pièces, deux corps de règles se trouvent actuellement en concurrence pour la conception et le calcul des assemblages.

- Les normes françaises de la série NF P 22-XXX élaborées au début des années 80 en substitution au chapitre 4 des Règles CM 66. Ces textes fournissent des formules de calcul de la résistance ultime des assemblages et, comme dans les Règles CM 66, la contrainte de référence utilisée est généralement la limite d'élasticité de l'acier des constituants vérifiés.
- Le chapitre 6 et ses annexes de la norme expérimentale XP P 22-311 tirée de l'Eurocode 3. Les règles proposées visent également la résistance ultime des assemblages mais la fondent généralement sur la limite de rupture des constituants vérifiés et l'affectent systématiquement d'un coefficient partiel de sécurité spécifique.

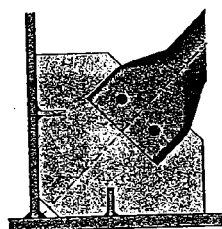
XIV. 1 — Généralités sur les assemblages de construction métallique

Considérés globalement, les assemblages sont des ensembles constitués de plusieurs composants (Fig. 14-1) :

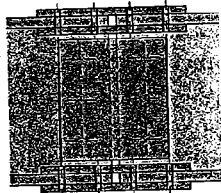
Appui simple poutre-poutre
par cornières boulonnées



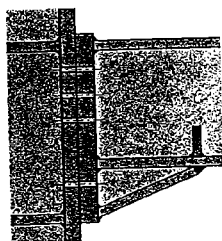
Attache boulonnée
d'un tube circulaire écrasé,
sur gousset soudé



Joint de continuité
de poutre par éclisses et
boulons précontraints



Encastrement poutre-poteau
par platine d'about
boulonnée



Assemblages

Figure 14-1

- les abouts des éléments structurels liaisonnés : la section courante de ces éléments doit généralement être aménagée pour permettre l'assemblage ; elle peut être déformée (par exemple aplatissement d'une section tubulaire), affaiblie par découpe locale (grugeage) ou par la réalisation de perçages, complétée ou renforcée localement ;
- les pièces accessoires de liaison : il s'agit généralement de plats, de cornières, de chutes de profilé utilisés comme platines, tasseaux, échantignoles, équerres d'attache...
- les organes de fixation proprement dits assurant la solidarisation effective entre les composants en présence : on utilise, suivant les circonstances, des rivets, des boulons précontraints ou non, des cordons de soudure, des axes...

Les règles codifiées disponibles, à quelques exceptions près, traitent essentiellement du calcul des organes de fixation, supposant connus les efforts qui les sollicitent, en précisant également quelques dispositions constructives à respecter.

Il appartient donc au concepteur de procéder à une analyse rationnelle du fonctionnement de l'assemblage considéré globalement pour y prévoir la circulation des efforts et conférer ainsi une résistance adéquate à chacun des composants. Cette analyse est généralement délicate à mener en toute rigueur, dans la mesure où les hypothèses classiques de la résistance des matériaux ne se trouvent plus respectées dans les zones d'assemblage : les sections subissent des variations brusques de géométrie, les organes de fixation tels que les boulons provoquent des introductions ponctuelles de forces sur les autres composants...

On est donc conduit, en pratique, à utiliser des modèles de calcul très simplifiés, en élasticité ou en plasticité, dont on peut être assuré qu'ils placent en sécurité par rapport à la réalité. Il est important, dans cette démarche, de veiller aux rigidités relatives en présence et donc à la compatibilité des déformations des différents composants ; ceux-ci peuvent présenter des capacités de déformations limitées, occasionnant des concentrations de contraintes et donc des modes de ruine prématurée. On peut citer à ce sujet, les liaisons soudées non uniformément raidies ou le comportement des boulons de classe de qualité à faible ductilité. Il convient également de se préoccuper de l'impact éventuel de déformations dont les assemblages peuvent être le siège, sur le fonctionnement général de la structure et en particulier sur la répartition des sollicitations dans cette structure lorsqu'elle présente une hyperstaticité élevée.

Enfin, pour des questions de compatibilité de rigidités, il n'est généralement pas permis d'utiliser simultanément des moyens différents d'assemblage dans une même attache. Une exception est faite à ce principe pour l'emploi des boulons précontraints

et de cordons de soudure à condition qu'il n'y ait pas de possibilité de report d'efforts des uns aux autres du fait de leurs déformations sous charges. Le serrage des boulons doit intervenir après réalisation des soudures.

XIV. 2 — Assemblages par boulons non précontraints

Les boulons normaux non précontraints, dits aussi boulons ordinaires, sont prévus pour être mis en œuvre avec un serrage simple, non contrôlé ; leur comportement au serrage ne fait l'objet d'aucune investigation particulière lors de leur fabrication. Les classes de qualité disponibles pour les boulons normaux sont : 4.6, 4.8, 5.6, 5.8, 6.6, 6.8, 8.8 et 10.9. Pour mémoire, ces produits font désormais l'objet d'une normalisation européenne qui couvre l'ensemble de leurs caractéristiques géométriques et mécaniques.

Les assemblages par boulons non précontraints permettent de reprendre des efforts d'orientation quelconque par rapport à l'axe des vis. Il est d'usage d'envisager séparément les efforts parallèles et les efforts perpendiculaires à l'axe des vis, qui correspondent à des modes de fonctionnement différents et requièrent donc des vérifications propres.

XIV. 2.1 — Résistance aux efforts parallèles à l'axe des vis

Les assemblages boulonnés sollicités par des efforts parallèles à l'axe des vis assurent la transmission directe de ces efforts par simple traction des vis. La vérification élémentaire de résistance consiste donc à s'assurer que les contraintes atteintes dans les vis restent à un niveau supportable, en tenant compte du fait que la section de moindre résistance est constituée par la partie filetée. Les différents textes normatifs disponibles expriment donc la résistance en traction $F_{t,Rd}$ des boulons à partir du produit de l'aire de la section résistante A_s de la partie filetée par une contrainte de référence fonction de la classe de qualité utilisée.

- Norme NF P 22-430

$$F_{t,Rd} = A_s \sigma_{red} / 1,25$$

Annexe 6.9.13

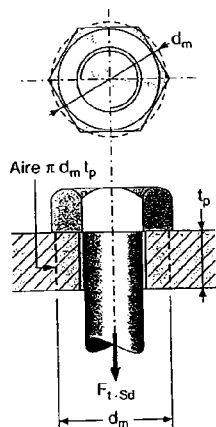
$$\text{avec } \sigma_{red} = \min \left(f_{yb}, \frac{7}{10} \cdot f_{ub} \right)$$

- Norme XP P 22-311

$$F_{t,Rd} = 0,9 A_s f_{ub} / \gamma_{Mb}$$

Tableau 6.9.13

$$\text{avec } \gamma_{Mb} = 1,50$$



**Poinçonnement
d'une tôle
par un boulon
en traction**

Figure 14-2

On remarquera que la norme française se situe de manière transitoire entre les Règles CM 66 et l'Eurocode 3, en ne faisant plus exclusivement référence à la limite d'élasticité dans le critère de ruine, la limite de rupture devenant déterminante pour les boulons de ductilité réduite.

L'Eurocode 3 complète la limitation de la traction dans la vis du boulon par une condition visant le risque de poinçonnement par l'écrou ou la tête du boulon de l'une des tôles assemblées (Fig. 14-2) :

$$F_{t, Sd} \leq B_{p, Rd} = 0,6\pi d_m t_p f_u / \gamma_{Mb} \quad \text{EC3 6.5.5(4)}$$

avec d_m diamètre moyen de la tête du boulon ou de l'écrou (entre cercle inscrit et cercle circonscrit)

t_p , f_u épaisseur et limite de rupture de la tôle vérifiée
 $\gamma_{Mb} = 1,25$

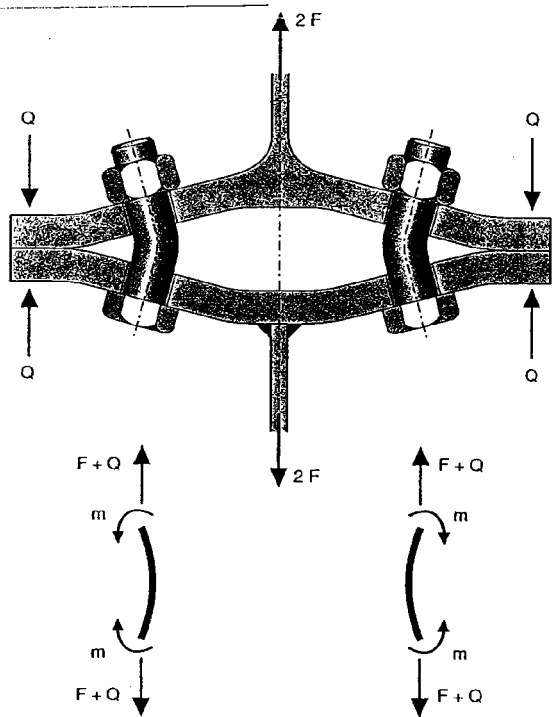
Une telle condition n'a pratiquement aucune chance d'être déterminante pour des assemblages normalement constitués ainsi que le montre le tableau 14-1 qui donne, par diamètre et dans les hypothèses les plus défavorables de nuances en présence (S235 pour la pièce et classe 10-9 pour le boulon), l'épaisseur minimale de la tôle pour que $F_{t, Rd}$ soit inférieur à $B_{p, Rd}$.

	épaisseurs minimales pour que $F_{t, Rd} \leq B_{p, Rd}$ (pièces en acier S235, boulons de classe 10-9)								
diamètre nominal (mm)	12	14	16	18	20	22	24	27	30
épaisseur minimale (mm)	5	6	7	8	9	10	11	12	13

Tableau 14-1

Le fonctionnement des assemblages en extension s'accompagne généralement de la mise en flexion des parois des pièces assemblées. Les phénomènes mis en jeu pour la circulation des efforts peuvent alors être assez complexes et occasionner des perturbations importantes par rapport au schéma simple de boulons directement sollicités en traction. En particulier, ceux-ci peuvent se trouver soumis, par effet de levier, à la fois à des surtensions et à des flexions parasites dangereuses pour la tenue de l'assemblage (Fig. 14-3).

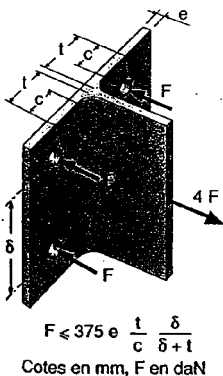
Compte tenu de la grande variété des configurations possibles on ne dispose malheureusement que de très peu de règles précises pour prendre en compte ces problèmes. Lors de l'élaboration des Règles CM 66, cette question a fait l'objet d'une recherche expérimentale, portant sur le comportement en extension des ailes de cornières ou de T laminés sollicitées par des boulons symétriquement disposés par rapport à l'âme.



Effet de levier dans un assemblage en extension

Figure 14-3

Une formule empirique en a été déduite, visant à limiter en fonction de l'épaisseur de la pièce travaillant en flexion, l'effort théorique de traction par boulon obtenu en divisant simplement la sollicitation s'exerçant sur l'assemblage par le nombre de boulons. Il est utile de préciser que, pour l'établissement de cette règle, la limitation des déformations à un niveau jugé acceptable a été généralement déterminante par rapport à la rupture proprement dite des boulons ou des pièces d'assemblage ; ceci explique que seules les cotes géométriques de l'assemblage interviennent dans l'expression proposée et que les caractéristiques de l'acier de la pièce de liaison ou des boulons n'y ont aucune incidence (Fig. 14-4).



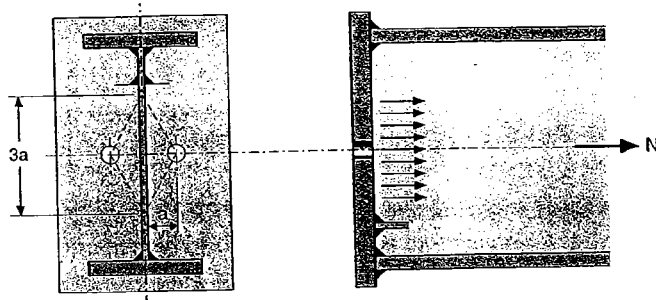
Règles CM 66 article 4,03

Figure 14-4

Bien qu'elle ait été construite à partir de résultats portant sur une gamme d'épaisseurs relativement faibles, la formule des Règles CM 66 est depuis utilisée de manière extensive, faute d'autre proposition codifiée ; elle a d'ailleurs été ultérieurement reprise et généralisée par la norme NF P 22-460 traitant des assemblages précontraints, y compris pour les T reconstitués par soudure. On peut considérer que, pour les épaisseurs cou-

rantes utilisées aujourd'hui pour les pièces en extension, l'approche des Règles CM 66 place en sécurité du point de vue de la ruine de l'assemblage et confère, *a priori*, une rigidité importante à celui-ci.

Dans le cas d'utilisation de pièces soudées, il est important de vérifier la résistance locale des cordons de soudure qui peuvent être affectés de manière excessive par une concentration des contraintes (Fig. 14-5).



Concentration de contraintes dans l'âme et dans sa soudure sur la platine

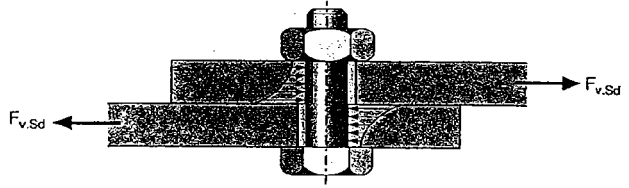
Figure 14-5

Il convient de veiller également, pour tout assemblage en extension, à ce que les boulons soient disposés de manière symétrique par rapport à la ligne d'action de l'effort appliqué de façon : garantir une répartition homogène de cet effort.

Un cas particulier très important d'assemblage où les boulons se trouvent sollicités en traction, est constitué par les encastres poutre-poutre et poutre-poteau par platine d'about. La généralisation de l'emploi de ce type de conception d'assemblage en construction métallique a justifié la codification de méthodes de calcul spécifiques, qui sont présentées dans un paragraphe ultérieur.

XIV. 2.2 — Résistance aux efforts perpendiculaires à l'axe des vis

Les assemblages boulonnés sollicités par des efforts perpendiculaires à l'axe des vis fonctionnent par pression diamétrale exercée par les vis sur les pièces assemblées et cisaillement de ces vis (Fig. 14-6).



Pression diamétrale exercée par un boulon cisailé

Figure 14-6

La résistance individuelle en cisaillement des boulons est construite de manière similaire à celle concernant la traction, mais avec des coefficients numériques spécifiques :

- Norme NF P 22-430

$$F_{v.Rd} = A_s \sigma_{red} / 1,54$$

Article 6.3.2

$$\text{avec } \sigma_{red} = \min \left(f_{yb}, \frac{7}{10} \cdot f_{ub} \right)$$

- Norme XP P 22-311

$$F_{v.Rd} = 0,6 A_s f_{ub} / \gamma_{Mb}$$

pour les classes 4.6, 5.6, 6.6 et 8.8

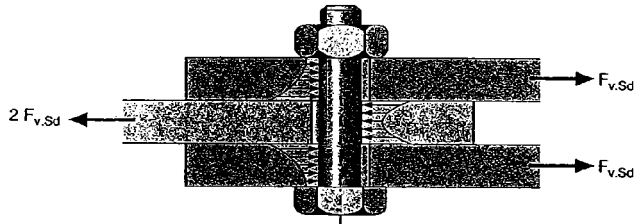
$$F_{v.Rd} = 0,5 A_s f_{ub} / \gamma_{Mb}$$

Tableau 6.5.3

pour les classes 4.8, 5.8, 6.8 et 10.9

avec $\gamma_{Mb} = 1,25$

Ces valeurs s'entendent pour un plan de cisaillement. Dans le cas d'assemblage de plus de deux pièces, la résistance pour un boulon est obtenue en multipliant les valeurs individuelles citées par le nombre de plans de cisaillement (Fig. 14-7).



Boulon en double cisaillement

Figure 14-7

Comme pour la résistance en traction, la norme française pénalise les classes de qualité présentant les ductilités les plus faibles en introduisant la contrainte de rupture de l'acier des boulons dans le critère de ruine. L'Eurocode 3 systématise la référence à la contrainte de rupture, mais défavorise aussi spécifiquement, même faiblement, une partie de ces classes de ductilité réduite.

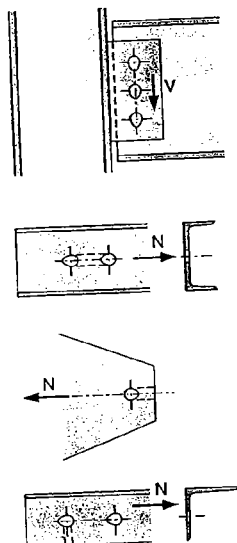


Figure 14-8

Dans les deux types de formules, il est possible de remplacer la section résistante de la partie filetée par celle de la tige lisse, dès lors que les dispositions d'exécution sont prises pour que cette tige lisse règne sur l'épaisseur de l'assemblage. Cette mesure entraîne également une réduction intéressante des déformations provoquées par la plastification locale des pièces au contact avec les vis. Sa prise en compte au niveau du calcul doit néanmoins se faire avec la plus grande prudence compte tenu des aléas que présente sa mise en œuvre correcte sur site, notamment en terme d'approvisionnement de boulons présentant des longueurs de tige lisse adaptées aux épaisseurs d'assemblage.

La résistance en pression diamétrale constitue un deuxième critère à vérifier pour les assemblages sollicités perpendiculairement à l'axe des vis. Elle vise en principe la tenue locale des pièces sous la pression exercée par la tige des boulons, dont l'acier est généralement beaucoup plus dur. L'excès de pression diamétrale est susceptible d'occasionner une ovalisation non maîtrisée des perçages et une déchirure des pièces depuis un perçage vers un bord libre ou vers un perçage voisin (Fig. 14-8).

La résistance en pression diamétrale est établie suivant des processus assez différents dans la norme française et dans la norme européenne.

Norme NF P 22-430

La résistance à la pression diamétrale s'exprime sous forme d'une limitation de la pression exercée sur une surface conventionnelle égale au diamètre du boulon par l'épaisseur de pièce, proportionnellement à la limite d'élasticité de l'acier constituant la pièce :

$$F_{b, Rd} = dt \cdot (3f_y)$$

Article 5.1

Un renforcement de cette condition est prévu pour les cas d'exploitation normale de l'ouvrage exige une maîtrise particulière des déformations :

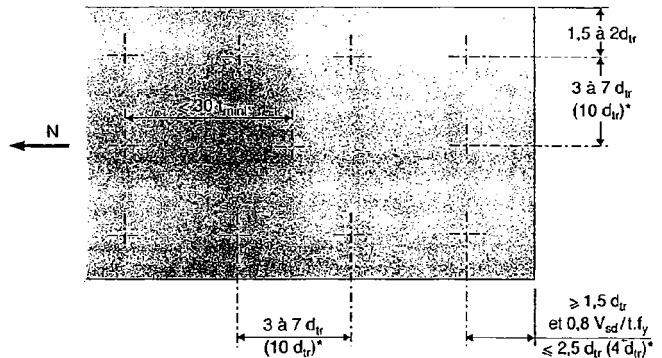
$$F_{b, Rd} = dt \cdot (2f_y)$$

Cette condition est complétée par des dispositions constructives imposant des valeurs minimales aux pinces longitudinales transversales ainsi qu'aux entr'axes entre boulons de manière à prévenir le risque de déchirure de la pièce depuis un perçage vers un bord libre ou entre perçages successifs. Dans le cas particulier de la pince longitudinale, un des critères à respecter directement fonction de l'effort appliqué par le boulon.

$$c_1 \geq 0,8 V_{sd} / (t F_y)$$

Article 5.3

Des valeurs maximales sont également imposées aux mêmes cotes pour garantir un contact convenable entre pièces assemblées, indispensable pour la maîtrise des risques de corrosion dans les entrefers (Fig. 14-9).



(*) : valeur admise pour les pièces non soumises aux intempéries ou à des conditions favorisant l'oxydation

Norme NF P 22-430 - Article 5 - Dispositions constructives

Figure 14-9

Norme XP P 22-311

La formule de résistance à la pression diamétrale prend en compte également une pression sur une surface conventionnelle égale au produit du diamètre du boulon par l'épaisseur de la pièce mais en module directement la valeur limite par l'intermédiaire d'un coefficient minorateur α établi en fonction de la pince longitudinale et de l'entraxe des boulons.

$$F_{b, Rd} = 2,5 \alpha f_u d_t / \gamma_{Mb}$$

Tableau 6.5.3

avec $\gamma_{Mb} = 1,25$

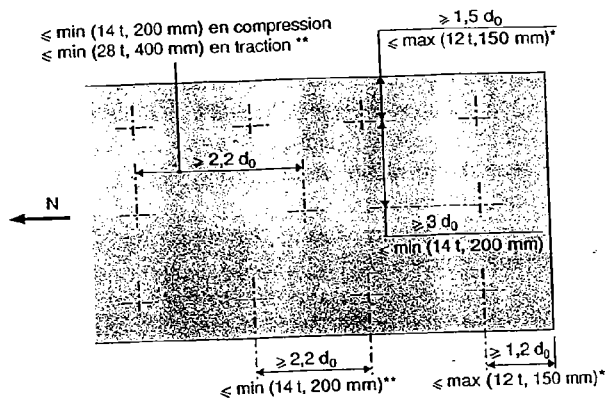
α est pris égal au minimum des deux rapports :

$$e_1/3d_0 \text{ et } p_1/3d_0 - 1/4$$

sans dépasser 1 ni le rapport des limites de rupture des aciers constituant les boulons et la pièce f_{ub}/f_u .

Des valeurs minimales et maximales des pinces longitudinales et transversales et de l'entraxe des boulons sont également prescrites par l'Eurocode 3 (Fig. 14-10).

Les règles de vérification des assemblages boulonnés sollicités perpendiculairement à l'axe des vis, telles qu'elles viennent d'être énoncées, ne rendent que très grossièrement compte du fonctionnement de ces assemblages. L'épaisseur non strictement négligeable des pièces assemblées entraîne, *ipso facto*, une



* : à limiter à 40 mm + 4t pour les pièces exposées aux intempéries ou à des risques de corrosion

** : limite pouvant être majorée de 50% pour les éléments tendus à l'abri des intempéries et des risques de corrosion

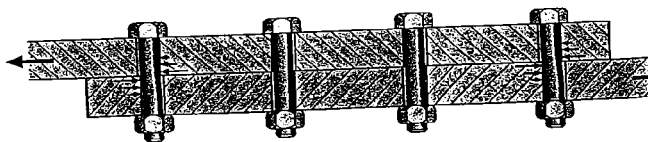
d_0 : diamètre du perçage

t : épaisseur la plus faible des plats extérieurs de l'assemblage (une face en contact direct avec l'atmosphère)

Norme XP P 22-311 - Eurocode 3
Clause 6.5.1 - Positionnement des trous pour boulons

Figure 14-10

certaine flexion des boulons, même si cette sollicitation n'est pas explicitement prise en compte par les règles de calcul. Cette flexion peut être très fortement accentuée, au point d'entraîner une plastification rapide des boulons, dans le cas où les joints entre perçages dans les pièces et vis des boulons sont distribués de façon défavorable sur la longueur de l'assemblage et nécessitent ainsi une adaptation importante avant que l'ensemble des boulons puissent apporter leur contribution à la résistance (Fig. 14-11).



Répartition inégale de l'effort entre les boulons d'une même file

Figure 14-11

Ce phénomène est susceptible d'occasionner une ruine prématurée de l'assemblage, en particulier lorsqu'on utilise des boulons de petit diamètre, fortement sollicités par les flexions.

parasites, et de qualité de faible ductilité comme les classes 6.8 ou 10.9. Des essais ont montré que la ruine pouvait intervenir pour des niveaux de sollicitation notoirement inférieurs à ceux obtenus en cumulant directement les résistances individuelles des boulons. Il convient pour ces cas, soit de restreindre le jeu entre perçage et vis, soit de procéder à un abattement sur la résistance globale de l'assemblage, soit encore de rendre dominante une ruine ductile par excès de pression diamétrale. Plusieurs mesures sont prescrites dans cet esprit par les documents normatifs.

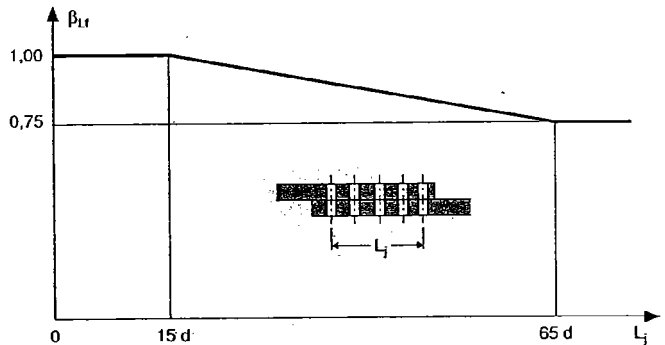
Longueur de l'assemblage

La norme NF P 22-430 comme l'Eurocode 3 imposent une minoration de la capacité des assemblages présentant une longueur entre axes des boulons extrêmes supérieure à 15 fois le diamètre du perçage pour la norme française, le diamètre du boulon pour l'Eurocode 3. Cette limite correspond à peu près, compte tenu des entraxes habituels, aux assemblages de plus de 5 boulons. Le coefficient de réduction s'écrit :

$$\beta_{Lr} = 1 - (L_j - 15d)/200d \quad \text{NFP 22-430 5.1.3}$$

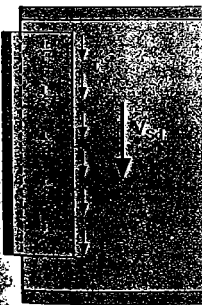
$$\quad \quad \quad \text{XP P 22-311 6.5.10}$$

sans descendre au-dessous de 0,75, valeur obtenue pour une longueur égale à 65 fois le diamètre (Fig. 14-12).



Coefficient de réduction de la capacité des assemblages longs

Figure 14-12



Assemblage sollicité par un effet réparti sur sa longueur

Figure 14-13

Cette limitation ne s'applique pas au cas où, par conception, l'assemblage se trouve sollicité par un effort réparti uniformément sur sa longueur (Fig. 14-13) : assemblage âme-semelle d'un profil fléchi, assemblage d'une âme cisailée de poutre sur un raidisseur d'appui.

Correctifs à la norme NF P 22-430

Le texte français autorise des perçages excédant de 2 mm le diamètre nominal des boulons, pour toute la gamme des diamètres utilisables. Pour les classes de qualité 4.8, 5.8, 6.8, 8.8 et 10.9, qui présentent des ductilités réduites, et pour les diamètres de boulons inférieurs à 16 mm, il est avéré que le cumul direct des capacités individuelles de boulons ne fournit pas une évaluation réaliste et fiable de la capacité de l'assemblage dans le cas de perçages à $d + 2$ mm. Sauf à ramener le diamètre des perçages à $d + 1$ mm, il convient, dans de telles configurations, de limiter à 5 le nombre total de boulons disposés en file parallèlement à la direction de l'effort et de considérer que dans chaque file, un des boulons reste inactif au cours de la mise en charge et ne doit donc pas être pris en compte dans le calcul de la résistance de l'assemblage.

Règles restrictives de l'Eurocode 3

Les diamètres normaux de perçages prévus par l'Eurocode 3 sont plus restrictifs que ceux de la norme NF P 22-430 : pour les diamètres nominaux de boulons 12 et 14 mm, le diamètre de perçage est limité à $d + 1$ mm.

Il est néanmoins admis d'augmenter ce diamètre à $d + 2$ mm à condition que la résistance en cisaillement des boulons soit supérieure à la résistance en pression diamétrale. Cette mesure cherche à conférer à l'assemblage le supplément de capacité d'adaptation, nécessité par l'importance du jeu entre boulon et trou, par le biais de plastifications obtenues par pression diamétrale. Elle est renforcée dans le cas des classes de qualité offrant une ductilité réduite, 4-8, 5-8, 6-8, 8-8 et 10-9 en imposant une réduction supplémentaire de 15% sur la capacité à cisaillement d'un boulon, qui doit néanmoins rester supérieur à la résistance en pression diamétrale. **EC3 6.5.5(8)**

Indépendamment de ces mesures relatives à la sauvegarde d'une sécurité suffisante par rapport à la ruine des assemblages il convient d'insister sur le fait que les assemblages par boulon non précontraints dans des trous normaux soumis à des efforts de cisaillement ne fonctionnent, pour des niveaux de chargement significatifs, qu'au prix d'un déplacement relatif des pièces assemblées qui peut facilement dépasser le millimètre, étant théoriquement compris entre 0 et 4 mm pour les assemblages en simple cisaillement avec perçages usuels à $d + 2$ mm. Le cumul de ces jeux d'assemblages à l'échelle d'une structure peut donner lieu à des déformations d'ensemble bien supérieures à celles résultant des déformations élastiques des barres et directement préjudiciables au respect des critères d'état limite de service. Plus gravement encore, ces mêmes jeux, par le caracté-

aléatoire de leur distribution au sein de l'ensemble d'une structure hyperstatique, peuvent remettre en cause la répartition des sollicitations entre les éléments et donc compromettre la résistance de l'ouvrage. En restant dans le cadre d'assemblages par boulons non précontraints, des mesures graduées peuvent être prises pour limiter l'amplitude des déformations en question :

- réduction du diamètre des perçages à $d + 1$ mm et même à $d + 0,5$ mm quel que soit le diamètre nominal d des boulons,
- cisaillement des boulons exclusivement sur tige lisse,
- utilisation de boulons calibrés, offrant une tolérance réduite sur le diamètre nominal, mis en place dans des perçages à $d + 0,3$ mm maximum (boulons dits « plein trou »).

Ces différentes mesures représentent des surcoûts de réalisation, exigeant généralement un soin plus important dans le respect des cotes géométriques, voire des montages à blanc en atelier de sous-ensembles de la structure pour garantir la faisabilité du montage. Il peut être plus rationnel de changer de conception d'assemblages et d'utiliser les moyens plus performants en terme de rigidité que sont la soudure ou les boulons précontraints.

XIV. 2.3 — Résistance aux efforts combinés

La résistance des boulons à une combinaison d'efforts de traction et de cisaillement est établie à partir d'une formule d'interaction qui ne couvre pas la résistance vis-à-vis de chacune des composantes considérée seule. Il est donc important de vérifier, en premier lieu, les critères définis précédemment pour les efforts parallèles et perpendiculaires à l'axe des vis.

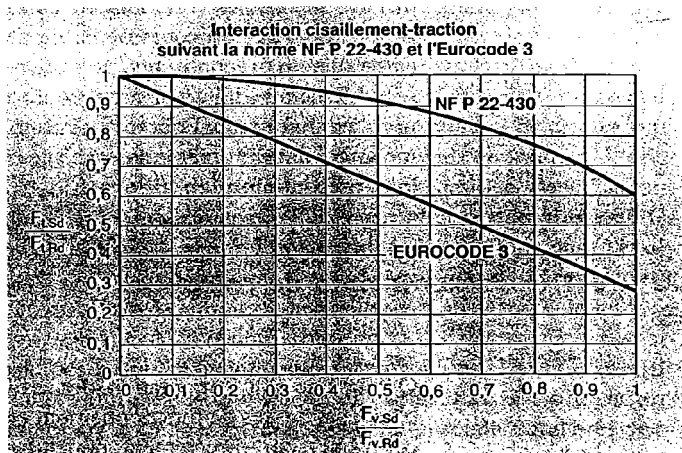


Figure 14-14

- Norme NF P 22-430

$$\sqrt{F_{t, Sd}^2 + 2,36 F_{v, Sd}^2} \leq A_s \sigma_{red} \quad \text{Article 6.3.3}$$

- Norme XP P 22-311

$$F_{v, Sd} / F_{v, Rd} + F_{t, Sd} / 1,4 F_{t, Rd} \leq 1 \quad \text{Clause 6.5.5(5)}$$

On peut noter que le texte européen est sensiblement plus défavorable que la norme française, comme l'illustre le diagramme de la figure 14-14.

XIV. 3 — Assemblages par boulons précontraints

Dans le cadre des règles et pratiques françaises, les boulons précontraints sont des produits fabriqués spécifiquement pour leur garantir une aptitude au serrage. Ils doivent donc être livrés en ensembles complets vis-écrou-rondelle, accompagnés des consignes de serrage de leur fabricant. Ils sont en principe mis en œuvre avec introduction d'un effort de précontrainte obtenu généralement par contrôle du couple appliqué ou de la rotation imposée lors du serrage. Une rondelle au moins est indispensable sous l'élément en rotation (tête de vis ou écrou). Les classes de qualité disponibles sont 8.8 et 10.9.

Le fonctionnement des assemblages précontraints présente des spécificités aussi bien pour les efforts parallèles à l'axe des vis que pour les efforts perpendiculaires. Leur principal intérêt réside dans le fait que les charges ne transitent pratiquement pas directement par les boulons. Ceux-ci ne connaissent donc que de très faibles variations de contrainte après leur mise en précontrainte et au cours de la vie de l'ouvrage. En outre, les assemblages précontraints présentent une déformabilité très sensiblement réduite par rapport aux assemblages par boulons non précontraints. Pour cette raison, il n'est pas permis de mélanger dans un même assemblage boulons ordinaires et boulons précontraints.

XIV. 3.1 — Précontrainte de calcul

Quelle que soit l'orientation des efforts appliqués à l'assemblage, ses limites de fonctionnement en tant qu'assemblage précontraint sont directement dépendantes de la précontrainte initiale qui lui a été appliquée.

Une différence significative de conception des assemblages précontraints existe entre les normes développées en France et les pratiques suivies par d'autres pays européens qui ont inspiré, pour l'essentiel, le contenu de l'Eurocode 3.

Dans le premier cas, le fonctionnement d'assemblage précontraint est attendu jusqu'à l'état limite ultime, ce qui justifie d'imposer un niveau élevé à la précontrainte des boulons, le plus élevé compatible avec les caractéristiques mécaniques de l'acier qui les constitue.

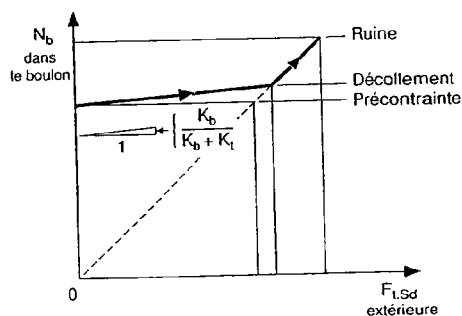
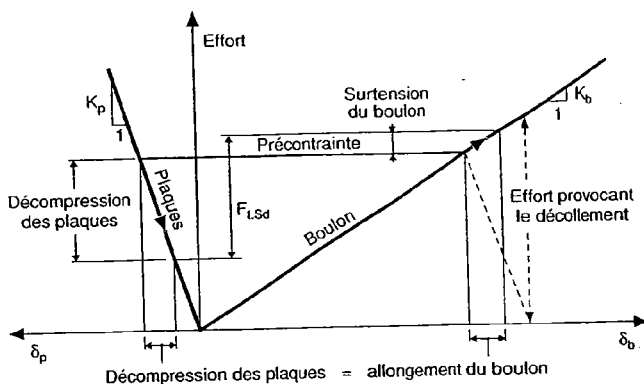
Dans le deuxième cas, la précontrainte n'est considérée que comme une amélioration du fonctionnement de l'assemblage, essentiellement vis-à-vis des états limites de service, et le comportement attendu à l'état limite ultime reste finalement celui d'un assemblage par boulons ordinaires.

L'approche française des assemblages boulonnés précontraints a conduit à définir un produit de boulonnerie de très haute qualité, de façon à garantir d'une part sa capacité à supporter, dès la mise en œuvre, un effort de précontrainte qui ne se différencie pas de la résistance admise en traction et qui, pour les boulons ordinaires, serait un état limite ultime, d'autre part la fiabilité du processus de serrage destiné à établir cette précontrainte. À ce jour, l'harmonisation européenne des produits de boulonnerie destinés aux assemblages précontraints reste encore à établir.

XIV. 3.2 — Résistance aux efforts parallèles à l'axe des vis

Les assemblages précontraints sollicités par des efforts parallèles à l'axe des vis fonctionnent essentiellement par décompression des pièces assemblées et non par traction directe des boulons. Ce résultat est obtenu grâce au fait que les pièces assemblées présentent vis-à-vis d'une déformation transversale (dans le sens de leur épaisseur), une raideur beaucoup plus importante que celle offerte par les boulons en traction. L'opération de précontrainte permet d'emmagasiner, dans l'assemblage, une prédéformation transversale en compression des pièces à laquelle répond une traction des boulons dont l'excédent d'allongement peut être compensé par la rotation de l'écrou. Dans le comportement ultérieur au serrage définitif de l'assemblage, il y a égalité stricte entre la déformation transversale des pièces et l'allongement des boulons. La différence de rigidité entre les deux systèmes en parallèle vis-à-vis des efforts extérieurs appliqués permet que ceux-ci soient équilibrés prioritairement par décompression des pièces, au prix d'une faible

surtension des boulons. Le système fonctionne suivant ce schéma jusqu'à ce que l'effort extérieur appliqué dépasse l'effort de précontrainte du boulon ; à partir de ce stade, la compression des pièces s'annule et le décollement qui s'ensuit implique que l'intégralité des compléments d'effort appliqués doit être équilibrée par tension directe des boulons comme dans un assemblage non précontraint. Compte tenu du niveau élevé de la précontrainte initiale, la ruine suit en principe rapidement le décollement des pièces (Fig. 14-15).



Fonctionnement d'un assemblage précontraint sollicité en traction

Figure 14-15

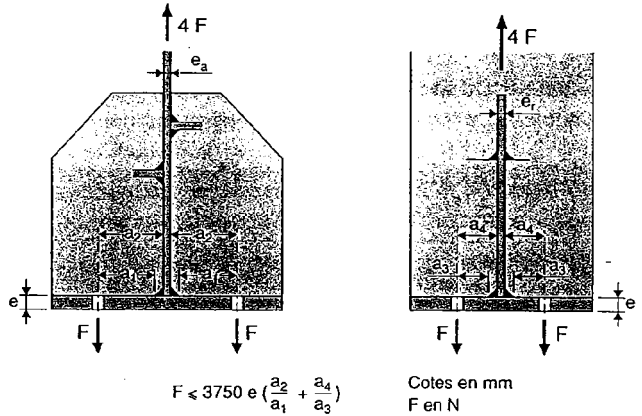
Dans le cadre de la norme NF P 22-460, précontrainte de calcul et effort limite en traction par boulon se confondent.

$$F_{t-Rd} = 0,8A_s f_y$$

NF P 22-460

Par rapport à un boulon non précontraint, la différence réside que dans la contrainte de référence employée qui est systématiquement la limite d'élasticité minimale garantie.

Comme indiqué précédemment la formule de l'article 4,03 des Règles CM 66 est reprise par la norme et généralisée pour traiter les cas de double raidissage de la plaque recevant les boulons et les cas de liaison soudée entre plaque et raidisseurs. À noter qu'en présence d'un double raidissage, le terme minorateur de la capacité en extension $\delta/\delta + t$ des Règles CM 66 a été éliminé (Fig. 14-16).



Norme NF P 22-460 - Article 7.3.3

Figure 14-16

Dans l'Eurocode 3, l'effort limite de traction d'un assemblage par boulons précontraints ne fait pas l'objet d'une clause spécifique. De manière relativement ambiguë, seuls les assemblages précontraints sollicités par des efforts perpendiculaires à l'axe des vis bénéficient d'un ensemble de règles explicites. C'est là que l'on trouve définie la précontrainte à utiliser dans les calculs :

$$F_{p, Cd} = 0,7f_{ub}A_s \quad \text{EC3 6.5.82(1)}$$

On peut y voir la trace d'une prévention ancienne, et persistante dans certains pays, vis-à-vis des sollicitations en traction des assemblages précontraints, motivée par la crainte du cumul de la précontrainte et de l'effort extérieur de traction dans les organes de fixation et qui a longtemps conduit certains codes à interdire purement et simplement ce mode de fonctionnement. On peut d'ailleurs remarquer que l'Eurocode 3, pour les assemblages rivés, tout en spécifiant une résistance identique des rivets en traction et en cisaillement, dans le même temps, déconseille de les solliciter en traction.

Quoi qu'il en soit, dans le cadre de l'application française de l'Eurocode 3, on peut retenir pour les boulons précontraints,

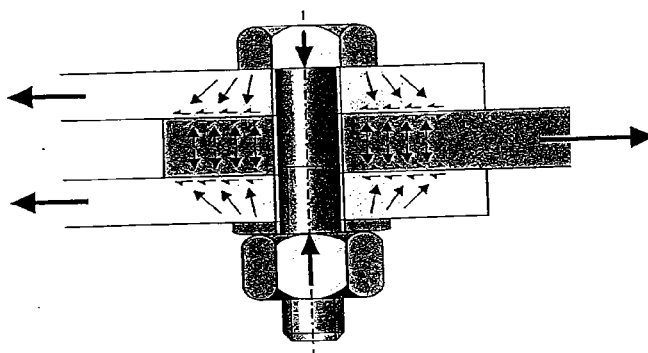
un effort résistant en traction identique à celui admis pour un boulon non précontraint :

$$F_{t,Rd} = 0,9 A_s f_{ub} / \gamma_{Mb} \quad \text{EC3 Tableau 6.5.3}$$

Aucune règle précise et détaillée n'est fournie par le texte européen concernant la prise en compte des effets de levier provoqués par la flexion des pièces d'assemblage, ce phénomène étant seulement signalé. On peut néanmoins trouver dans l'annexe J, analysée par ailleurs, dans sa partie consacrée aux assemblages par platine d'about, un modèle théorique de fonctionnement en extension des assemblages en T.

XIV. 3.3 — Résistance aux efforts perpendiculaires à l'axe des vis

Les assemblages précontraints sollicités par des efforts perpendiculaires à l'axe des vis assurent la transmission des charge d'une pièce à l'autre grâce au frottement que la pression de précontrainte permet de développer entre les surfaces en contact (Fig. 14-17).



Assemblage précontraint travaillant en frottement

Figure 14-17

La résistance de l'assemblage, dans ce mode de fonctionnement, s'exprime donc comme une fraction de la précontrainte qui lui a été appliquée, étroitement dépendante de l'état de surface des pièces assemblées. Il convient de noter que cette résistance ne correspond plus véritablement à un critère de rupture effective de l'assemblage ; il s'agit plutôt d'un seuil au-delà duquel un glissement relatif des pièces pourra intervenir, I

mettant de mobiliser la résistance en cisaillement direct des boulons et la pression diamétrale sur les pièces. Les essais effectués sur ce type d'assemblages ont montré que la précontrainte initiale des boulons n'empêche pas de retrouver, après glissement, la résistance usuelle d'un assemblage non précontraint. Les normes françaises relatives aux assemblages précontraints n'envisagent pas cette possibilité de fonctionnement en deux étapes et considèrent *a priori* le glissement de l'assemblage comme seul critère de ruine. L'Eurocode 3, en revanche, permet explicitement de concevoir des assemblages précontraints dont le non-glissement n'est vérifié que vis-à-vis des états limites de service et qui font l'objet, à l'état limite ultime, de vérifications identiques à celles prescrites pour les assemblages non précontraints.

La résistance au glissement par boulon et par plan de glissement s'exprime donc comme une fraction de l'effort de précontrainte.

- Norme NF P 22-460 (Classe 1 - Bâtiments)

$$F_{s, Rd} = 1,1\mu(0,8A_s f_y)$$

Article 6.2

- Norme XP P 22-311

$$F_{s, Rd} = \mu(0,7A_s f_{ub})/\gamma_{Ms}$$

Clause 6.5.3.1

avec $\gamma_{Ms} = 1,10$ pour une vérification d'état limite ultime

$\gamma_{Ms} = 1,20$ pour une vérification d'état limite de service

μ est le coefficient de frottement propre à l'état de surface des parties en contact des pièces assemblées.

Dans le chapitre « Fabrication » de l'Eurocode 3, la possibilité est ouverte de donner aux perçages des dimensions différentes du diamètre normalisé habituel. Trois types de perçages sont prévus :

EC3 3.2(6), (9) et (10)

- trous surdimensionnés ($d + 3$ mm à $d + 8$ mm suivant les diamètres)
- trous oblongs courts (allongés de $d + 4$ mm à $d + 10$ mm suivant les diamètres)
- trous oblongs longs (allongés à $2,5 d$)

La résistance au glissement pour des boulons précontraints installés dans ces perçages doit être réduite en appliquant à la valeur normale un coefficient réducteur k_s égal à 0,85 pour les trous surdimensionnés et les trous oblongs courts, à 0,7 pour les trous oblongs longs.

Les valeurs numériques à adopter pour le coefficient de frottement μ relèvent en principe d'une détermination expérimentale. La norme française NF P 22-461 codifie une procédure d'essai précise dans cet objectif ; la prénorme européenne ENV 1090 comporte une annexe de contenu similaire. Sur le plan pratique

néanmoins, des valeurs standard sont utilisées, sans investigation particulière, pour les états de surface les plus courants :

- dans le cadre des normes purement françaises, il est d'usage de conserver les valeurs qui avait été spécifiées par les Règles CM 66 avant la parution des normes NF P 22-430 et 431 : 0,3 pour les surfaces simplement brossées et 0,45 pour les surfaces préparées par grenaillage ou par sablage ou au chalumeau. **Article 4,132**

- l'Eurocode 3 prévoit 4 classes d'états de surface normalisés, correspondant à une graduation du coefficient de frottement mobilisable. Pour les surfaces avec revêtement de protection contre la corrosion, ces prescriptions ne sont pas véritablement utilisables tant que la norme définissant précisément leur traitement n'est pas disponible. Dans les autres cas, les valeurs suivantes sont prévues. **EC3 6.5.8.3**

- 0,2 pour les surfaces nues et non traitées
- 0,3 pour les surfaces nues traitées à la brosse ou au chalumeau
- 0,5 pour les surfaces nues traitées par grenaillage ou sablage

La norme NF P 22-460 et l'Eurocode 3 prescrivent une limitation de pression diamétrale pour les assemblages par boulons précontraints, même si la transmission des efforts s'effectue par frottement, donc sans contact direct entre les vis et les pièces assemblées. Cette disposition permet d'établir un lien entre l'épaisseur de ces dernières et la taille des boulons et par conséquent l'importance de la précontrainte ; une certaine cohérence doit en effet exister entre ces deux paramètres, en particulier pour que le rapport des rigidités privilégie la compression des pièces par rapport à la traction des boulons.

- Norme NF P 22-460

La limitation est construite comme pour les boulons ordinaires mais en augmentant le seuil de pression :

$$F_{b \cdot Rd} = dt \cdot (4f_y) \quad \text{Article 6.5.1}$$

- Norme XP P 22-311

Aucune disposition spécifique n'est énoncée et il est fait un simple renvoi aux prescriptions relatives aux boulons non précontraints.

XIV. 3.4 — Résistance aux efforts combinés

Un effort de traction concomitant à la sollicitation perpendiculaire à l'axe des vis a pour effet de réduire la pression de contact existant entre les pièces assemblées. La résistance au glissement s'en trouve directement affectée, étant proportionnelle à cette pression.

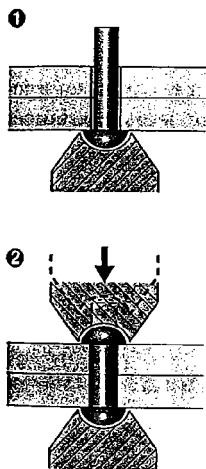
- La norme NF P 22-460 stipule donc simplement que le coefficient de frottement doit porter sur la différence entre la précontrainte et l'effort extérieur de traction par boulon :

$$F_{s,Rd} = (0,8A_s f_y - F_{t,Sd}) \quad \text{Article 8.1.2}$$

- L'Eurocode 3 procède sur le même principe mais ne réduit la précontrainte que de 80% de l'effort de traction appliqué par boulon au motif qu'une partie de cette effort est équilibrée par surtension des boulons et non par décompression des plaques :

$$F_{s,Rd} = \mu(0,7A_s f_{ub} - 0,8F_{t,Sd})/\gamma_{Ms} \quad \text{EC3 6.5.8.4}$$

XIV. 4 — Assemblages rivés



Pose d'un rivet à chaud

Figure 14-18

Ce mode d'assemblage a été le premier mis en œuvre de manière généralisée par la construction métallique. Il n'est cité ici que pour mémoire car, malgré ses grandes qualités techniques, il est aujourd'hui pratiquement abandonné au profit des assemblages boulonnés, plus simples d'exécution. Il est toutefois encore rencontré de manière presque systématique dans le cadre de la réhabilitation d'ouvrages anciens.

Dans le principe, l'assemblage par rivets consiste à mettre en place dans des perçages pratiqués dans les éléments une pièce portée à haute température (950°C environ) constituée d'une partie cylindrique terminée par une partie grossièrement semi-hémisphérique dite tête première. Lors de la pose, la surlongueur de la partie cylindrique par rapport à l'épaisseur des pièces assemblées est formée à chaud pour constituer la deuxième tête du rivet et rendre l'assemblage définitif. Cette opération s'accompagne également d'un « refoulement » de métal à l'intérieur des perçages, éliminant pratiquement tout jeu entre la tige du rivet et les pièces assemblées (Fig. 14-18). Le refroidissement ultérieur du rivet occasionne une forte mise en compression de la zone assemblée due à la rétraction gênée du métal. Cette particularité de la mise en œuvre nécessite que l'acier constituant les rivets possède une excellente ductilité pour supporter sans rupture le traitement qui lui est imposé lors de la pose.

L'absence de jeu, l'effet de précontrainte dû au refroidissement et la ductilité de l'acier sont autant de paramètres qui expliquent le très bon comportement constaté en service pour les assemblages rivés.

La norme française NF P 22-410 comme l'Eurocode 3 admettent que les rivets offrent une résistance identique vis-à-vis des efforts de traction et vis-à-vis des efforts de cisaillement et fondent cette résistance sur l'aire A_0 du perçage dans lequel le rivet est installé, étant admis dans les cas courants que le rivet remplit son trou.

- Norme NF P 22-410 (Classe 1 - Bâtiments)

Aucune considération n'est apportée à l'orientation de l'effort et celui-ci doit simplement rester inférieur à la résistance calculée par la formule :

$$F_{Rd} = 0,8A_0f_{yt} \quad \text{Article 8.4}$$

A_0 étant fondée sur un perçage à $d + 1$ mm et dans la limite d'une épaisseur totale à assembler au plus égale à $4(d + 1)$ mm). La norme reconduit pratiquement les mêmes dispositions constructives que pour les assemblages par boulons ordinaires. En revanche, la condition de pression diamétrale est plus favorable :

$$F_{b-Rd} = dt \cdot (3,5f_y) \quad \text{Article 6.3.1}$$

- Norme XP P 22-311

Bien que l'Eurocode 3 déconseille de solliciter les rivets en traction, il admet une expression identique pour leurs résistance au cisaillement et à la traction :

$$F_{v-Rd} = F_{t-Rd} = 0,6A_0f_{ur}/\gamma_{Mt} \quad \text{Tableau 6.3.5}$$

avec $\gamma_{Mt} = 1,25$

Une formule d'interaction identique à celle des boulons non précontraints est aussi reconduite pour les rivets :

$$F_{v-Sd}/F_{v-Rd} + F_{t-Sd}/1,4F_{t-Rd} \leq 1$$

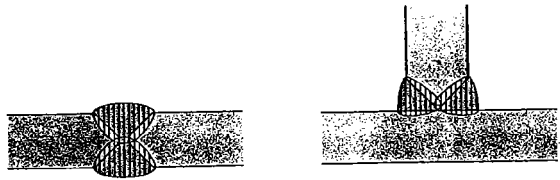
Cette formule présente une certaine incohérence avec la prvention affichée vis-à-vis des efforts de traction, puisque, pour les efforts résultants dont l'angle avec l'axe du rivet reste inférieur à 55 degrés, elle accorde une capacité résultante d'autant plus importante que la composante de traction est plus élevée. L'épaisseur totale assemblée est limitée à 6,5 fois le diamètre du rivet, pour le rivetage pneumatique.

La condition de pression diamétrale et les dispositions constructives imposées aux assemblages rivés sont identiques à celles prescrites pour les assemblages par boulons non précontraints.

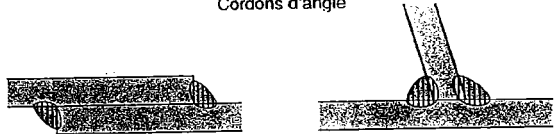
XIV. 5 — Assemblages soudés

Deux grandes familles d'assemblages soudés doivent être distinguées : ceux pour lesquels les joints sont conçus de sorte à reconstituer directement la continuité de la matière, en général au prix d'une préparation par usinage des bords des pièces assemblées, et ceux pour lesquels la transmission des efforts s'effectue par le biais de cordons d'angle constitués de dépôts de métal réalisés dans les dièdres formés par les faces des pièces assemblées (Fig. 14-19).

Joint en bout à pleine pénétration



Cordons d'angle



Types d'assemblages soudés

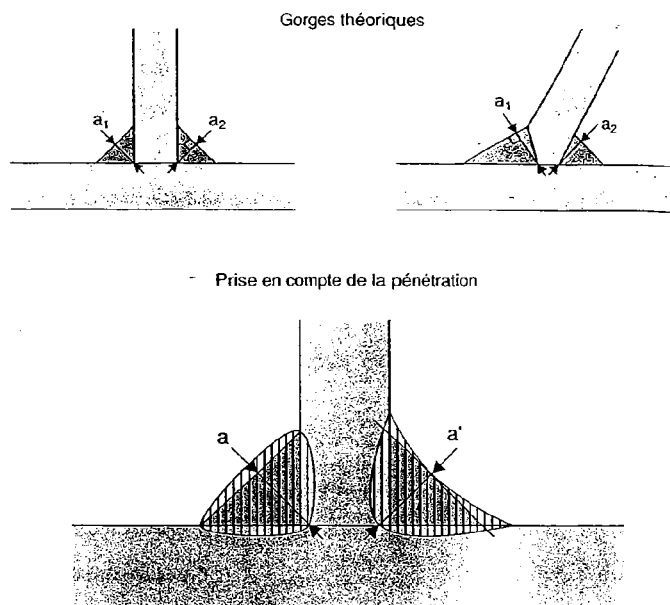
Figure 14-19

Dans tous les cas, l'opération de soudage doit impérativement assurer une fusion à la fois du métal déposé et du métal de base des pièces de façon à garantir une parfaite continuité locale de la tenue mécanique. Ceci justifie que la première catégorie des joints dits en bout à pleine pénétration ne nécessite aucune vérification de résistance par calcul. En revanche, la taille des cordons d'angle nécessaires à la transmission d'un effort donné doit faire l'objet d'un calcul de dimensionnement.

XIV. 5.1 — Dimensionnement des cordons d'angle

Le dimensionnement des cordons d'angle est fondé sur une analyse des contraintes régnant dans la section plane offrant la surface de métal minimale, dont la dimension transversale comptée de la racine à la surface du cordon est appelée gorge. Les procédés automatiques à l'arc sous flux permettent d'escompter une augmentation de 20 % de la gorge nominale, plafonnée à 2 mm.

Une pénétration plus importante peut être prise en compte si des essais ont montré qu'elle pouvait être obtenue de manière fiable en fabrication. Lorsque de tels accroissements sont pris en compte dans les calculs, le contrôle de conformité de la géométrie des cordons fabriqués doit être effectué de manière rigoureuse (Fig. 14-20).

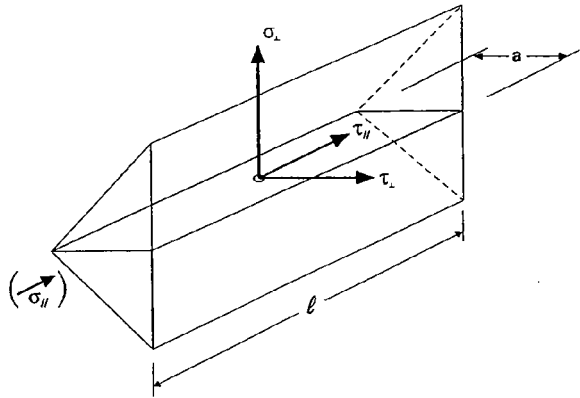


Définitions de la gorge des cordons d'angle

Figure 14-20

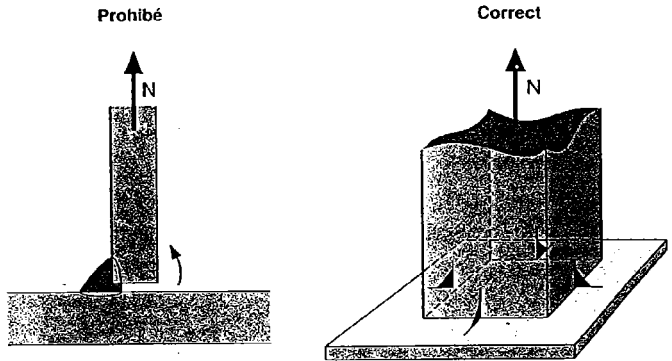
Les contraintes normales et les contraintes tangentielles résultant de la décomposition de l'effort appliqué suivant les directions transversale et longitudinale du cordon, sont combinées pour donner une contrainte équivalente de type Von Mises. Dans cette combinaison, on fait néanmoins abstraction de contraintes normales orientées parallèlement à l'axe longitudinal du cordon (Fig. 14-21).

En aucun cas les efforts appliqués ne doivent conduire à une ouverture du joint autour d'un axe longitudinal passant par la racine du cordon. Les cordons disposés d'un seul côté d'un plan en traction sont donc à proscrire. Seuls les cordons uniques suivant le contour fermé du profil peuvent être admis pour attacher une pièce tendue (Fig. 14-22).



Décomposition des contraintes dans la section de gorge a

Figure 14-21



Cordons simples sollicités en traction

Figure 14-22

La contrainte équivalente est donc obtenue par l'expression :

$$\sigma_{eq} = [\sigma_1^2 + 3(\tau_1^2 + \tau_{II}^2)]^{0,5}$$

La valeur limite à laquelle cette contrainte équivalente doit être comparée diffère suivant le code de calcul utilisé.

Norme NF P 22-470

Il est fait référence à la limite d'élasticité la plus faible des métaux de base en présence, étant stipulé que celle du métal déposé ne doit jamais lui être inférieure. Cette valeur est divisée par un coefficient k fonction de la nuance d'acier utilisée, de

sorte que le rapport f_y/k reste pratiquement constant et proche de la limite d'élasticité de la nuance d'acier S355, la plus haut couverte par la norme.

$$k[\sigma_1^2 + 3(\tau_1^2 + \tau_{II}^2)]^{0,5} \leq f_y \quad \text{Article 9.3.1}$$

$k = 1,00$ pour la nuance S355

$k = 0,85$ pour la nuance S275

$k = 0,70$ pour la nuance S235

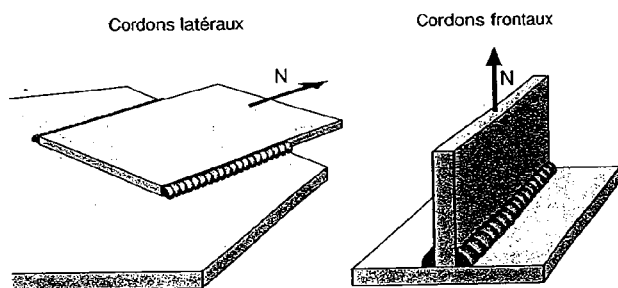
Cette expression générale peut être simplifiée pour les orientations particulières de l'effort par rapport à l'axe longitudinal d cordon (Fig. 14-23).

- les cordons latéraux ont leur axe longitudinal parallèle à l'effort appliqué et ne subissent donc qu'une contrainte tangentielle parallèle et leur résistance peut être vérifiée par la formule :

$$kF_{sd}\sqrt{3}/\sum a l \leq f_y$$

- les cordons frontaux ont leur axe longitudinal perpendiculaire à l'effort appliqué et subissent donc une contrainte normale et une contrainte tangentielle d'égale intensité, toutes deux contenues dans un plan normal à l'axe longitudinal. Leur résistance peut être vérifiée par la formule :

$$kF_{sd}\sqrt{2}/\sum a l \leq f_y$$



Types de cordons en fonction de l'orientation de l'effort

Figure 14-23

Une vérification complémentaire doit être faite, visant la contrainte σ_1 :

$$\sigma_1 \leq f_y$$

Par rapport à celle visant la contrainte équivalente, ce condition ne peut être défavorable que pour les cordons d'angle situés dans un dièdre dont l'angle est obtus et intéressant les pièces de nuances inférieures à S355 (coefficient k inférieur à 1). Plus précisément, la vérification complémentaire n'est

nécessaire que si l'angle formé par les faces assemblées est supérieur à 120° pour les pièces en acier de nuance S235 et à 140° pour celles en acier de nuance S275, dispositions assez peu fréquentes en pratique.

Il est bien sûr loisible d'utiliser, à titre de formule générale enveloppe de toutes les configurations susceptibles d'être rencontrées, la vérification définie pour les cordons latéraux.

$$kF_{sd}\sqrt{3}/\sum a \leq f_y$$

Norme XP P 22-311

Il est fait référence cette fois à la limite de rupture la plus faible des métaux de base en présence, étant stipulé que celle du métal déposé ne doit jamais lui être inférieure. Cette valeur est divisée par un coefficient β_w , dit facteur de corrélation, fonction de la nuance d'acier du métal de base. Un coefficient partiel de sécurité γ_{Mw} , usuel dans l'Eurocode 3 pour tous les critères de résistance, opère une deuxième réduction de la valeur limite. Le document d'application national français a choisi de moduler également ce coefficient en fonction de la nuance de l'acier de base. La contrainte équivalente doit donc être limitée comme suit :

$$[\sigma_L^2 + 3(\tau_L^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0,5} \leq f_y / \beta_w \gamma_{Mw}$$

EC3M(5)

Une vérification complémentaire doit être faite, visant la contrainte σ_L considérée seule :

$$\sigma_L \leq f_y / \gamma_{Mw}$$

nuance de l'acier de base	S235	S275	S355
limite de rupture	360 N/mm ²	430 N/mm ²	510 N/mm ²
coefficient de sécurité γ_{Mw}	1,25	1,30	1,35
coefficient de corrélation β_w	0,80	0,85	0,90
produit $\beta_w \gamma_{Mw}$	1,000	1,105	1,215
contrainte limite $f_y / \beta_w \gamma_{Mw}$	360 N/mm ²	390 N/mm ²	420 N/mm ²
contrainte limite f_y / γ_{Mw}	288 N/mm ²	330 N/mm ²	378 N/mm ²
angle limite du dièdre	135°	140°	150°

Tableau 14-2

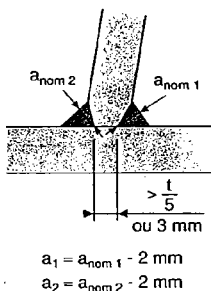
Le tableau 14-2 fournit, pour les nuances d'acier usuelles, les valeurs numériques des différentes grandeurs impliquées dans ces formules. La dernière ligne indique de plus, compte tenu

des valeurs de β_w , l'angle limite de dièdre en deçà duquel la vérification complémentaire sur la contrainte $\sigma_\perp$ est automatiquement couverte par la vérification portant sur la combinaison des contraintes normale et tangentielles.

Les calculs de vérification dont il vient d'être question ne sont pas définis dans le texte même de l'Eurocode 3 mais reportés dans l'annexe M dont l'application n'est qu'optionnelle. Dans le chapitre 6, une simple formule enveloppe est fournie consistant à calculer, sans considération pour l'orientation de l'effort appliqué, une capacité égale au produit de la section totale du cordon par la contrainte limite normalement applicable aux seules contraintes de cisaillement.

$$F_{v,Rd} = (\sum a_l) \cdot \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \gamma_{Mw}} \quad \text{EC3 6.6.5.3}$$

XIV. 5.2 — Dispositions assimilées à des soudures d'angle

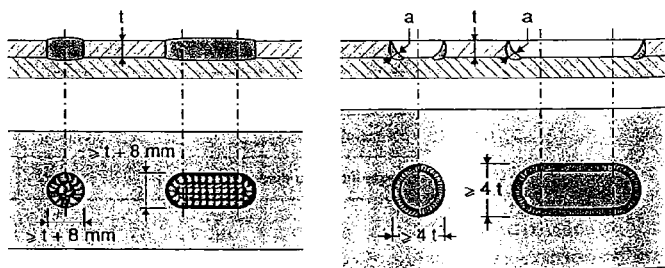


Soudure en bout à pénétration partielle

Figure 14-24

Les préparations de bords adoptées pour les joints entre pièces disposées bout-à-bout ou en T peuvent ne pas permettre la continuité de matière dans toute l'épaisseur de la pièce char freinée et on parle alors de soudure en bout à pénétration partielle. On doit considérer qu'il en est ainsi dès lors que le talon de la préparation dépasse le cinquième de l'épaisseur ou 3 mm. Le joint est alors à vérifier comme s'il était constitué de soudures d'angle. L'Eurocode 3 prescrit de prendre en compte pour ce calcul les gorges nominales permises par les préparations diminuées de 2 mm (Fig. 14-24).

Deux types de liaisons soudées particulières entre plats superposés, ignorées par la norme française, sont envisagées par l'Eurocode 3 (Fig. 14-25) :



Soudures bouchons

Soudures en entaille

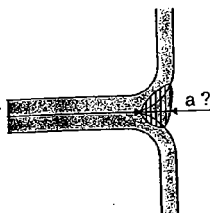
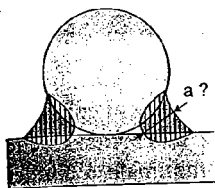
Figure 14-25

- les soudures bouchons consistent en perçages circulaires ou oblongs pratiqués dans l'une des pièces et remplies par soudeuse pour assurer une liaison avec une pièce sous-jacente ;
- les soudures en entaille sont exécutées sur le même principe mais avec une taille suffisante pour que soit simplement réalisé un cordon périphérique sur la tranche de la pièce entaillée au lieu d'un remplissage.

Dans les deux cas la liaison obtenue ne doit être prise en compte que pour la transmission d'efforts parallèles aux faces assemblées. Dans le cas des soudures en entaille, on retient la capacité du cordon d'angle réalisé. Dans le cas des soudures bouchons, la résistance est prise égale au produit de l'aire du trou A_w par la contrainte limite applicable aux contraintes de cisaillement dans les cordons d'angle.

$$F_{w, Rd} = A_w f_u / \sqrt{3} \beta_w \gamma_{Mw}$$

EC3 6.6.7



Soudures
sur bords tombés

Figure 14-26

L'Eurocode 3 fait aussi une catégorie particulière des soudures dites « sur bords tombés » constituées d'un cordon déposé entre une surface plane et une surface arrondie tangente à cette surface ou entre deux surfaces arrondies tangentes entre elles (Fig. 14-26).

L'absence d'une racine bien définie pour ces cordons, comme l'est normalement l'arête du dièdre constitué par deux surfaces planes, conduit l'Eurocode 3 à prescrire, pour ces configurations, la réalisation d'essais destructifs destinés à définir la gorge utile de cordon que l'on peut escompter de façon fiable. Cette donnée d'essai peut être ensuite retenue pour des calculs de dimensionnement identiques à ceux prévus pour les cordons d'angle.

EC3 6.6.2.6

XIV. 5.3 — Dispositions constructives

Les assemblages soudés doivent répondre à des dispositions constructives minimales qui ont pour objet de faire le lien entre d'une part la conception et le calcul et d'autre part les possibilités technologiques de réalisation. Dans la mesure où il entre une part d'arbitraire dans ce type de prescriptions, elles diffèrent quelque peu d'un règlement à l'autre.

Des conditions restrictives concernent tout d'abord l'épaisseur des pièces et la taille des cordons d'angle. La partie 1-1 de l'Eurocode 3 ne vise que le soudage des pièces d'épaisseur minimale égale à 4 mm.

EC3 6.6.1(2)

Elle prescrit également, comme la norme NF P 22-470, une gorge minimale de 3 mm.

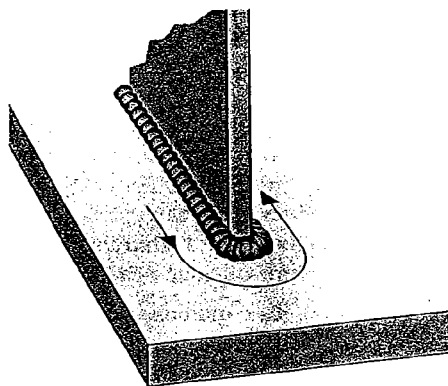
EC3 6.6.5(2)(2)

Un cordon de résistance doit avoir une longueur minimale de 40 mm ou 6 fois la gorge d'après l'Eurocode 3 ; la norme NF P 22-470 est plus exigeante et porte ces valeurs à 50 mm et 10 fois la gorge pour les aciers S235 et S275 et à 100 mm et 16 fois la gorge pour les aciers S355. Ces conditions ne représentent néanmoins pas de réelles contraintes en pratique.

De manière plus générale, il est également d'usage, quels que soient les efforts appliqués, d'assurer une certaine cohérence entre la taille des cordons et l'épaisseur des pièces assemblées permettant que la réalisation pratique ne présente pas de difficulté particulière d'exécution. L'Eurocode 3 ne comporte aucune clause de cette sorte, mais la norme NF P 22-470, elle, établit ce type de lien en stipulant :

- que la gorge des cordons d'angle pour les pièces d'épaisseur minimale t ne doit pas dépasser $(t + 7)/2$ et 15 mm ; cette valeur maximale est portée à l'épaisseur minimale à souder pour les pièces de moins de 7 mm d'épaisseur ;
- que la gorge des cordons d'angle ne doit pas être inférieure à $0,5 \cdot \sqrt{t}$ pour le soudage de pièces d'épaisseur maximale t ; ce seuil est cependant très bas et la pratique usuelle est plutôt d'adopter une gorge minimale égale à $\sqrt{t} - 0,5$ mm.

La longueur utile des cordons pour les calculs de résistance correspond à la longueur réelle moins les cratères d'extrémité ; la longueur peut être prise forfaitairement égale à 2 fois la gorge. Lorsque des dispositions particulières sont prises pour éliminer ces cratères, aucune réduction de longueur n'est nécessaire. Les cordons doivent d'une manière générale être tournés sur la trajectoire des pièces assemblées (Fig. 14-27).



Cordon tourné

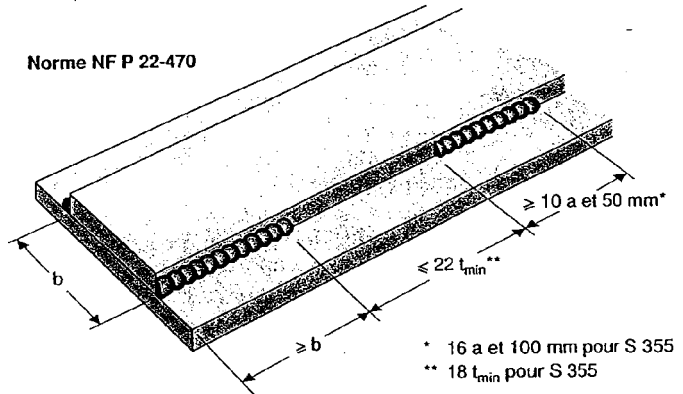
Figure 14-27

L'Eurocode 3 n'autorise de soudure résistante par cordon d'angle qu'entre des éléments dont les faces forment un angle compris entre 60 et 120 degrés. EC3 6.6.2.2(1) à 3

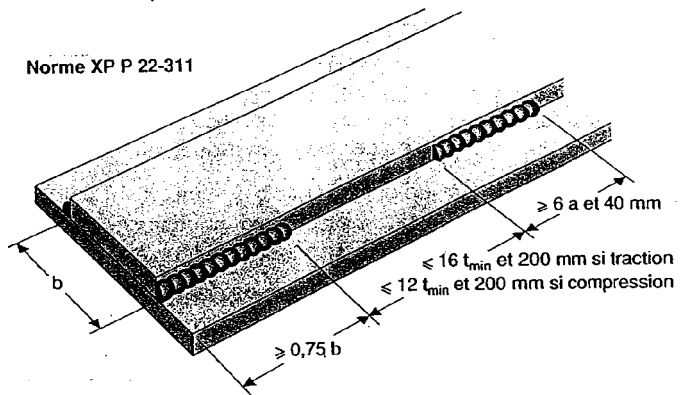
Une telle prescription est couramment transgressée en pratique, en particulier pour les assemblages de poutres à treillis ; on peut d'ailleurs noter que, de manière plus réaliste, l'annexe K de l'Eurocode 3 fixe à 30° l'angle limite d'accostage d'une diagonale sur la membrure. Aucune restriction n'est énoncée sur ce sujet dans la norme française.

Lorsque l'atmosphère ambiante ne présente pas de caractère corrosif, les pièces peuvent être assemblées par des cordons d'angle discontinus. Des longueurs minimales de cordons et des valeurs maximales des longueurs non soudées sont fixées par les normes (Fig. 14-28).

Norme NF P 22-470

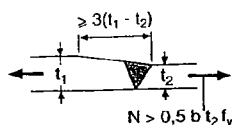


Norme XP P 22-311



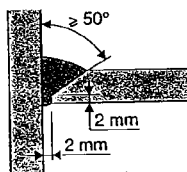
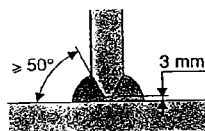
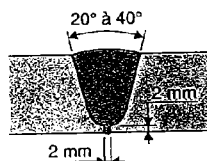
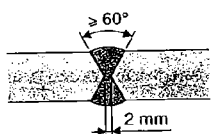
Cordons discontinus

Figure 14-28



**Norme NF P 22-470
Article 8.2.2**

Figure 14-29



**Préparations usuelles
pour joints en bout**

Figure 14-30

La norme NF P 22-470 attire l'attention sur les risques présentés par le soudage dans les zones de métal écroui : les cordons de soudure doivent être mis en œuvre à une distance suffisante des parties poinçonnées et des parties pliées. Articles 7.3 et 8.1.4

Cette même norme prescrit une variation progressive de la section dans le voisinage des joints soudés sur pièces subissant des contraintes de traction significatives, c'est-à-dire excédant moitié de la limite d'élasticité : un débardage des tôles assemblées peut être rendu nécessaire pour assurer une augmentation progressive de l'épaisseur (Fig. 14-29).

Concernant les joints en bout à pleine pénétration, la préparation des bords à souder doit offrir une ouverture suffisante pour permettre de réaliser les passes de racine dans des conditions d'accessibilité acceptables et présenter un talon suffisamment limité pour que l'interpénétration des cordons soit assurée. Tout en tenant compte de ces impératifs qui touchent à la sécurité interne du joint et à son efficacité résistante, on cherche aussi à limiter autant que possible le volume du métal d'apport pour des évidentes questions d'économie dans le temps de réalisation, mais aussi pour limiter l'importance des déformations après soudage dues à la rétraction du métal fondu lors de sa solidification.

Les normes de conception et de calcul de construction métallique ne comportent pas de prescription dans ce domaine. Les schémas de la Fig. 14-30 présentent les dispositions le plus couramment adoptées.

L'Eurocode 3 comporte une clause consacrée au risque d'arrachement lamellaire dans les assemblages soudés. **EC3 6.6**

Suivant les dispositions constructives adoptées, le bridage et le retrait des cordons de soudure après exécution est susceptible d'engendrer des contraintes orientées suivant le travers des pièces assemblées. Au-dessus de 15 mm d'épaisseur, ce phénomène devient significatif et il est recommandé de rechercher les paramètres les plus à même de l'éviter : conception de l'assemblage, caractéristiques du matériau, mode opératoire de soudage...

XIV. 5.4 — Assemblages par contact direct

Cette disposition n'est pas strictement codifiée par les textes relatifs aux assemblages puisqu'elle vise à assurer une transmission d'effort entre deux pièces sans recourir à des organes de liaison dimensionnés à cet effet. Elle est essentiellement utilisée

pour des joints de pièces exclusivement comprimées où elle permet de limiter la taille des cordons d'angle à une solidarisation de principe, sans véritable rôle résistant.

Les deux pièces aboutées doivent présenter un état de surface soigné, obtenu par usinage, apte à assurer un contact pratiquement étendu à toute la surface de la section droite ; on considère usuellement que les deux surfaces ne doivent pas présenter de jeu supérieur à 0,5 mm.

XIV. 6 — Critères de choix des moyens d'assemblages

D'une manière générale, le choix entre les divers moyens disponibles pour assembler les éléments d'une ossature métallique est le résultat de la prise en compte de critères multiples :

- critères structurels : résistance, comportement...
- critères de fabrication : faisabilité, maîtrise des tolérances...
- critères propres au montage sur site : faisabilité, possibilités de réglage...
- critères économiques.

Le recours à une solution entièrement soudée est assez exceptionnel dans la mesure où l'on cherche en principe à éviter le soudage sur site en raison des protections contre les intempéries (vent, pluie, froid...) que cette opération nécessite. Le plus souvent, on fabrique donc en atelier des composants de taille transportable, qui sont ensuite assemblés sur chantier par des joints boulonnés.

Ces composants peuvent eux-mêmes comporter des assemblages : l'utilisation du soudage peut alors être retenue sans difficulté particulière, généralement en fonction de simples critères de productivité.

Il est important de noter que, dans tous les cas, le soudage constitue la seule technique d'assemblage qui permette de reconstituer parfaitement le monolithisme structurel entre éléments solidarisés tel qu'il est escompté par les calculs.

En matière d'assemblages boulonnés, les boulons normaux non précontraints permettent, dans le domaine du bâtiment, de satisfaire sans difficulté aux exigences techniques courantes. Différentes situations peuvent néanmoins être rencontrées où ces produits ne sont plus adaptés. En l'absence d'indications précises dans les documents normatifs, on cite ci-après les plus fréquentes de ces situations avec mention des solutions qui peu-

vent être prévues. On peut préciser qu'il est toujours possible de retenir, *a priori*, des boulons à serrage contrôlé, ne serait-ce que pour les garanties supérieures de qualité que ces produits apportent.

XIV. 6.1 — Maîtrise des déformations

Boulons sollicités parallèlement à l'axe des vis

La précontrainte des assemblages sollicités en extension permet d'en réduire les déformations sous charges par deux effets : la variation de longueur des vis est pratiquement annulée puisque la traction dans les boulons n'augmente que très faiblement lors du chargement, et les pièces de liaison connaissent des déformations de flexion moins importantes du fait du maintien plus rigide que leur procurent les boulons.

Cependant, quel que soit le type de boulon employé, l'ordre de grandeur des déformations générées par les assemblages avec boulons en traction reste toujours faible de sorte que les cas où les boulons doivent être précontraints se limitent à des cas particuliers comme les structures très fortement hyperstatiques ou les redistributions d'efforts que ces déformations génèrent risquent malgré tout d'être préjudiciables à la sécurité.

Boulons sollicités perpendiculairement à l'axe des vis

Les déformations potentielles au sein des assemblages soumis à des efforts perpendiculaires à l'axe des vis, peuvent être élevées quand il s'agit de boulons courants installés dans des trous de diamètres normalisés. Elles sont en tout cas d'un ordre de grandeur supérieur à celles intervenant dans les assemblages où les boulons travaillent en traction. Les moyens disponibles pour réduire ces déformations sont :

- les boulons « plein trou » ou calibrés cisailés sur tige lisse (réduction du jeu à quelques dixièmes)
- les boulons précontraints avec travail en frottement des assemblages

Ils doivent être employés chaque fois que le cumul des déformations d'assemblages peut conduire :

- à un non-respect de conditions d'états limites de service, par exemple : dysfonctionnement d'un élément d'équipement, génération d'une accumulation d'eau en toiture, dépassement des limites conventionnelles de flèches, dégâts aux éléments d'enveloppe...
- à une distribution non maîtrisée des efforts au sein d'une structure hyperstatique.

XIV. 6.2 — Sollicitations dynamiques

Les ossatures de bâtiment ne sont généralement sollicitées que par des actions statiques ; par convention, celles dues au vent sont normalement considérées comme telles, sauf effets particuliers d'amplification vibratoire.

Les structures supportant des éléments d'équipement comme des machines tournantes, des engins de manutention, des tamis vibrants... sont en revanche exposées à des actions variant rapidement dans le temps, susceptibles d'avoir des effets négatifs sur le comportement des assemblages par les chocs et les vibrations qu'elles provoquent.

Les vibrations engendrent un desserrage des écrous pouvant aller jusqu'à la chute de l'écrou et de la vis et en tout cas préjudiciable à l'efficacité des assemblages. Différents dispositifs de blocage des écrous sont disponibles pour prévenir ce risque. L'utilisation de boulons précontraints permet également de l'éliminer et cette solution est souvent retenue en pratique compte tenu de ses autres avantages, notamment en matière de tenue en fatigue.

Cas particulier des sollicitations sismiques

Les ossatures des bâtiments soumis à des actions sismiques doivent, d'une manière générale, présenter des capacités de dissipation de l'énergie sismique par déformations plastiques dans leurs éléments et leurs assemblages. Les assemblages boulonnés qui contribuent à la stabilité d'ensemble de la structure, doivent, à ce titre, être conçus avec précontrainte des boulons. Dans le cas d'efforts perpendiculaires à l'axe des vis, ils sont dimensionnés pour résister en frottement vis-à-vis des sollicitations obtenues sous combinaisons sismiques.

XIV. 6.3 — Sollicitations en fatigue

Les structures nécessitant une justification de tenue en fatigue doivent faire l'objet d'une attention particulière dans le choix et la conception des assemblages, ceux-ci constituant le plus souvent les points de moindre résistance. Le choix d'une précontrainte des assemblages boulonnés s'impose généralement dans la mesure où elle permet :

- de réduire dans des proportions très importantes l'amplitude de variation des contraintes de traction dans les boulons des assemblages en extension,

- d'éliminer tout contact entre les vis et les pièces par pression diamétrale et donc toute variation de contrainte pour les boulons des assemblages résistant par frottement aux efforts perpendiculaires à l'axe des vis.

XIV. 6.4 — Structures soumises à de basses températures

Pour les structures boulonnées exposées à des températures de service basses, il convient d'utiliser des boulons bénéficiant d'une garantie d'énergie de rupture minimale lors de l'essai de choc en flexion. Les boulons HR offrent directement cette garantie à -20°C suivant la normalisation qui les concernent et doivent donc être préférés pour ces applications.

XIV. 7 — Résistances de calcul des boulons

On trouvera en Annexe 6 des tableaux de synthèse donnant, par diamètre et par classe de qualité, les valeurs numériques des différentes résistances des boulons par référence aux normes NF P 22-430, NF P 22-460 et XP P 22-311.

XV. 1 — Assemblages d'encastrement poutre-poteau

D'une manière générale, les assemblages d'encastrement poutre-poteau doivent équilibrer :

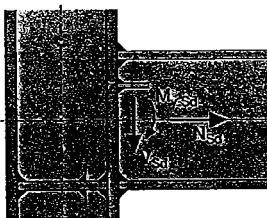
- la réaction d'appui de la poutre sur le poteau,
- l'effort normal dans la poutre,
- le moment d'encastrement de la poutre sur le poteau.

Le plus souvent, cette dernière composante est de loin prépondérante par rapport aux deux autres qui ne sont que marginales, et détermine à elle seule la constitution de l'assemblage. De tels encastresments poutre-poteau composent une famille très importante d'assemblages de construction métallique et dans le cas, très fréquent, des ossatures à nœuds déplaçables, ils conditionnent directement la stabilité globale de la construction. À ce dernier titre, l'Eurocode 3 introduit une classification de ces assemblages, visant une prise en compte plus rigoureuse de l'incidence de leur comportement dans l'analyse globale des structures.

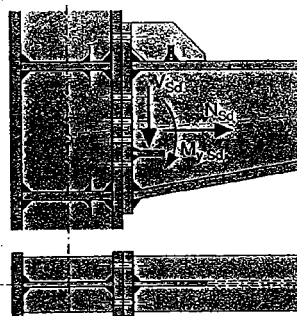
Différentes solutions constructives sont envisageables pour réaliser ce type d'assemblages, mais deux seulement sont utilisées de manière significative et méritent donc d'être détaillées (Fig. 15-1) :

- la réalisation d'une soudure directe de la poutre sur le poteau,
- l'assemblage par platine d'about boulonnée.

Assemblage soudé



Assemblage boulonné



Assemblages poutre-poteau

Figure 15-1

La première conception ne fait l'objet de règles particulières de calcul que dans l'Eurocode 3. La seconde est traitée d'une part par la norme française NF P 22-460, d'autre part par l'annexe J de l'Eurocode 3.

XV. 1.1 — Classification des assemblages poutre-poteau

Innovant par rapport à la pratique suivie jusqu'ici, l'Eurocode 3 introduit une classification des assemblages qui porte à la fois sur leur résistance et sur leur rigidité relatives par rapport à la poutre connectée. On distingue donc :

- les assemblages à résistance partielle dont le moment résistant est inférieur à celui de la poutre assemblée et les assemblages à résistance complète dont la situation est inverse ;
- les assemblages articulés capables d'admettre des rotations importantes sans transmettre de moments de flexion significatifs au poteau et les assemblages rigides capables de transmettre les moments d'encastrement des poutres sans autoriser de rotation relative appréciable entre poutre et poteau : entre ces deux catégories, se situent les assemblages semi-rigides.

Ces notions sont concrétisées sur des graphes donnant les domaines de comportement de chaque famille d'assemblages construits sur la base de variables réduites obtenues en rapportant les caractéristiques de l'assemblage à celles de la poutre assemblée (Fig. 15-2). On définit donc :

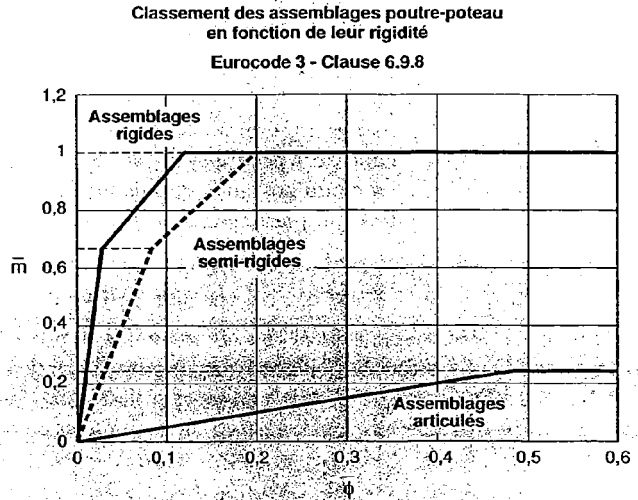
$$\bar{m} = \frac{M}{M_{pl, Rd}}$$

$$\bar{\phi} = \frac{EI_b \phi}{L_b M_{pl, Rd}}$$

où M est le moment repris par l'assemblage et ϕ sa rotation associée, $M_{pl, Rd}$ le moment résistant de la poutre assemblée, son inertie de flexion et L_b sa portée.

Dans l'état actuel du développement de ces notions, on ne dispose pas encore de toutes les informations nécessaires pour classer du point de vue de la rigidité toutes les dispositions usuelles d'assemblage. Seule l'annexe J propose une méthode permettant une évaluation chiffrée de la rigidité des assemblages poutre-poteau soudés ou par platine d'about. Il est attendu dans l'avenir que des méthodes de calcul étendues à d'autres types d'assemblages permettent de tirer parti, pour la stabilité globale des structures, de la rigidité jusqu'ici négligée de certains assemblages simples et donc peu coûteux. En contrepartie, l'introduction du concept d'assemblage semi-rigide imposera aussi à l'ave

davantage de rigueur dans la prise en compte de la déformabilité de certains assemblages, considérés jusqu'ici, sans investigation approfondie, comme des encastresments parfaits.



Limites entre assemblages rigides et assemblages semi-rigides

• Structures non contreventées

$$\bar{m} = 25\bar{\phi} \quad \text{si} \quad \bar{m} < \frac{2}{3}$$

$$\bar{m} = \frac{25\bar{\phi} + 4}{7} \quad \text{si} \quad \frac{2}{3} \leq \bar{m} \leq 1$$

• Structures contreventées

$$\bar{m} = 8\bar{\phi} \quad \text{si} \quad \bar{m} < \frac{2}{3}$$

$$\bar{m} = \frac{20\bar{\phi} + 3}{7} \quad \text{si} \quad \frac{2}{3} \leq \bar{m} \leq 1$$

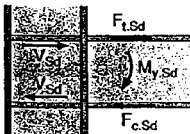
Limite entre assemblages articulés et assemblages semi-rigides

$$\bar{m} = 0,5\bar{\phi} \quad \text{si} \quad \bar{\phi} < 0,5$$

$$\bar{m} = 0,25 \quad \text{si} \quad \bar{\phi} > 0,5$$

Figure 15-2

XV. 1.2 — Assemblages soudés poutre-poteau



$$V_{Sd} = F_{t,Sd} = F_{c,Sd}$$

**Assemblage soudé
poutre-poteau raidi**

Figure 15-3

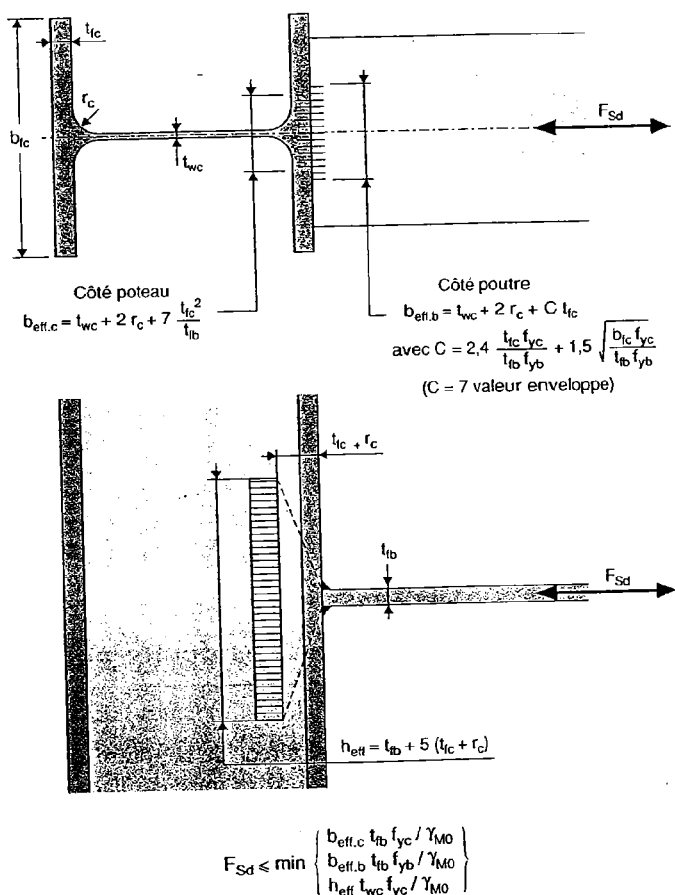
Le soudage direct de la poutre sur le poteau s'accompagne le plus souvent de la mise en place dans la hauteur du profil du poteau de deux raidisseurs en prolongement des semelles de la poutre.

Dans un tel cas, l'assemblage ne pose pratiquement pas de problème spécifique à l'exception de la résistance en cisaillement de l'âme du poteau (Fig. 15-3). Celle-ci doit être au moins égale aux efforts amenés par les semelles tendue et comprimée de la poutre et est déterminée en utilisant les formules usuelles de

résistance en section ; un contrôle complémentaire doit être effectué vis-à-vis du risque de voilement de cisaillement du panneau d'âme compris entre les deux raidisseurs.

Les cordons de soudures des semelles de la poutre et des raidisseurs qui les prolongent, sur la semelle du poteau, doivent être dimensionnés pour un effort identique.

Lorsque, en revanche, on se dispense de raidir l'aile du poteau au droit d'une ou des deux semelles de la poutre, des phénomènes importants de concentration de contraintes, à la fois dans l'aile de la poutre et sa liaison soudée sur celle du poteau et dans l'âme du poteau, apparaissent et doivent faire l'objet d'une vérification particulière (Fig. 15-4).



Vérification des assemblages non raidis
Norme XP P 22-311 - Clause 6.6.8 et Annexe J. Par. J2

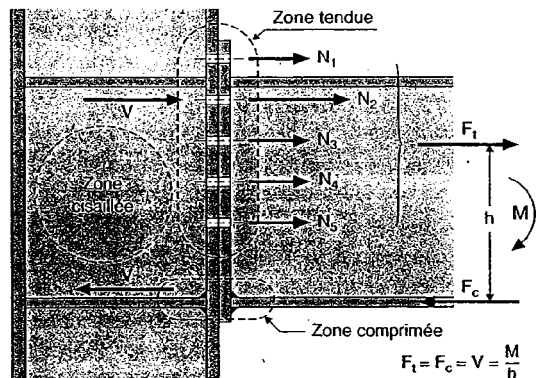
Figure 15-4

XV. 1.3 — Assemblages poutre-poteau par platine d'about boulonnée

Cet assemblage consiste à souder en bout de la poutre une plaque, dite platine d'about, de hauteur au moins égale à celle du profil de la poutre et comportant généralement deux files verticales de perçages symétriquement disposées de part et d'autre de l'âme de la poutre. L'aile du poteau destinée à recevoir la poutre présente des perçages homologues, permettant la solidarisation des deux pièces. L'assemblage offre sa meilleure efficacité lorsque la platine comporte, du côté de l'aile tendue, un débord raidi par un raidisseur prolongeant l'âme de la poutre et suffisamment important pour recevoir une rangée complémentaire de boulons.

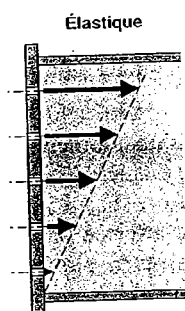
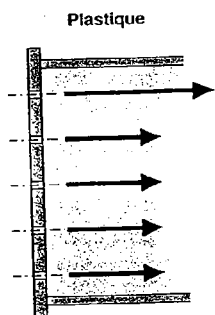
Le fonctionnement de cet assemblage lorsqu'un moment de flexion lui est appliqué, conduit à identifier, de manière globale, trois zones différentes soumises à un même effort (Fig. 15-5) :

- la zone tendue de l'assemblage, directement affectée par les tractions dans les boulons et qui se subdivise en plusieurs parties : l'âme de la poutre, l'âme du poteau, la platine et l'aile du poteau ;
- la zone comprimée de l'assemblage qui comporte d'un côté de la platine une des ailes de la poutre et une partie de l'âme adjacente et de l'autre côté une certaine hauteur de l'âme du poteau et le raidisseur éventuel disposé en vis-à-vis de l'aile comprimée de la poutre ;
- la zone cisillée de l'âme du poteau qui fait la liaison entre zone tendue et zone comprimée.



Zones critiques d'un assemblage par platine d'about

Figure 15-5



Répartition des efforts dans les boulons

Figure 15-6

Il va de soi que le total des efforts de traction dans les boulons et l'effort total de compression présent dans la zone comprimée de l'assemblage sont strictement égaux et opposés car ils correspondent tout simplement à la décomposition du moment de flexion appliqué en un couple de forces. L'âme du poteau reçoit, d'un côté de l'assemblage, l'effort total de traction et le transmet par cisaillement vers l'autre côté de l'assemblage où il devra équilibrer la compression.

Suivant le schéma de fonctionnement qui vient d'être tracé, on conçoit que le calcul d'un assemblage d'encastrement par platine d'about boulonnée, doit comporter différentes étapes, quel que soit le code utilisé :

- adopter un type de diagramme de répartition des efforts dans les boulons : ce diagramme est le plus souvent de type plastique, mais différentes raisons peuvent aussi conduire dans certains cas à adopter un diagramme élastique (Fig. 15-6) ;
- déterminer les tractions admissibles par les différentes rangées de boulons, tenant compte non seulement de la capacité en traction de ces boulons, mais aussi des flexions qui affectent la platine et l'aile du poteau sous l'action de ces tractions ;
- s'assurer que la zone comprimée de la poutre présente une capacité suffisante pour équilibrer la somme des tractions dans les boulons ;
- opérer une vérification similaire pour ce qui concerne la capacité en cisaillement de l'âme du poteau dans la hauteur de l'assemblage ;
- établir le moment résistant de l'assemblage comme la somme des produits des tractions admises dans chaque rangée de boulons par la distance de ces rangées à la zone comprimée.

Les deux textes normatifs en présence pour traiter ce type d'assemblage suivent bien ce canevas mais avec des divergences nombreuses et importantes.

Norme NF P 22 460 - Article 9 (Fig. 15-7)

Il est supposé pour les assemblages par platine d'about traité à l'article 9, comme pour l'ensemble du texte, que les boulons sont mis en œuvre avec serrage contrôlé et donc avec une précontrainte égale à leur capacité de calcul en traction.

Le domaine de validité de l'article 9 comporte par ailleurs un certain nombre de restrictions :

- les profils sont des I ou des H symétriques, exclusivement laminés pour les poteaux ;
- l'effort normal éventuel dans la poutre doit rester faible, soit 15% de la capacité de celle-ci et 15% de la précontrainte totale de l'assemblage ;

- la hauteur totale de la poutre est limitée à 600 mm en l'absence de boulons extérieurs et à 1 000 mm si ceux-ci sont prévus ;
- la platine ne comporte pas de raidisseurs intermédiaires.

En revanche, le débord de cette platine comportant le rang de boulons extérieurs peut être raidi par un voile prolongeant l'âme de la poutre : cette disposition permet d'ailleurs de donner sa meilleure efficacité à l'assemblage.

Les règles usuelles des assemblages en extension sont appliquées à chaque rang de boulons pour leur attribuer un effort capable fonction de l'épaisseur de la platine et de celle de l'aile du poteau. Cet effort capable doit par ailleurs être limité d'une part à la résistance en traction des boulons (égale à leur effort de précontrainte) d'autre part à la résistance locale en traction de l'âme de la poutre et de celle du poteau.

Le moment résistant de l'assemblage s'obtient en cumulant les produits du bras de levier de chaque rang, compté par référence à l'intrados de la semelle comprimée de la poutre, par l'effort capable correspondant.

En cohérence avec ce schéma de calcul, il convient d'assurer d'une part la résistance de la zone comprimée, d'autre part celle de la zone cisailée de l'âme du poteau, vis-à-vis d'efforts sollicitants égaux à la somme des tractions dans les boulons.

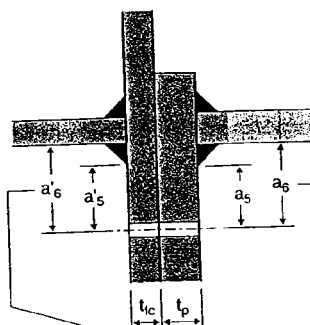
Norme XP P 22 311 - Annexe J

L'annexe J de l'Eurocode 3 a subi, depuis la parution de la norme expérimentale française, plusieurs remaniements. Le caractère réellement opérationnel de la version actuellement disponible et publiée est donc sujet à caution. Dans le cadre du DAN de la norme expérimentale XP P 22-311, il est d'ailleurs admis que la norme NF P 22-460 constitue une règle d'application équivalente à l'annexe J, qui peut donc lui être substituée. Pour cette raison, seules les grandes lignes de la méthode proposée par l'annexe J sont évoquées dans ce paragraphe, dans l'attente d'une stabilisation définitive du texte.

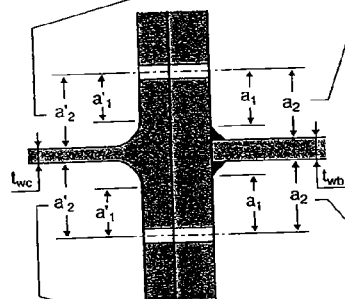
À l'inverse de la norme française, l'annexe J de l'Eurocode 3, ne comporte aucune indication concernant la précontrainte de boulons, maintenant la même ambiguïté sur ce sujet que dans le chapitre 6.

La méthode proposée est également limitée aux profils en I ou en H, aussi bien laminés que reconstitués soudés. Aucune restriction n'est imposée à la hauteur des assemblages. En revanche, la méthode ne permet pas de traiter les assemblages avec boulons extérieurs lorsque le débord de la platine est raidi dans le prolongement de l'âme de la poutre : ceci constitue une lacune importante dans la mesure où cette conception permet en principe le meilleur « rendement » de l'assemblage.

Efforts de traction admissibles par les boulons

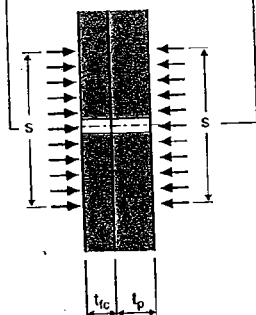


$$N_1 = \min \left[0,8 A_S f_y, 3750 t_{lc} \left(\frac{a'_2}{a'_1} + \frac{a'_6}{2a'_5} \right), 3750 t_p \left(\frac{a_2}{a_1} + \frac{a_6}{2a_5} \right) \right]$$

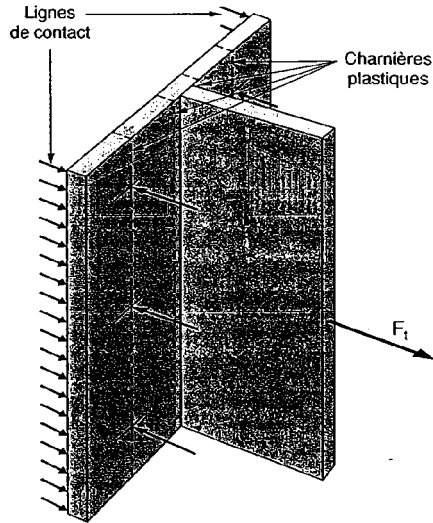


$$N_2, N_3 \dots = \min \left[0,8 A_S f_y, 3750 t_{lc} \frac{a'_2}{a'_1} \times \frac{s}{s+a'_2}, 3750 t_p \frac{a_2}{a_1} + \frac{s}{s+a_2} \right]$$

$$N_2, N_3 \dots \leq 0,5 s t_{wc} f_{yc}, 0,5 s t_{wb} f_{yb}$$



La méthode de l'Eurocode 3 se singularise essentiellement par le mode d'évaluation de la capacité en traction des différents rangs de boulons. Il est fait usage, dans ce but, d'un modèle théorique de tronçon en T constitué d'un plat en traction amenant l'effort et d'un plat orthogonal recevant les deux files de boulons, lesquelles le sollicitent en flexion. La ruine fait intervenir d'une part la plastification en traction des boulons, d'autre part quatre charnières plastiques linéaires dans le plat en flexion, situées le long de chaque file de boulons et le long de chaque ligne d'encastrement sur le plat en traction. On considère par ailleurs que, par effet de levier, un effort linéaire de contact peut se développer le long de chaque rive du plat en flexion (Fig. 15-8).



Modèle théorique d'un tronçon en T

Figure 15-8

Sur ces bases, trois modes de ruine potentiels peuvent être identifiés et, par la vérification de l'équilibre statique, il est aisé d'associer à chacun d'eux un effort global de traction résistant (Fig. 15-9).

La capacité en traction d'un tronçon en T dépend donc :

- de la longueur l_{eff} du tronçon,
- de l'épaisseur et de la limite d'élasticité du plat en flexion,
- de la distance m d'une file de boulons à la section d'encastrement la plus proche,
- de la distance n d'une file de boulons à la rive la plus proche,
- de la somme des capacités en traction des boulons.

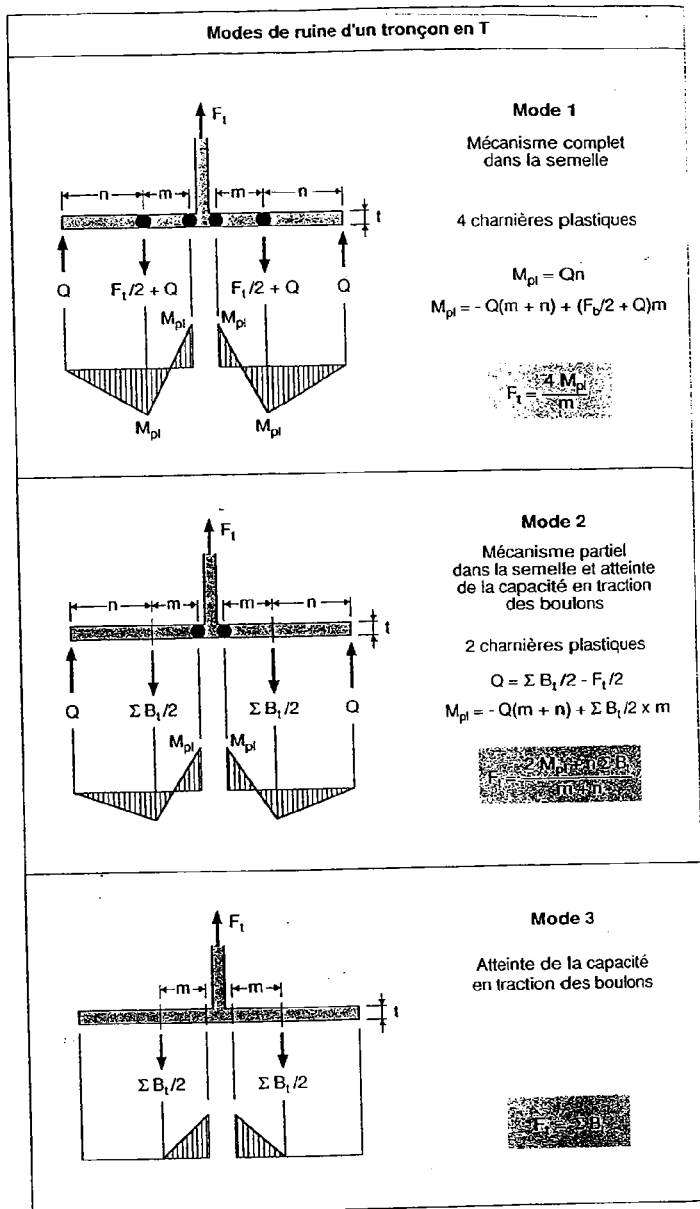
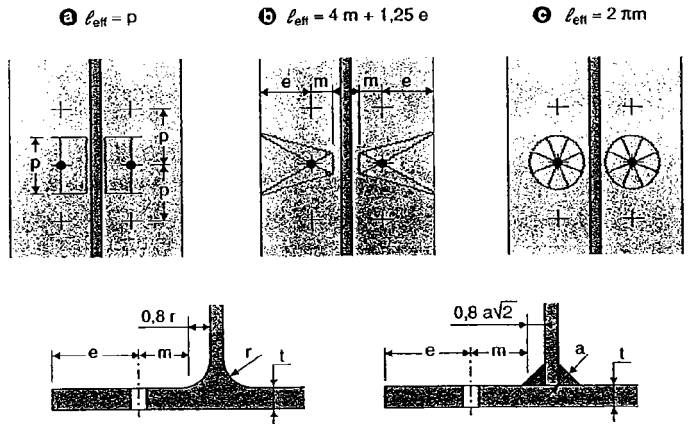


Figure 15-9

Lorsque l'on considère un rang de boulons particulier dans l'assemblage, tous ces paramètres trouvent une valeur numérique précise correspondant aux dispositions réelles, à l'exception de la longueur l_{eff} qui reste seule indéterminée. Pour en définir la valeur, l'Eurocode 3 fait référence à trois schémas de ruine

de l'assemblage réel au droit du rang considéré et associé à chacun d'eux une longueur l_{eff} (Fig. 15-10).



Longueurs efficaces affectables à un rang de boulons en fonction des dispositions géométriques de l'assemblage

Figure 15-10

De cette manière, est établie une correspondance entre les dispositions réelles adoptées dans l'assemblage et des longueurs efficaces de tronçons en T équivalents qui permettent ensuite d'affecter à chaque rang une capacité en traction correspondant aux modes de ruine les plus défavorables.

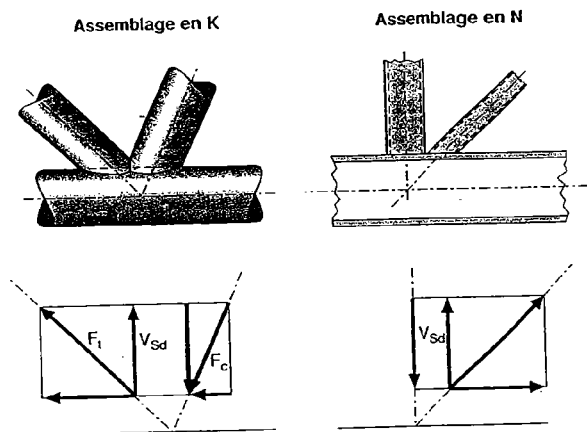
Le reste de la procédure est sensiblement similaire à celle déjà décrite pour la norme NF P 22-460. Les capacités des zones tendue (âmes de la poutre et du poteau), cisailée (âme du poteau) et comprimée (semelle de la poutre et âme du poteau) sont évaluées et la valeur la plus faible est comparée à la somme des tractions dans les boulons. Celle-ci doit être ajustée si elle excède la résistance de la zone la plus faible et le moment résistant de calcul de l'assemblage est ensuite obtenu en cumulant les produits des résistances efficaces en traction des rangs de boulons par leurs bras de levier par rapport au centre de gravité de la zone comprimée.

XV. 2 — Assemblages de profils creux

On envisage ici les assemblages propres aux systèmes treillis plans à usage de poutres ou de poteaux, où les tubes sont accostés et soudés l'un sur l'autre avec une découpe correspondant

à leur angle d'incidence : la liaison soudée s'effectue en principe par cordon d'angle.

Les deux types majeurs de configurations rencontrées dans ce cadre sont les assemblages en N et les assemblages en K : une des deux barres de treillis est tendue, l'autre comprimée et les composantes perpendiculaires à la membrure de ces deux efforts sont égales et opposées et correspondent à l'effort tranchant dans l'élément en treillis (Fig. 15-11). La fonction essentielle de l'assemblage est d'assurer la transmission de cet effort tranchant d'une barre de treillis à l'autre, via la membrure, étant supposé que la charge éventuellement appliquée au nœud reste faible par rapport à cet effort.

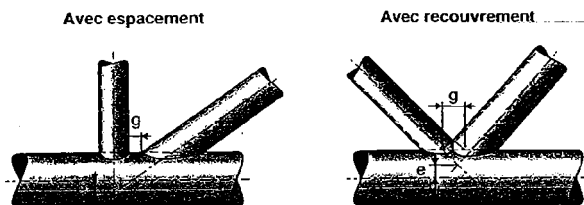


Assemblages de tubes dans les systèmes treillis

Figure 15-11

Les deux barres de treillis peuvent, suivant les cas, être espacées ou se recouvrir. Ce dernier cas entraîne une fabrication plus coûteuse mais peut permettre d'atteindre la pleine efficacité de l'assemblage, c'est-à-dire assurer que la ruine corresponde à l'épuisement de capacité de la barre de treillis la plus sollicitée. En cas d'espacement, la distance entre les parois des barres de treillis doit être suffisante pour éviter le chevauchement des cordons de soudure, soit en principe un minimum de 10 mm. En fonction de la taille des profils en présence et de leurs angles d'incidence, la recherche d'un recouvrement ou d'un espacement francs peut conduire à consentir une excentricité entre le point d'épure des barres de treillis et l'axe longitudinal de la membrure (Fig. 15-12).

Lorsque l'espacement entre les deux barres de treillis est tel qu'aucune interaction n'existe plus dans le comportement



Assemblages de tubes avec excentricité

Figure 15-12

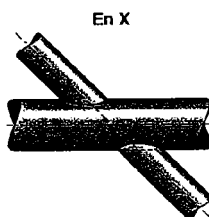
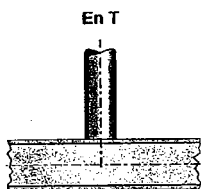
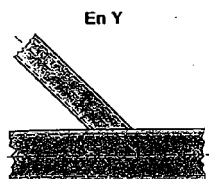

Configurations
avec une seule barre
de treillis

Figure 15-13

leurs assemblages respectifs sur la membrure, ceux-ci sont analysés séparément comme des assemblages en Y ou en T. De manière moins fréquente, on peut également rencontrer des assemblages en X, constitués de deux barres de treillis en prolongement l'une de l'autre de part et d'autre d'une membrure (Fig. 15-13).

Les modes de ruine des assemblages entre tubes sont liés aux concentrations de contraintes qui apparaissent dans les profils et leurs soudures et au comportement des parois des membrures sous les charges localisées amenées par les barres de treillis. On peut ainsi distinguer :

- les ruines par poinçonnement de la membrure autour de la liaison soudée avec une barre de treillis ;
- les ruines par excès de déformation plastique ou instabilité du profil d'une membrure en tube circulaire ;
- les ruines par excès de déformation plastique de la paroi recevant les barres de treillis pour une membrure en tube carré ou rectangulaire ;
- les ruines qui affectent soit les parois latérales des membrures en tube carré ou rectangulaire soit l'âme des membrures en profil I ou H : plastification locale à l'aplomb de la soudure d'une barre de treillis, cisaillement entre les deux barres de treillis, voilement local ;
- les ruines qui affectent les barres de treillis : plastification par insuffisance de largeur efficace de la liaison soudée ou voilement local en compression.

Les efforts normaux ultimes de calcul des barres de treillis en tube, compte tenu des dispositions d'assemblages adoptées à leurs extrémités, peuvent être évaluées :

- soit en utilisant la série des normes françaises NF P 22-250, 251, 252, 255 et 258,
- soit par référence à l'annexe KK de la norme expérimentale XP P 22-311.

Ces deux familles de documents sont construits sur les mêmes principes : des formules semi-empiriques, validées par des d'essais réalisés le plus souvent à l'échelon européen, permet-

tent d'effectuer une vérification par calcul des différents modes de ruine possibles. Une part des essais exploités est d'ailleurs commune aux normes françaises et à l'annexe KK de l'Eurocode 3. Une conséquence du mode d'élaboration de ces documents est que les formules qu'ils comportent ne sont applicables que dans un domaine de validité précis, correspondant à celui couvert par les essais. Il est donc essentiel, dès la conception de structures comportant des joints soudés de tubes, de se préoccuper du respect de ces domaines de validité, sous peine d'être confronté à de réelles difficultés dans la justification de la résistance des dispositions adoptées.

XV. 2.1 — Normes françaises

Ces textes se limitent strictement au cas des assemblages de systèmes triangulés. Les éléments sont donc supposés essentiellement soumis à des efforts normaux : néanmoins, les formules de résistance permettent de tenir compte des moments secondaires qui apparaissent inévitablement en raison de la rigidité des liaisons soudées entre éléments et sous l'effet des déformations d'ensemble du système treillis, des excentricités d'épure éventuelles aux nœuds d'assemblage et des charges transversales éventuellement appliquées entre ces nœuds.

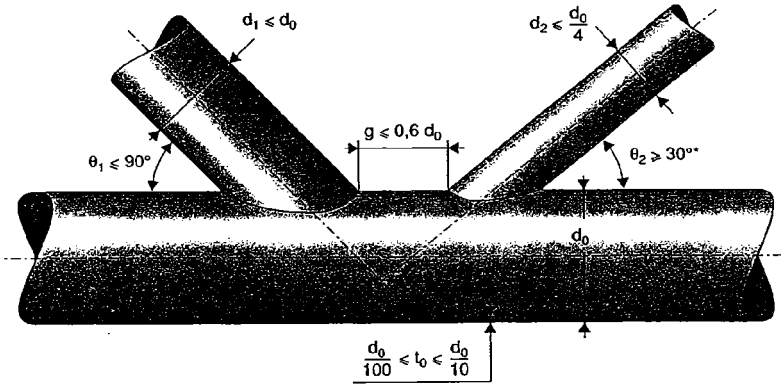
Les planches ci-après (Fig. 15-14, 15-15 et 15-16) résument les dispositions traitées par les normes, avec, dans chaque cas, leurs domaines de validité et les schémas de ruine examinés.

XV. 2.2 — Norme XP P 22 311 - Annexe KK

L'annexe KK, traduite et intégrée dans la norme expérimentale française tirée de l'Eurocode 3, correspond à une première évolution de la version initiale de la prénorme européenne, désignée annexe K. Depuis, dans le cadre européen, le texte a encore subi plusieurs remaniements. Pour cette raison, le détail du texte actuellement disponible n'est pas repris ici. Le DAN français autorise d'ailleurs explicitement l'application des normes NF P 22-250 à 258 en tant que règles d'application alternatives à l'annexe KK, obéissant aux mêmes principes fondamentaux et procurant un niveau de sécurité équivalent.

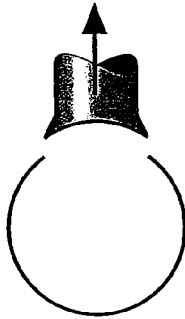
On peut néanmoins préciser que le texte européen présente des extensions significatives du domaine traité par rapport aux normes françaises antérieures. Ainsi, il aborde le cas des nœuds comportant deux plans de treillis, rencontré par exemple pour les poutres triangulées spatiales, ainsi que la résistance de nœuds sollicités en flexion.

Domaine de validité

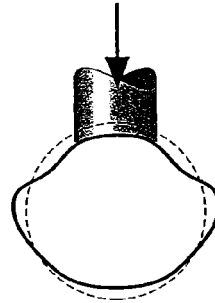


* θ peut être réduit jusqu'à 20° sous réserve de la faisabilité du cordon de souder et en conservant dans les calculs la valeur 30°

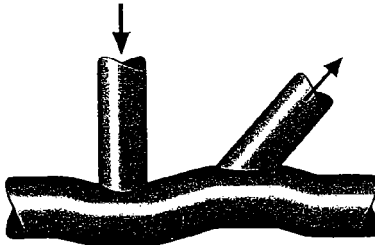
Modes de ruine



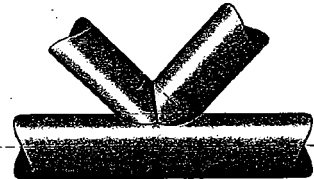
Cisaillement de la paroi de la membrure



Plastification ou instabilité du profil de la membrure



Excès de déformation entre les barres de treillis

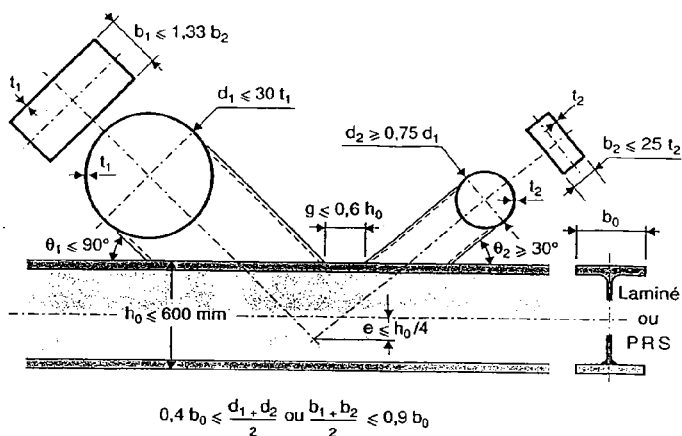


Fissuration de la paroi d'une barre de treillis

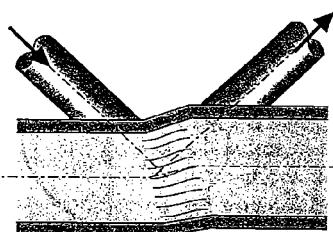
Norme NF P 22-250 :
Assemblages soudés de profils creux circulaires

Figure 15-14

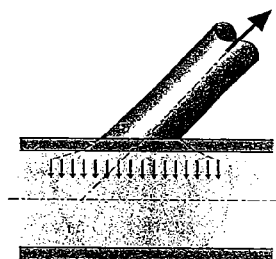
Domaine de validité



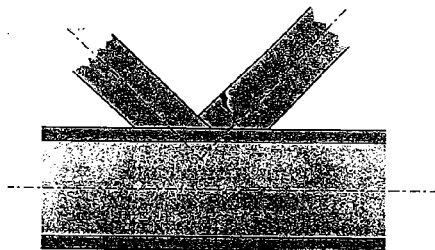
Modes de ruine



Plastification ou instabilité en cisaillement de l'âme de la membrure



Plastification locale de l'âme de la membrure

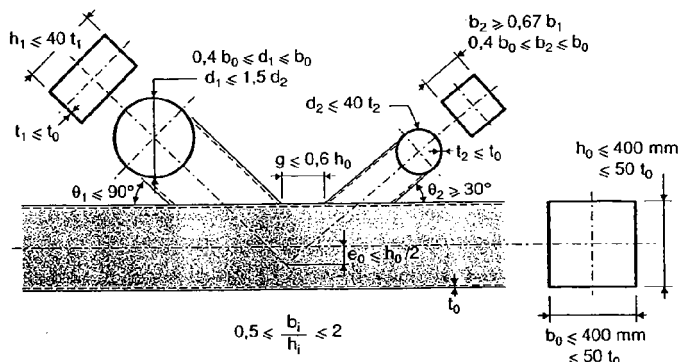


Fissuration de la paroi d'une barre de treillis

Norme NF P 22-255 :
assemblages soudés de profils creux ronds ou rectangulaires
sur profils de type I et H

Figure 15-15

Domaine de validité

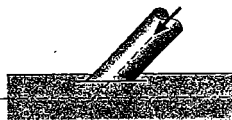


Modes de ruine

- Paroi de la membrure recevant les barres de treillis

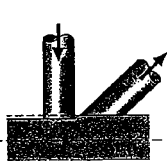


Plastification

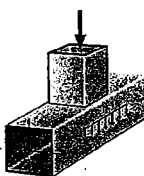


Poinçonnement

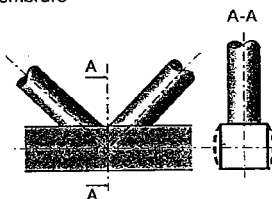
- Paroi latérale de la membrure



Cisaillement



Plastification locale



Voilement

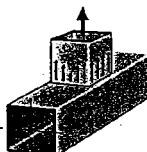
- Barres de treillis

Comprimées



Voilement local

Tendues



Plastification locale

Norme NF P 22-258 :

Assemblages soudés de profils creux sur profils creux rectangulaires

Figure 15-16

XV. 3 — Pieds de poteaux

Les pieds de poteaux comportent un certain nombre de dispositions constructives dont l'objet est de concrétiser les conditions de liaison prévues pour la structure avec ses supports, qu'il s'agisse directement de fondations ou d'une sous-structure en béton.

Pratiquement dans tous les cas, ces conditions de liaison impliquent au minimum la transmission d'un effort vertical et celle d'un effort horizontal. L'effort vertical peut être, suivant les combinaisons de charges, descendant ou ascendant. À ces deux composantes peuvent s'ajouter des moments d'encastrement de flexion et de torsion.

Les pieds de poteaux sont en effet conçus pour réaliser soit une liaison articulée soit une liaison parfaitement encastree. Dans l'état actuel de la pratique, on n'envisage pas, au niveau des dispositions propres à la partie métallique, de solution intermédiaire entre ces deux hypothèses extrêmes ; en revanche, il est impératif de tenir compte dans les calculs de la structure métallique, le plus souvent par le biais de liaisons élastiques, de la déformabilité souvent non négligeable des fondations ou de la structure d'appui.

Les dispositions constructives adoptées pour les articulations doivent permettre sans entrave importante, les rotations attendues d'après l'analyse globale de la structure.

À l'inverse, celles qui doivent être retenues pour les encastremets doivent présenter la plus grande rigidité possible et être capables d'équilibrer les moments d'encastrement mis en évidence par l'analyse globale de la structure, sans déformation appréciable.

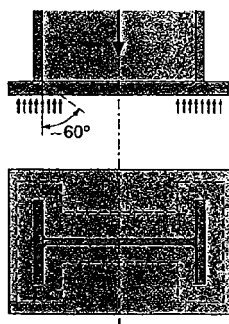
Les composants qui interviennent dans la constitution d'un pied de poteau sont généralement les suivants :

- une platine soudée en bout du poteau, dont le rôle essentiel est de répartir, sur une surface suffisante, la pression sur le béton engendrée par la compression du poteau ;
- des tiges d'ancrage scellées dans le béton dans le but d'empêcher tout décollement de la platine de la surface de son support sous l'effet d'un effort de soulèvement dans le poteau ou de moments d'encastrement de la charpente sur ses appuis ;
- une ou des bèches d'ancrage, soudées sous la platine, qui assurent, par épaulement, la transmission au béton des efforts tranchants et, le cas échéant, celle du moment d'encastrement en torsion ;

- d'autres éléments, moins systématiques, comme des raidisseurs de platine utilisés essentiellement pour les encastrement ou un grain d'appui nécessaire pour permettre les rotations les plus importantes.

Ces différents composants seront abordés successivement du point de vue de leur conception et de leur dimensionnement, sachant qu'il n'existe aucun texte normatif qui leur soit consacré. Il faut souligner que les configurations possibles pour les pieds de poteaux sont particulièrement nombreuses et variées ainsi que les vérifications de résistance qu'elles peuvent nécessiter. On ne fait ici qu'aborder les principes des dispositions les plus courantes, particulièrement adaptées pour les poteaux constitués de profils I ou H.

XV. 3.1 — La platine



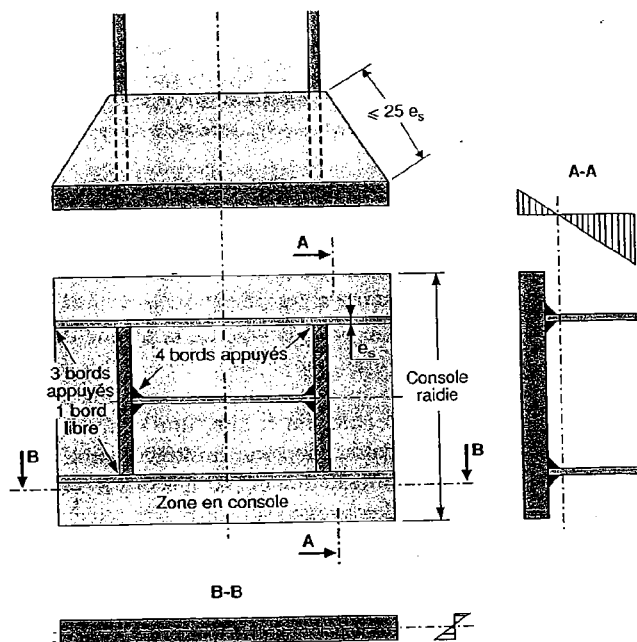
Répartition de la pression
sur le béton

Figure 15-17

Le premier rôle de la platine est d'assurer une répartition suffisante sur le béton de la compression amenée par le poteau. On considère le plus souvent que la pression sous la platine est uniforme. En réalité, une concentration de pression est à attendre dans une zone limitée, homothétique de l'impact du profil du poteau ; mais, par ailleurs, le béton peut admettre sans difficulté des pressions locales très sensiblement plus élevées que sa résistance de calcul en compression simple. Pour de très nombreuses constructions en acier, la compression amenée par les poteaux reste très limitée de sorte que la pression exercée sur le béton ne nécessite pas une vérification explicite. Dans le cas contraire, l'annexe L de l'Eurocode 3 fournit une méthode d'évaluation de l'aire efficace en compression sur le béton et de la contrainte limite que l'on peut y admettre : pour des dispositions usuelles, on peut compter sur une diffusion de la compression sur l'épaisseur de la platine suivant un angle d'environ 60° à partir du contour du poteau et sur une contrainte limite sur la surface correspondante de l'ordre de 2 à 2,5 fois la contrainte de calcul du béton en compression simple (Fig. 15-17).

Toujours en raison de la modicité des efforts appliqués, l'épaisseur de la platine est souvent arrêtée par construction. Lorsque cela se justifie, on peut néanmoins procéder à une détermination par calcul de cette épaisseur, en considérant dans la platine, sous l'effet de la pression exercée sur le béton, des contraintes de flexion le long de différentes lignes de « pliure » des parties en console et dans les plaques dont le contour correspond aux parois du profil du poteau. Dans le cas d'efforts de compression élevés, des raidisseurs peuvent permettre de ramener l'épaisseur nécessaire à des valeurs constructives, en constituant une sec-

tion composée avec la platine pour résister aux flexions évoquées et en limitant les dimensions des plaques soumises à flexion. Il est important que ces raidisseurs, lorsqu'ils intéressent un débord de la platine, soient rigidement encastrés sur le poteau. Pour que leur bord libre soit à l'abri du voilement local, leur épaisseur doit être supérieure à $1/25^{\circ}$ de la longueur de ce bord libre (Fig. 15-18).



Platine de pied de poteau raidie

Figure 15-18

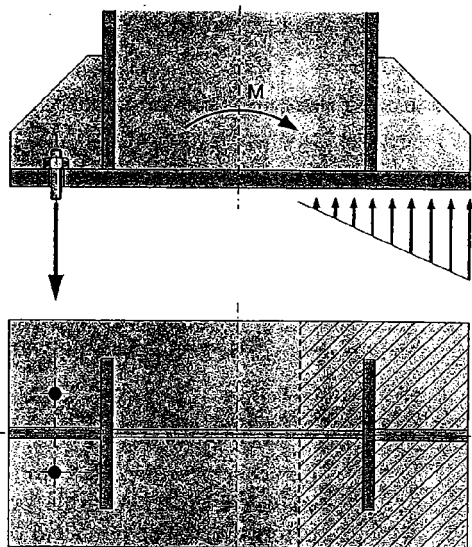
Les tiges d'ancrage, pour la reprise des efforts de soulèvement et éventuellement des moments d'encastrement, exercent par ailleurs sur la platine des efforts également susceptibles de conditionner son épaisseur. Les vérifications correspondantes nécessitent généralement de faire appel à des calculs de plaque soumise à des charges ponctuelles et diversement appuyées sur leur contour.

Les cordons de soudure du poteau sur la platine doivent être dimensionnés pour équilibrer l'effort de compression d'une part, les efforts de traction des tiges d'ancrage d'autre part. Dans ce dernier cas, il faut prêter attention au fait que ces efforts peuvent n'intéresser de manière efficace qu'une faible longueur de cordons de soudure.

Lorsque le poteau est constamment comprimé, il est possible d'assurer la transmission de l'effort normal par contact direct, sous réserve que les surfaces en cause, platine et tranche du poteau, soient ajustées par usinage et ne présentent pas de défaut de contact supérieur à 0,5 mm. Des cordons de soudures, de gorge adaptée aux épaisseurs en présence, assurent une solidarisation de principe entre les deux pièces et, si nécessaire, la transmission des efforts tranchants.

XV. 3.2 — Les tiges d'ancrages

Les tiges d'ancrage reprennent les efforts de soulèvement amenés par le poteau et, le cas échéant, constituent la partie tendue pour l'équilibre des moments d'encastrement (Fig. 15-19).



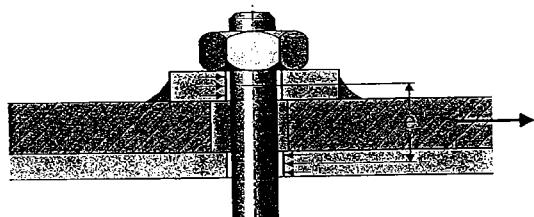
Équilibre du moment d'encastrement en pied de poteau

Figure 15-19

Dans le premier cas, le calcul de la sollicitation dans chaque tige est immédiat. Dans le second cas, ce calcul est plus complexe et s'effectue dans les mêmes conditions que pour la détermination d'une section en béton armé dont les dimensions correspondraient à celles de la platine et dont les armatures seraient les tiges d'ancrage.

À partir de l'effort de traction appliqué, le dimensionnement de la section de ces tiges s'effectue dans les mêmes conditions que pour le calcul d'un boulon en traction.

Pour les structures importantes, il arrive que l'on adopte un préscllement des tiges d'ancrage, qui évite un coulage de béton en deux phases. Une plaque d'épaisseur réduite est alors utilisée pour recevoir la bêche d'ancrage et servir de gabarit de positionnement des tiges. Celles-ci ont de ce fait une fonction supplémentaire qui est de transmettre l'effort tranchant de la platine du poteau à la plaque de préscllement. Elles doivent donc être vérifiées pour la combinaison la plus défavorable de la traction et de l'effort tranchant. Pour compenser l'absence de possibilité de réglage sur les tiges préscellées, on pratique parfois des trous surdimensionnés dans la platine du poteau qui sont, en phase définitive, neutralisés par le biais de plaquettes percées au diamètre normal et soudées en position définitive sur la platine. Cette solution a l'inconvénient d'exposer les tiges d'ancrage à une flexion non négligeable pour la transmission de l'effort tranchant entre les plaquettes et la plaque de préscllement (Fig. 15-20).



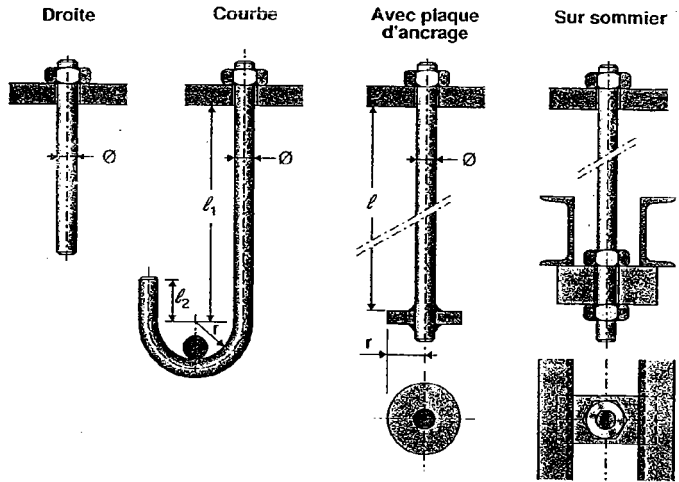
Flexion de la tige d'ancrage entre plaquette soudée et platine de préscllement

Figure 15-20

Le scellement dans le béton doit être vérifié suivant les règles en usage en béton armé pour les calculs d'adhérence acier-béton. La valeur de calcul de la contrainte limite d'adhérence est donnée ci-après en fonction de la résistance en compression à 28 jours du béton :

f_d MPa	20	25	30
τ_s MPa	1.1	1.2	1.3

Suivant l'importance des tractions à équilibrer et les dimensions offertes par le support en béton, on peut recourir à des barres à scellement droit ou courbe, à des tiges munies d'une plaque d'ancrage d'extrémité ou encore à des tiges ancrées sur un support noyé dans le béton (Fig. 15-21).



Différents types de tiges d'ancrage

Figure 15-21

En adaptant la formule énoncée dans les Règles CM 66, l'effort ultime de traction ancré par scellement pour une barre courbe classique peut s'écrire :

$$F_{s-Rd} = \pi \phi (l_1 + 6,4r + 3,5l_2) \tau_s / (1 + \phi/d_1)^2 \quad \text{CM66 5.123}$$

où les notations sont celles définies à la figure 15-21 et d_1 est la plus petite distance de l'axe de la tige à une autre tige de scellement ou à une paroi du massif en béton.

De même, celui correspondant à une tige munie d'une plaque d'ancrage peut être déterminé par la formule :

$$F_{s-Rd} = \pi \phi l \tau_s / (1 + \phi/d_1)^2 + \pi (r^2 - \phi^2/4) \cdot 3\sigma_{bc} / (1 - r/d_1)$$

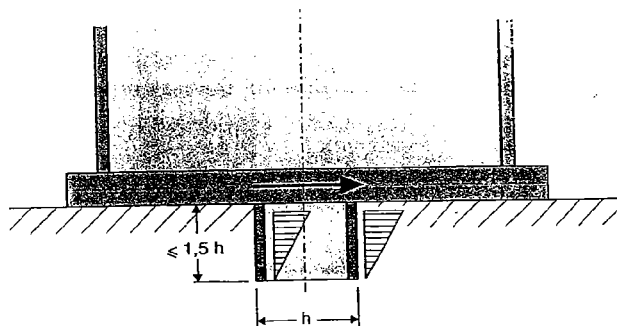
CM66 5.123

L'épaisseur de la plaque d'ancrage pourra, en sécurité, être prise égale au tiers de son rayon.

XV. 3.3 — La bêche d'ancrage

Lorsque le poteau est soumis à une compression concomitante suffisante, les efforts tranchants peuvent être directement transmis par frottement entre la platine et le béton : on adopte en principe pour ce calcul un coefficient de frottement égal à 0,3. Lorsque cette justification ne peut être apportée, l'équilibre de l'effort tranchant doit être assuré par une bêche noyée dans le

béton qui exerce directement une pression latérale sur le béton (Fig. 15-22). Il n'est généralement pas admis de solliciter les tiges d'ancrage en pression diamétrale sur le béton. La solution usuelle est de souder sous la platine une chute de profilé I ou H de faible hauteur.



Bêche d'ancrage

Figure 15-22

On retient généralement une répartition triangulaire de la pression exercée par les ailes de la bêche sur le béton. La hauteur de la bêche doit au minimum être de 6 cm et ne doit pas dépasser 1,5 fois la hauteur du profil utilisé afin de garantir un comportement en bloc rigide. On décompte de la hauteur une garde de 3 cm inefficaces pour faire face aux aléas qui pèsent sur le bourrage de béton sous la platine.

Les ailes de la bêche doivent également présenter une rigidité importante pour assurer une bonne répartition de la pression sur le béton. On admet qu'il en est ainsi si leur largeur n'excède pas 20 fois leur épaisseur.

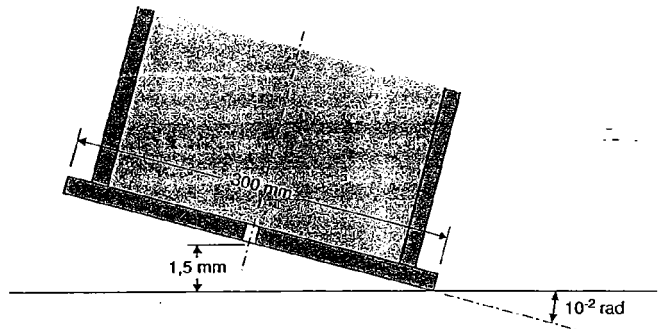
Le profil de la bêche proprement dite doit être vérifié en flexion à l'encastrement sur la platine ainsi que sa soudure sur cette pièce. Il doit aussi et surtout être vérifié vis-à-vis de l'effort tranchant, qui constitue le plus souvent un critère déterminant compte tenu de la faible hauteur donnée aux bèches en généra

XV. 3.4 — Vérification de l'articulation

Pour une grande majorité de poteaux réputés articulés en pied la seule précaution prise vis-à-vis du fonctionnement de l'articulation est d'implanter les tiges d'ancrage dans un plan contenant l'axe théorique de rotation du poteau, sans autre dispositif assurant mécaniquement une possibilité effective de rotation

Compte tenu de la présence de la platine d'about qui impose un axe réel de rotation décalé de plus de la demi-hauteur du profil, une telle réalisation n'est qu'une approche assez lointaine d'une véritable articulation.

Cependant, la pratique a montré qu'il n'était pas nécessaire d'être davantage précautionneux dans les cas courants. Sur la base de l'expérience acquise, il est admis qu'il en est ainsi tant que la longueur de la platine ne dépasse pas 300 mm dans la direction perpendiculaire à l'axe de rotation et que la rotation maximale en pied à l'état limite de service reste inférieure à 10^{-2} radians (Fig. 15-23).



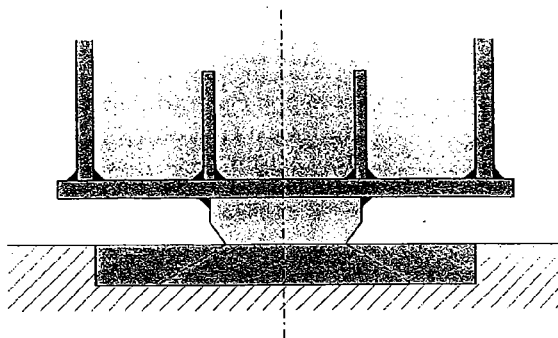
Limites pour une pseudo-articulation

Figure 15-23

Ces conditions reviennent à admettre un soulèvement maximum à l'état limite de service de 1,5 mm au droit des tiges d'ancrage disposées à mi-hauteur du profil du poteau. En conséquence, on admet que l'on reste en présence d'une pseudo-articulation acceptable si cette même condition de déplacement maximum au droit des tiges d'ancrage reste satisfaite pour des platines de longueur supérieure, pouvant aller jusqu'à 600 mm, sous réserve que le moment secondaire dû à l'excentrement de l'effort normal reste limité. À ce titre, on vérifie qu'à l'état limite de service, le produit de l'effort normal dans le poteau par la rotation concomitante et par la hauteur du profil du poteau reste inférieur à 1 500 Nxm.

Lorsque ces conditions ne sont pas satisfaites, il convient de prendre des dispositions spécifiques plus élaborées pour permettre la rotation attendue. Elles consistent généralement à concentrer la zone d'appui sur une surface plus réduite grâce à une plaque de forte épaisseur appelée grain, chanfreinée sur ses bords et soudée sous la platine (Fig. 15-24). Il faut veiller à ce que cette réduction n'engendre pas des concentrations de

contraintes excessives à la fois côté béton et côté du profil courant du poteau. On est ainsi fréquemment amené à sceller dans le béton une plaque d'assise en acier de forte épaisseur pour permettre la diffusion de la compression sur une surface suffisante et à renforcer localement l'âme du poteau voire à la raidir.

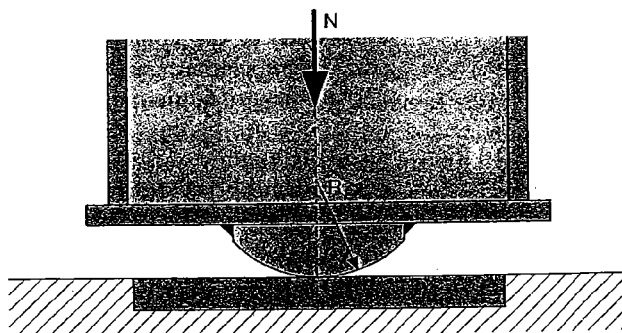


Pied de poteau avec grain d'appui

Figure 15-24

Les chanfreins pratiqués sur le contour du grain sont suffisants dans les cas courants pour permettre le fonctionnement de l'articulation, les premières rotations assurant rapidement l'élimination des arêtes vives par plastifications locales.

Pour les structures les plus importantes, avec de fortes rotations d'appui, il peut être nécessaire de prévoir un usinage du grain pour obtenir une surface réellement cylindrique par construction ou de fabriquer spécifiquement des pièces d'appui moulées



$$\sigma = 0,59 \sqrt{\frac{NE}{2LR}} \leq 3f_y$$

E : module d'Young
L : longueur du contact

Pression de Hertz pour un contact cylindre-plan

Figure 15-25

On vérifie alors les conditions de contact cylindre-plan suivant les formules de Hertz (Fig. 15-25).

La présence d'un grain d'appui nécessite de prendre également des dispositions particulières pour assurer la transmission de l'effort tranchant au béton.

La solution usuelle consiste à immobiliser le grain par des carrés disposés sur son périmètre et soudés sur la plaque scellée dans le béton après mise en place du poteau. Ces carrés forment une boîte à grain.

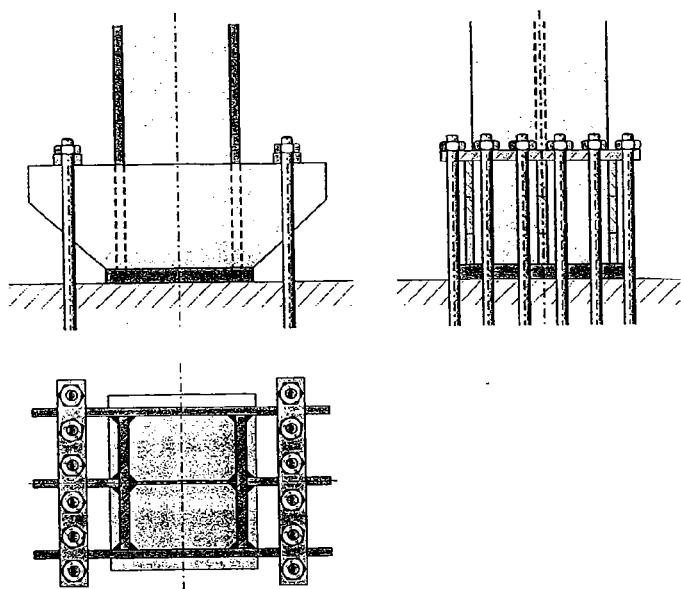
Une autre possibilité est de compter sur le cisaillement des tiges d'ancrage lorsque celles-ci traversent le grain et la plaque de scellement avec des perçages normaux : le dimensionnement de ces tiges doit bien entendu tenir compte de la concomitance d'un effort de traction et d'un effort de cisaillement.

XV. 3.5 — Réalisation des encastresments

Pour assurer l'encastrement du pied de poteau sur sa fondation ou une structure sous-jacente, on est conduit à étendre la platine assez largement au-delà du contour du poteau, de façon à pouvoir mettre en place des tiges d'ancrage bénéficiant d'un bras de levier suffisant par rapport à la zone comprimée.

Généralement, la décision d'encastrer les pieds de poteaux n'est retenue que pour des structures assez importantes, de sorte que les efforts à équilibrer sont le plus souvent élevés. La platine peut alors difficilement équilibrer à elle seule les flexions engendrées d'un côté par la pression sur le béton et de l'autre côté par les tractions dans les tiges d'ancrage. Pour rester dans une gamme d'épaisseurs de platine raisonnables, on met donc en place des voiles raidisseurs qui permettent de créer des lignes d'appui supplémentaires pour la platine et qui participent à la section résistante vis-à-vis des flexions qui viennent d'être mentionnées.

Pour les moments les plus importants, le principe même de la flexion de plaques raidies ou non devient inadapté et l'on retient la solution de tiges d'ancrage prolongées largement au-dessus de l'arase du béton pour venir s'appuyer par l'intermédiaire de barrettes épaisses sur des voiles verticaux soudés sur le poteau. On peut aussi, suivant un principe similaire, remplacer ces voiles par de véritables poutres horizontales de section U, I ou H qui constituent alors une sorte de sommier d'appui (Fig. 15-26).



Pied de poteau encastré

Figure 15-26

XV. 4 — Assemblages boulonnés particuliers

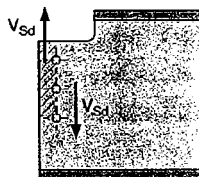
La norme française NF P 22-430 ne comporte aucune disposition de calcul relative aux assemblages proprement dits. L'Eurocode 3, pour sa part, identifie deux cas particuliers, très fréquemment rencontrés, qui nécessitent des vérifications spécifiques, qui s'ajoutent au calcul des boulons, au respect de dispositions constructives d'assemblages et aux vérifications usuelles portant sur les sections.

Attaches boulonnées de l'about des poutres

EC 3 6.5.2.2

Ces attaches ne reprennent par hypothèse qu'un effort tranchant et comportent une ou plusieurs files de boulons orientée parallèlement cet effort. La présence des perçages dans cette zone d'about cisailée de la poutre représente un affaiblissement de la section résistante, qui est d'ailleurs fréquemment aggravé par un grugeage nécessaire à l'assemblage sur l'élément porteur.

About de poutre



Gousset cisailé


 Cisaillement de bloc
au droit d'un groupe
de perçages

Figure 15-27

Un « bloc » d'acier délimité par une file de perçages et le contour de l'extrémité de la pièce est susceptible d'être arraché sous l'action de l'effort tranchant. La ligne de rupture comporte une partie cisailée parallèle à l'effort tranchant et une partie tendue perpendiculairement à l'effort (Fig. 15-27).

La résistance efficace correspondante s'écrit :

$$V_{eff, Rd} = A_{v, eff} (f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{M0} \quad \text{EC3 6.5.2.2(2)}$$

où $A_{v, eff}$ est l'aire efficace de cisaillement, produit de l'épaisseur de l'âme par la plus faible de trois longueurs de rupture évaluées suivant le schéma présenté à la figure 15-28.

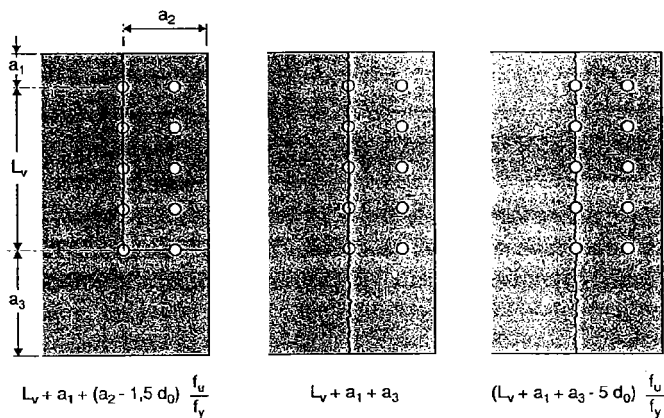

 Longueurs pour l'évaluation de l'aire $A_{v, eff}$

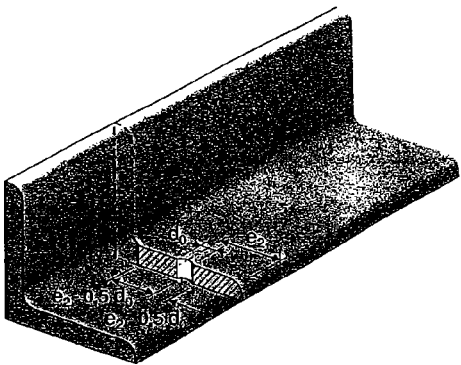
Figure 15-28

Attaches excentrées de profils non symétriques

EC3 6.5.2.3

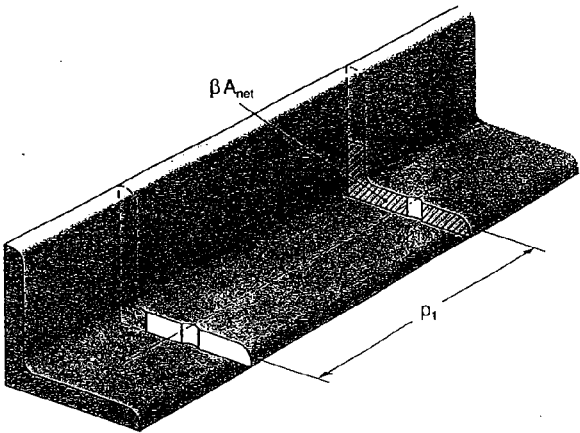
De manière presque systématique, les cornières, utilisées simples ou doubles, notamment dans les éléments triangulés, sont attachées à leurs extrémités par une seule de leurs ailes : de même, les profils en U dans le même type d'emploi sont très souvent attachés par leur âme. Dans les deux cas, l'excentricité du plan d'assemblage par rapport à la fibre neutre du profil, implique une distribution non uniforme de contraintes dans la barre, que celle-ci soit théoriquement tendue ou comprimée. En conséquence, l'Eurocode 3 impose de fonder la résistance de calcul de la barre sur une section nette résistante réduite, qui dispense de considérer explicitement les effets de l'excentricité. Si l'assemblage ne comporte qu'un seul boulon, cette section correspond simplement à une section nette symétrique autour de l'axe du trou (Fig. 15-29).

Dans les cas où l'assemblage comporte plusieurs boulons en ligne, une certaine diffusion de contraintes peut s'opérer sur la longueur de l'assemblage et la section résistante s'exprime comme la section nette usuelle frappée d'un coefficient mineurateur β fonction du nombre de boulons et de leur entr'axe (Fig. 15-30 et Tableau 15-1).



Section nette résistante réduite pour un assemblage à un boulon

Figure 15-29



Section nette résistante réduite pour un assemblage à plusieurs boulons

Figure 15-30

entr'axe	$p_1 \leq 2,5 d_0$	$p_1 \leq 5,0 d_0$
β pour 2 boulons	0,4	0,7
β pour 3 boulons et plus	0,5	0,7

Tableau 15-1

cornière	largeur d'aile (mm)	40	50	60	70	80	90	100	120	150
	section brute A (mm ²)	308	480	691	940	1227	1552	1915	2754	4302
	capacité $A f_y / \gamma_{M0}$ (N)	65800	102545	147623	200818	262132	331564	409114	588355	919064
boulon	diamètre (mm)	12	14	16	18	20	20	22	22	24
	classe de qualité	6.8	6.8	6.8	6.8	6.8	6.8	10.9	10.9	10.9
	aire résistante A_s (mm ²)	84,3	115	157	192	245	245	303	303	353
	capacité $0,5 A_s f_{ub} / \gamma_{Mb}$ (N)	20232	27600	37680	46080	58800	58800	121200	121200	141200
	nombre pour la capacité brute	3	3	3	4	4	5	3	4	6
section nette	A_{net} (mm ²)	252	400	583	800	1051	1354	1675	2466	3912
résistance	$\beta A_{net} f_y / \gamma_{M0}$ (N)	39191	62208	90668	124416	163452	210574	260496	383512	608394
ratio résistance/capacité brute		60 %	61 %	61 %	62 %	62 %	64 %	64 %	65 %	66 %

Tableau 15-2 : Cornières à ailes égales au dixième en acier S235 attachées par une aile avec au moins 3 boulons espacés de 3 fois le diamètre du trou (Eurocode 3 – Clause 6.5.2.3).

Le tableau 15-2, établi pour les cornières usuelles à ailes égales au dixième, en acier S235, supposées attachées avec au moins 3 boulons de diamètre approprié à leurs dimensions et espacés de 3 fois le diamètre de perçage, montre que la résistance obtenue est de l'ordre de 60 % de la résistance plastique de calcul de la section brute.

Il convient de signaler que jusqu'à ce jour, les règles françaises ne comportaient aucune prescription particulière pour ce type d'assemblage, pourtant massivement utilisé dans le passé, où les structures en treillis étaient largement majoritaires. La règle préconisée par l'Eurocode 3 implique donc une réduction très importante de la capacité des profils en cause, par rapport aux errements antérieurs. Il est vraisemblable que cette règle se trouve exagérément pénalisante car aucune pathologie n'a mis en évidence dans les pratiques précédentes une lacune aussi grave.

Les ouvrages de construction métallique sont des ossatures constituées de l'assemblage de différents composants élémentaires. Chacun de ces composants, dans le rôle qui lui est imparti, subit une sollicitation principale, qui en détermine la conception et le dimensionnement. Dans les paragraphes qui suivent, on dresse, en fonction de ce critère de sollicitation principale, l'inventaire de ces composants élémentaires et des solutions constructives couramment adoptées pour chacun.

D'une manière générale, pour chaque type d'élément, on recherche les solutions techniques qui satisfont les critères de résistance et d'aptitude à l'emploi et offrent en même temps la meilleure économie du projet. Le jugement sur ce dernier point est souvent complexe à porter car il doit intégrer de nombreux paramètres. Le poids est l'indice quantitatif le plus utilisé pour comparer un type de section par rapport à un autre (poids au mètre linéaire d'élément), une conception de structure par rapport à une autre (poids global au mètre carré couvert).

Il est vrai que les principaux coûts entrant dans la composition du prix de revient d'une ossature métallique sont, sinon proportionnels, au moins directement liés au poids d'acier mis en œuvre : achat de la matière première bien entendu, mais aussi coûts de manutention, de transport, de levage sur site... Le poids est néanmoins un critère insuffisant pour évaluer l'intérêt d'une solution : par exemple, le nombre d'heures d'atelier pour la fabrication d'une tonne de charpente peut varier dans un rapport de 1 à 4 suivant le type d'élément à produire. Ainsi, une surconsommation d'acier peut être préférable si elle permet une plus grande simplicité de fabrication.

En règle générale, on constate bien que la plus grande légèreté passe par des coûts plus élevés de fabrication et de mise en œuvre et le constructeur doit régulièrement rechercher, en fonction des caractéristiques de ses moyens de production et des conditions économiques du moment, l'optimum entre ces deux postes de dépenses.

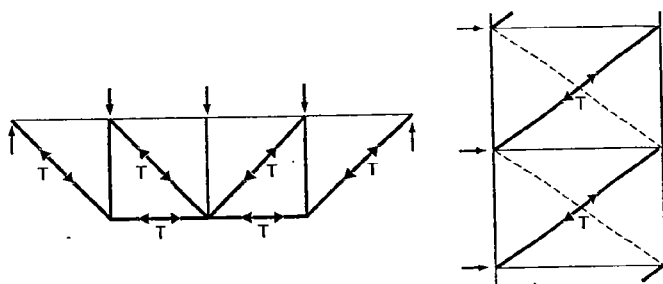
XVI. 1 — Éléments tendus

Les éléments exclusivement tendus des ossatures métalliques constituent les pièces les plus simples, du point de vue du com-

portement et des conditions de calcul. On peut usuellement postuler une répartition uniforme des contraintes dans la section droite et, au moins pour ce qui concerne la partie courante, il est possible d'exploiter pleinement les capacités de l'acier, aucun phénomène secondaire ne venant perturber le modèle théorique de comportement. Pour ce qui concerne la résistance, l'aire de la section d'acier constitue donc le seul critère déterminant dans le choix du profil à adopter.

Les extrémités des barres tendues posent néanmoins des difficultés particulières occasionnées par les dispositions d'assemblage, dès lors qu'il s'agit d'attaches boulonnées : affaiblissement de la section résistante par la présence des perçages, excentricité entre le centre de gravité des attaches et celui de la section courante... Des vérifications complémentaires essentielles doivent donc être effectuées pour garantir la résistance de ces assemblages.

Les pièces tendues les plus courantes se rencontrent dans les éléments en treillis qu'il s'agisse de membrures et diagonales de poutres ou des triangulations assurant un contreventement vertical d'ossature (Fig. 16-1).

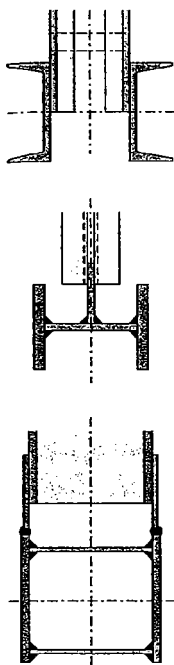


Barres tendues dans les éléments en treillis

Figure 16-1

Pour les barres de treillis et les barres de triangulation, on utilise le plus souvent des cornières simples ou jumelées et des profils creux circulaires, carrés ou rectangulaires. Sous réserve qu'il n'y ait pas d'inversion de sens de l'effort à prévoir, on peut également utiliser des fers plats, des ronds ou des carrés pleins dont l'avantage est de présenter un encombrement minimum. À noter que les attaches d'extrémités de ces deux derniers type de sections peuvent être moins commodes à réaliser que pour les autres profils.

D'une manière générale, il faut prendre garde, pour les sections qui présentent les plus faibles inerties de flexion, aux effets de poids propre qui sont susceptibles d'engendrer une déforma-



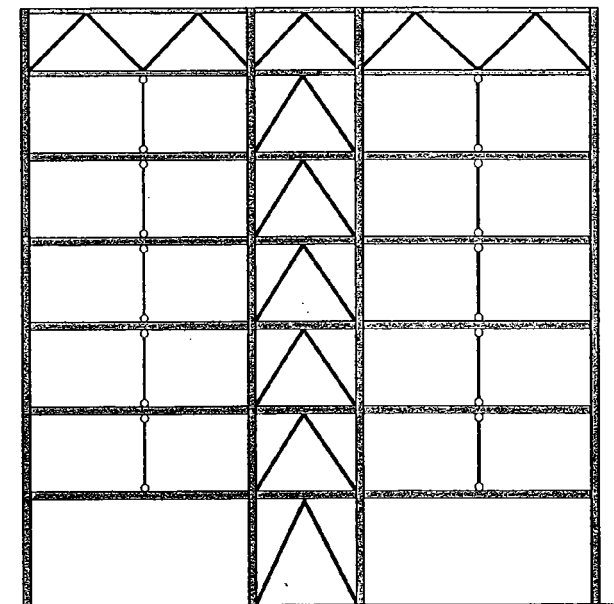
**Membrures tendues
de poutres treillis**

Figure 16-2

tion verticale assez importante pour remettre en cause leur efficacité. Une limitation de l'élançement des pièces tendues est également à observer pour les éléments qui se trouvent exposés à des risques de mise en vibration par des machines ou, en extérieur, par le vent. Cette mesure permet aussi d'éviter que ces éléments ne présentent une sensibilité excessive aux chocs accidentels qu'ils peuvent subir lors du montage de la structure ou ultérieurement en cours d'exploitation de l'ouvrage.

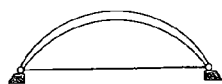
Les éléments tendus les plus fortement sollicités, en particulier les membrures de poutres treillis, peuvent être constitués soit par des profils laminés tels des U jumelés ou des H, soit par des profils reconstitués soudés en H ou en caisson (Fig. 16-2).

Certaines structures comportent d'autres éléments tendus que ceux envisagés jusqu'ici, dont le rôle est d'imposer à des charges de gravité un cheminement par des niveaux situés au-dessus de leur point d'application : il s'agit alors de suspentes. Celles-ci permettent, par exemple dans un bâtiment à étages, grâce à la pleine utilisation des performances de l'acier qu'elles autorisent, de réduire au strict minimum l'encombrement des points porteurs au moins dans une partie des niveaux et, le plus souvent, de libérer totalement la surface d'un étage, par exemple pour la réalisation de la transparence d'un rez-de-chaussée (Fig. 16-3).



Utilisation de suspentes dans un bâtiment à étages

Figure 16-3



Système arc + tirant

Figure 16-4



**Chape d'extrémité
et axe pour tirant**

Figure 16-5

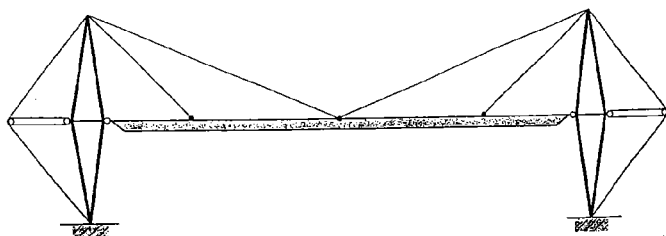
À une échelle plus modeste, des suspentes sont très fréquemment utilisées pour empêcher la flexion latérale d'éléments d'ossatures de bardage ou de couverture comme les pannes et les lisses ; on parle alors de liernes.

Des tirants sont également employés pour reprendre des poussées en pied de structures en arc ou en pied de portiques, soulageant d'autant les fondations (Fig. 16-4). Dans la mesure où de telles pièces participent alors à une structure hyperstatique et où elles présentent une longueur très importante, leur rigidité d'effort normal doit alors être intégrée dans l'analyse globale de la structure et très souvent la limitation de leur déformabilité conditionne la section plus que la résistance proprement dite. Une meilleure efficacité des tirants peut être obtenue en prévoyant leur mise en tension contrôlée au cours d'une phase de montage.

L'équilibrage des structures en consoles, comme les auvents de tribunes de stade, constituent un autre exemple très courant d'utilisation de tirants.

Pour toutes ces applications, l'utilisation de ronds pleins est pratiquement systématique. Les attaches peuvent s'effectuer directement par filetage des extrémités ou par l'intermédiaire de chapes et d'axes d'articulation (Fig. 16-5).

On doit citer en dernier lieu les câbles qui constituent une famille particulière d'éléments tendus dont le comportement est tout à fait spécifique. Un domaine d'utilisation privilégié est celui des ponts et des passerelles où ils servent de suspentes et de haubanage. Cette technique est étendue à des bâtiments industriels importants dont l'ossature principale est rejetée à l'extérieur de l'enveloppe (Fig. 16-6). L'utilisation de câbles est également de plus en plus retenue pour constituer les éléments tendus d'ossatures légères supports de couvertures métallos-tiles, de parois vitrées en façades ou en toiture.



Toiture suspendue par des câbles

Figure 16-6

Pour des bâtiments à caractère plus exceptionnel, il est possible de concevoir des systèmes de toiture dont l'ossature est exclusivement composée de câbles disposés en résille. Lorsque la

couverture est de faible poids propre, les actions de vent peuvent donner lieu à une résultante ascendante et il est alors essentiel que la surface générée par les câbles présente une double courbure pour s'opposer efficacement aux soulèvements comme aux charges de gravité.

La particularité essentielle des câbles est qu'ils ne présentent aucune rigidité en flexion : dès lors qu'ils doivent reprendre des charges transversales, leur équilibre ne peut être obtenu que par effet du second ordre, c'est-à-dire par l'intermédiaire d'une courbure de leur ligne moyenne, ce qui implique un calcul en grandes déformations de leur état d'équilibre. Néanmoins, dans les cas où ces charges transversales restent faibles par rapport à la portée franchie et sous réserve d'imposer au montage une tension initiale suffisante, on considère en général que le fonctionnement est équivalent à celui d'un tirant ordinaire. Dans tous les cas, il faut tenir compte que les câbles ne sont pas des pièces monolithiques mais des éléments composés à partir de fils d'acier, ce qui implique que leur module de déformation longitudinale apparent est plus faible que celui du matériau constitutif et varie sensiblement en fonction de la composition et du mode de fabrication. Ce module de déformation est donc une donnée particulière à recueillir auprès du fabricant, tout comme la force de rupture minimale et la masse par unité de longueur.

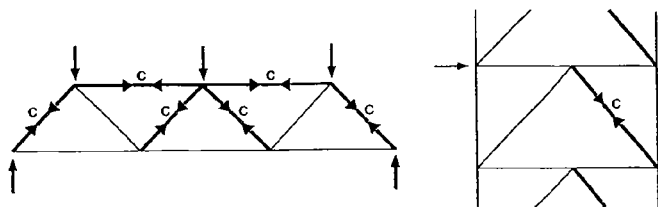
On trouvera en Annexe 7 des précisions complémentaires concernant le calcul de la position d'équilibre des câbles et l'évolution de leur rigidité en fonction de leur tension.

XVI. 2 — Éléments en compression simple

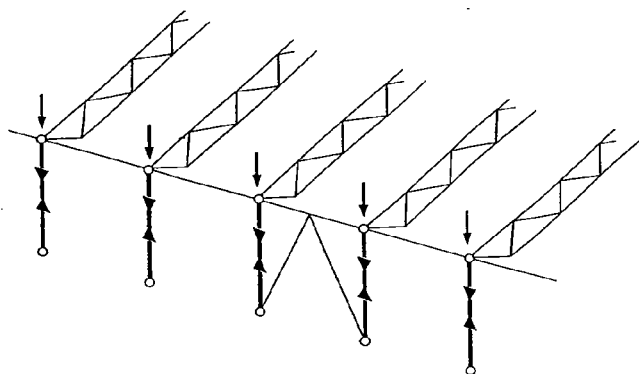
Pour les pièces comprimées suffisamment courtes pour être à l'abri des instabilités de flambement et comportant des sections transversales suffisamment massives pour ne pas être affectées par les instabilités locales de voilement, il est possible de reconduire sans changement les considérations développées pour les pièces tendues. Cette situation est cependant très limitée en pratique, ne concernant que des pièces particulières de liaison entre d'autres composants de structure.

Les éléments de structure soumis à compression simple usuellement rencontrés sont soit des éléments de poutres en treillis ou des triangulations assurant un contreventement vertical d'ossature soit des poteaux dont les extrémités peuvent être considérées comme bloquées horizontalement par le système de contreventement (Fig. 16-7).

Barres comprimées dans les éléments en treillis



Poteaux simplement comprimés



Éléments de structure en compression simple

Figure 16-7

Ces éléments doivent systématiquement faire l'objet d'une vérification vis-à-vis du flambement : ce phénomène de second ordre, initié par les imperfections des barres réelles, occasionne sous l'effet d'un effort extérieur de compression simple, une déformation latérale de la ligne moyenne de la barre, entraînant une ruine prématurée par plastification de la section médiane sous le cumul de la compression extérieure et du moment de flexion accompagnant cette courbure de la ligne moyenne. Suivant les codes, cette instabilité est prise en compte soit sous la forme d'une amplification de la contrainte de compression pure soit sous la forme d'un abattement sur la résistance théorique de la section sous effort normal.

La donnée essentielle qui gouverne le flambement est l'effort normal critique d'Euler, qui est le seuil d'instabilité théorique d'une barre idéale. Pour une barre articulée à ses deux extrémités, cet effort normal critique est proportionnel au rapport de l'inertie minimale au carré de la longueur :

$$N_{cr} = \pi^2 EI / L^2$$

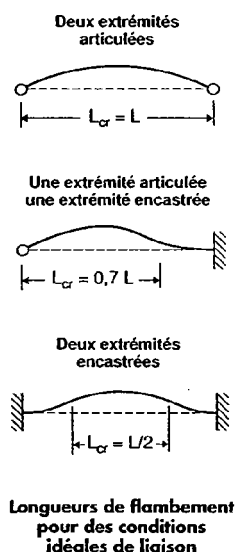
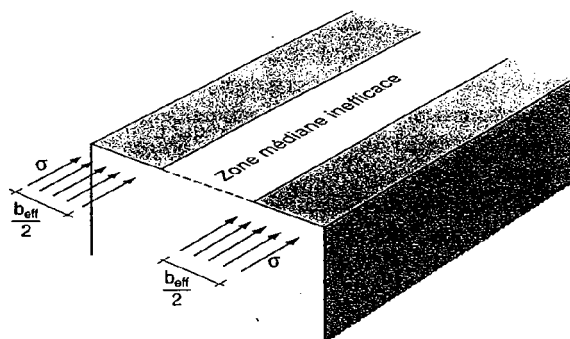


Figure 16-8

Lorsque l'une des extrémités de la barre, ou les deux, sont maintenues en rotation, les conditions de stabilité au flambement sont améliorées, ce qui se traduit par un effort normal critique plus élevé. La barre biarticulée, de mêmes caractéristiques mécaniques et de même effort normal critique que la barre réelle, aurait une longueur plus faible que la longueur L : cette longueur réduite L_{cr} est, par définition, la longueur de flambement de la barre réelle. Dans les cas courants, elle correspond à la distance qui sépare deux points d'inflexion successifs de la déformée théorique de flambement de la barre réelle. On considère ensuite que la justification de la stabilité de la barre fictive biarticulée de longueur L_{cr} vaut justification de la stabilité de la barre réelle de longueur L avec ses conditions de liaison, c'est-à-dire que les deux barres ont même charge de ruine par flambement. Les longueurs de flambement connues pour les conditions de liaisons types constituent ainsi des résultats directement exploitables (Fig. 16-8).

Comme le montre la formule de l'effort normal critique, la perte de capacité à l'effort normal d'une barre par flambement est d'autant plus importante que l'élanement de cette barre, pris comme le rapport de sa longueur de flambement au rayon de giration minimal de la section transversale, est plus élevé.

Lorsque la section présente des parois minces, un affaiblissement supplémentaire de résistance doit être pris en compte au titre du voilement local de ces parois : ce phénomène est identique au phénomène de flambement, mais n'affecte que les fibres longitudinales les moins bien maintenues des parois concernées. La prise en compte du voilement local s'effectue en considérant une section résistante réduite par rapport à la section transversale totale (Fig. 16-9).



Prise en compte du voilement d'une paroi mince comprimée

Figure 16-9

Lorsque la compression est l'unique composante de sollicitation, un choix logique du type de la section transversale doit en principe :

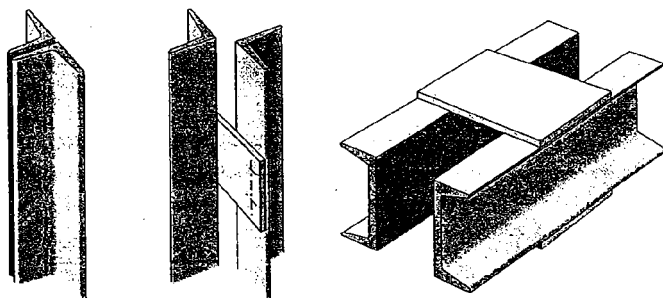
- éliminer purement et simplement le voilement local par des épaisseurs de parois importantes,
- réduire autant que possible l'incidence du flambement par le biais de rayons de giration élevés, obtenus en privilégiant l'éloignement de la matière par rapport au centre de gravité de la section et en recherchant des inerties de flexion les plus homogènes possibles dans les directions où le flambement peut se produire.

Au plan théorique, les profils creux circulaires, de rapport diamètre sur épaisseur inférieur à 90, constituent la réponse la plus pertinente au problème ainsi posé. D'autres impératifs, notamment d'assemblages et de coûts, conduisent bien entendu à diversifier les solutions, tout en recherchant toujours des sections assez équilibrées dans leurs rigidités de flexion propres aux deux directions principales et présentant des parois suffisamment compactes pour être pleinement efficaces. Des profils déséquilibrés du point de vue de leurs deux inerties principales de flexion peuvent toutefois être intéressants lorsque les longueurs de flambement dans les deux directions correspondantes sont différentes.

En règle générale, il faut éviter d'utiliser comme pièces comprimées des sections qui présentent de faibles inerties de torsion comme les cornières simples, les tés, les sections en croix : leur instabilité ne se produit pas par flambement par flexion comme le postulent les règles usuelles de calcul mais par torsion ou flexion-torsion suivant une équation complexe qui fait intervenir les inerties de flexion et de torsion et la distance entre le centre de gravité de la section et son centre de cisaillement. Toutefois, les conditions de liaison aux extrémités peuvent permettre d'éliminer pratiquement l'incidence de ces effets de torsion.

Pour une gamme très étendue d'efforts de compression, on retient très fréquemment des cornières jumelées dos à dos ou disposées en croix : c'est une solution économique du fait de la grande disponibilité de ces profils et des facilités d'assemblage qu'ils offrent. Pour des efforts plus importants, ces cornières peuvent être remplacées par des U laminés (Fig. 16-10).

Dans tous les cas d'utilisation de profils jumelés, la solidarité entre les pièces doit être établie avec soin de manière à ce que l'on puisse effectivement compter sur les caractéristiques de la section globale, comme si elle était monolithique. Cela implique que l'espacement entre les liaisons successives soit suffisamment faible pour qu'aucun phénomène sensible d'instabilité



Profils jumelés

Figure 16-10

lité individuelle ne puisse apparaître sur cette distance et que ces liaisons n'autorisent aucun glissement longitudinal significatif d'une pièce solidarisée par rapport à l'autre. Pour les pièces accolées comme les cornières jumelées, on admet qu'il en est ainsi lorsqu'on utilise des assemblages sans jeu (soudures, boulons ajustés, boulons sertis...) espacés de moins de 50 fois le rayon de giration minimal d'un profil isolé. Dans le cas de cornières disposées en croix, les barrettes de liaison, au nombre de deux au moins sur la longueur, doivent respecter les mêmes règles et être rigidement encastrées sur chaque profil.

L'utilisation de profils creux carrés ou rectangulaires permet également de couvrir une très large plage de valeurs des efforts de compression, cette solution offrant généralement des qualités esthétiques intéressantes, en particulier pour des poutres en treillis.

Les efforts les plus importants, en particulier pour les poteaux, peuvent justifier l'emploi de profils laminés en H, ou de profils reconstitués soudés en H ou en caisson. Dans le cas des poteaux les plus lourdement chargés, on peut envisager l'utilisation de ce type de profils en les jumelant. La solidarisation entre les sections peut s'effectuer par soudure directe, par barrettes de liaison ou par treillis. Cette dernière option peut être étendue jusqu'à constituer une section en caisson carré ou rectangulaire dont chaque face est triangulée ; les rayons de giration élevés ainsi obtenus peuvent être particulièrement intéressants pour les poteaux de grande hauteur.

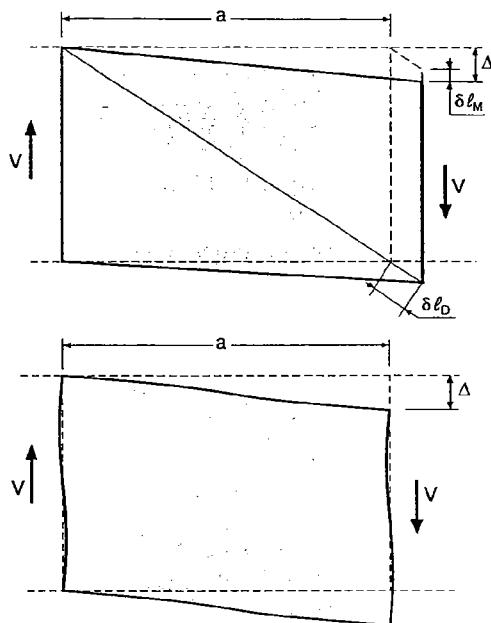
Contrairement aux sections monolithiques, les pièces composées à treillis ou à traverses de liaison présentent une déformabilité à l'effort tranchant non négligeable par rapport à la déformabilité en flexion. Il est donc nécessaire d'adapter les règles de calcul de la stabilité au flambement de ces pièces pour tenir compte de cette perte de rigidité. Dans le cas des traverses

de liaison, la solidarisation n'est effective que si au moins deux traverses sont prévues sur la longueur de la barre et si ces traverses sont rigidement encastrées sur les pièces assemblées.

Sous l'effet d'un effort tranchant V , la déformation transversale Δ de la pièce composée, sur une longueur a égale à la maille du treillis ou à l'espacement des traverses de liaison peut se mettre sous la forme générale (Fig. 16-11) :

$$\Delta = Va/GA_a$$

où G est le module d'élasticité transversale et A_a est la section d'une âme fictive de même déformabilité que le dispositif de liaisonnement des pièces.



Déformation d'effort tranchant des pièces à treillis et des pièces à traverses de liaison

Figure 16-11

A_a peut être assez facilement déterminée en fonction :

- pour les treillis, de la géométrie de la triangulation et des aires des sections des barres qui la constituent,
- pour les systèmes à traverses de liaison, de la géométrie et des inerties de flexion des traverses et des membrures.

Pour établir la stabilité au flambement de la pièce composée, il suffit de prendre en compte un effort normal critique N_{cr} réduit

par rapport à celui de la pièce composée parfaitement monolithique N_{cr0} suivant la formule :

$$1/N_{cr} = 1/N_{cr0} + 1/GA_a$$

Une méthode équivalente consiste à considérer que la pièce composée présente un élancement λ supérieur à l'élancement λ_0 de la pièce composée supposée parfaitement monolithique suivant la formule :

$$\lambda = \lambda_0(1 + \pi^2 EA/GA_a)^{1/2}$$

Les effets du flambement local d'une membrure entre deux nœuds de triangulation ou entre deux traverses de liaison doivent être superposés à ceux du flambement global de la pièce composée considérée dans son ensemble.

Les éléments du treillis ou les traverses de liaison sont dimensionnés pour équilibrer l'effort tranchant de flambement qui, à la distance z d'une extrémité de la longueur de flambement L , s'écrit :

$$V_s = (M_s \pi/L) \cos \pi z/L$$

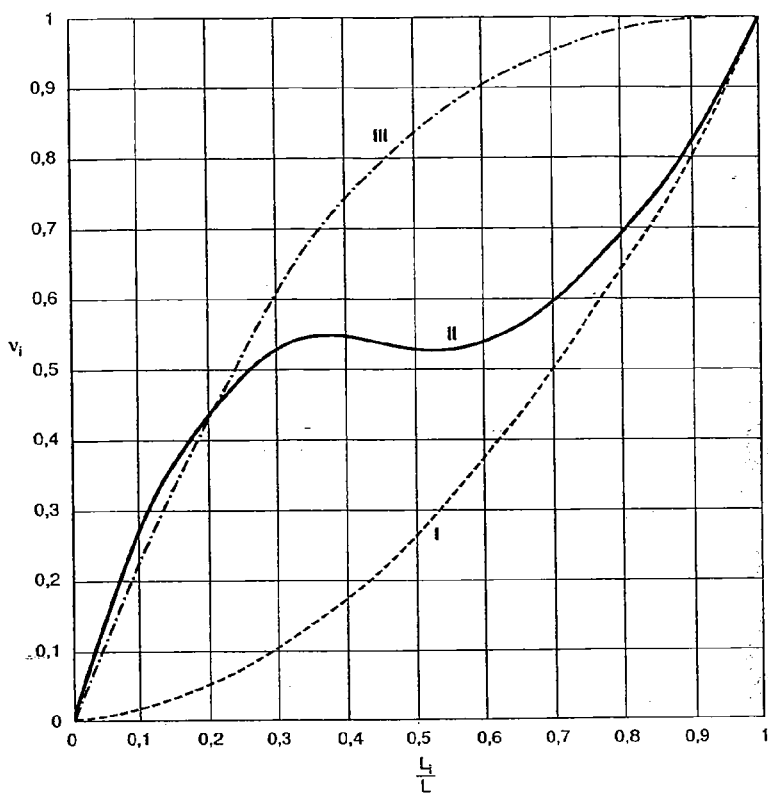
où M_s est le moment de second ordre à l'équilibre, occasionné par l'imperfection de la barre. Dans le cas de pièces à traverses de liaison, la transmission de l'effort tranchant occasionne également des moments de flexion dans les membrures qu'il convient de dimensionner en conséquence.

Certains éléments comprimés subissent un effort normal variable sur leur longueur, en raison de l'application de charges ponctuelles au droit de sections intermédiaires. L'effort normal critique de ces barres est donc plus élevé que dans le cas d'une compression uniforme. Sous réserve que les charges ponctuelles agissent toutes dans le même sens, il est possible d'en tenir compte en justifiant la stabilité vis-à-vis de l'effort normal maximal de compression en considérant que la barre possède un effort normal critique majoré ayant pour expression :

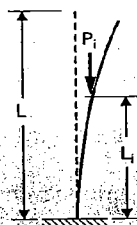
$$N_{cr} = N_{cr0}(\sum P_i)/(\sum v_i P_i)$$

- où N_{cr0} est l'effort normal critique de la barre supposée uniformément comprimée,
 P_i est la charge de compression appliquée dans une section intermédiaire i ,
 v_i est un coefficient réducteur fonction de la distance de la section chargée i à la section subissant la plus forte compression, du rapport de la charge P_i à la compression minimale et des conditions de liaison d'extrémité de la barre.

**Coefficients pour le calcul de la charge critique des barres
soumises à une compression variable**



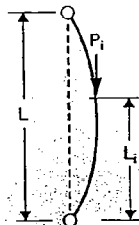
I
Console



$$v_G = 0,321$$

$$N_{\alpha 0} = \frac{\pi^2 E I}{(2L)^2}$$

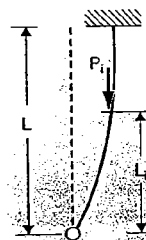
II
Barre biarticulée



$$v_G = 0,537$$

$$N_{\alpha 0} = \frac{\pi^2 E I}{L^2}$$

III
Une articulation
un encastrement
nœuds déplaçables



$$v_G = 0,713$$

$$N_{\alpha 0} = \frac{\pi^2 E I}{(2L)^2}$$

Figure 16-12

L'abaque de la figure 16-12 fournit des valeurs enveloppes des coefficients v_i pour les conditions de liaisons les plus courantes. Il y est aussi précisé, dans chaque cas, la valeur du coefficient particulier v_G applicable à une charge de compression uniformément répartie sur la longueur de la barre.

On notera qu'il n'est pas possible de prendre en compte par ce moyen l'existence éventuelle de tractions sur le cours de la barre.

Une autre situation particulière, rencontrée pour des éléments comprimés, est la présence d'un maintien élastique réparti sur leur longueur et s'opposant aux déplacements de flambement. Dans un tel cas, la longueur de flambement s'exprime en fonction de la rigidité β de l'appui réparti et de l'inertie I de l'élément maintenu sous la forme :

$$L_{cr} = \pi((EI)/4\beta)^{1/4}$$

XVI. 3 — Poutres

Les poutres constituent les éléments les plus communs des ossatures, dont la fonction est généralement de véhiculer des charges gravitaires sur une certaine portée. Il s'agit donc d'éléments fléchis dont le dimensionnement est essentiellement établi par référence au moment fléchissant maximum qu'ils ont à supporter. Formellement, une vérification de la résistance à l'effort tranchant au voisinage des appuis est également nécessaire mais pour les poutres courantes à âme pleine cette vérification est rarement déterminante. De même, pour ces poutres, les déformations générales sont évaluées en négligeant purement et simplement celles dues à l'effort tranchant.

On s'efforce en principe, par l'orientation de la section, d'obtenir une flexion monoaxiale, c'est-à-dire de faire en sorte que les charges appliquées soient normales à l'axe longitudinal de la poutre et contenues dans un plan principal de symétrie de la section transversale. Dans ces conditions, l'optimisation de la quantité d'acier conduit à concentrer la matière le plus loin possible de l'axe principal autour duquel s'exerce la flexion. Pour une quantité donnée d'acier représentée par une section d'aire A , la disposition idéale mais irréalisable est la section en I réduite à deux semelles, d'épaisseur négligeable par rapport à la hauteur h : le module de résistance en flexion est alors égal à $0,5Ah$, en élasticité comme en plasticité. Les sec-

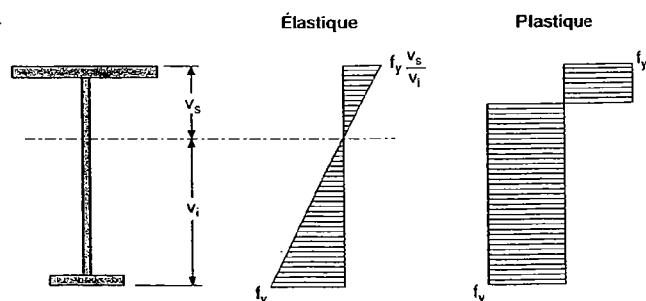
tions réelles, suivant leur géométrie, se situent plus ou moins loin de cet idéal comme l'illustre le tableau 16-1 établi pour cinq sections pratiquement toutes de même aire :

type de section	carré	rectangle	tube rectangulaire	IPE	IPEA	idéale
cotes mm	73 x 73	300 x 18	300 x 160 x 6	300	330	-
aire cm ²	53,3	54,0	53,8	53,8	54,7	53,8
module W_d (cm ³)	65	270	436	557	626	807
module W_{pl} (cm ³)	97	405	531	628	702	807
W_{pl} / W_d	1,5	1,5	1,22	1,13	1,12	1
$W_{pl} / W_{pl,ideal}$	0,12	0,5	0,66	0,78	0,87	1

Tableau 16-1

Les sections en I, laminées ou reconstituées soudées, répondent à l'orientation définie et offrent donc les meilleurs rendements pour les sollicitations de flexion simple. Le choix du type de section à utiliser dans un cas donné doit néanmoins intégrer d'autres critères comme les possibilités d'assemblage, l'esthétique de la structure, la limitation de l'encombrement en hauteur ou la mise en place de réseaux.

Sous réserve qu'il n'y ait pas de risque d'instabilité par déversement et que la semelle comprimée présente un élancement géométrique suffisamment faible pour ne pas être affectée par le voilement local, le critère de résistance correspond soit à l'atteinte de la limite d'élasticité sur la fibre extrême la plus éloignée du centre de gravité si l'on se cantonne dans le domaine de comportement élastique du matériau, soit à la plastification totale de la section suivant un diagramme de contraintes birectangulaire si l'on exploite complètement les capacités de déformation plastique de l'acier (Fig. 16-13).



Diagrammes limites pour la capacité en flexion

Figure 16-13

En pratique, il est assez rare que l'on puisse aller aussi loin dans le niveau de sollicitation des sections.

En premier lieu, la résistance en flexion d'une poutre à âme pleine peut se trouver conditionnée non pas par celle de ses sections mais par sa stabilité au déversement. Le déversement est l'instabilité générée par le flambement latéral de la partie comprimée du profil ; il ne se produit que pour les profils fléchis autour de l'axe d'inertie principale maximale et est d'autant plus sensible que cette inertie est grande par rapport à l'inertie principale minimale et à l'inertie de torsion. C'est dire qu'il peut être particulièrement contraignant pour les sections classiques en I, optimisées pour la résistance pure en flexion. À titre d'exemple, la figure 16-14 montre l'évolution comparée, en fonction de la longueur, du rapport du moment critique au moment plastique de deux profils laminés ayant des capacités de flexion autour de l'axe de grande inertie pratiquement identiques mais des caractéristiques de flexion latérale et de torsion très différentes.

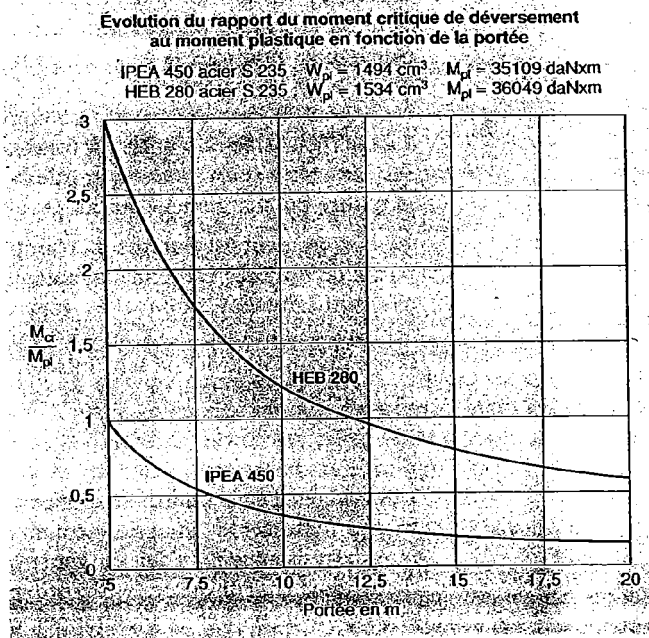


Figure 16-14

En revanche, les profils reconstitués en caisson rectangulaire ou les profils creux de même géométrie présentent en principe des inerties de torsion suffisamment importantes pour les mettre à l'abri de tout risque de déversement.

Outre les caractéristiques mécaniques de la section transversale, deux autres paramètres essentiels gouvernent la stabilité au déversement :

- bien entendu, la longueur de déversement, c'est-à-dire la distance qui sépare deux sections successives maintenues latéralement : il s'agit de l'équivalent, pour les pièces fléchies, de la longueur de flambement définie pour les pièces comprimées ;
- la variation du moment de flexion sur la longueur de déversement : cette variation implique que la partie du profil sujette à l'instabilité n'est pas uniformément comprimée sur sa longueur, ce qui est favorable à la résistance de la poutre.

L'orientation des charges transversales et la position de leur point d'application par rapport au centre de cisaillement de la section constituent un troisième paramètre à prendre en compte. Lors de la rotation de la section, les charges transversales dirigées vers le centre de cisaillement exercent un couple de second ordre amplifiant cette rotation alors que les charges de sens opposé ont un effet réducteur, et le phénomène est d'autant plus sensible que la distance entre le point d'application des charges et l'axe longitudinal de rotation est importante. Sur le plan pratique, la prise en compte du risque de déversement pour une poutre en flexion simple se traduit par une réduction du moment maximum admissible dans ses sections. Le coefficient de réduction est fonction du type de profil et de ses caractéristiques mécaniques, de la portée de la poutre et de la nature du chargement qui lui est appliqué.

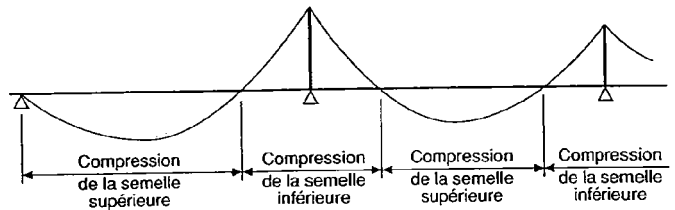
Le déversement est purement et simplement éliminé lorsque la partie comprimée est tenue latéralement en des points successifs suffisamment rapprochés pour que l'élançement de la semelle comprimée dans le sens perpendiculaire au plan de l'âme du profil devienne sans incidence sur la résistance. *A fortiori*, une poutre dont la semelle comprimée est continuellement solidarifiée à une dalle en béton n'est plus susceptible de se déverser.

Les critères d'états limites de service conduisent aussi fréquemment à renforcer le dimensionnement par rapport au simple critère de résistance : il s'agit en général de limiter l'ampleur des déformations pour éviter des désordres aux éléments de second œuvre, pour assurer le fonctionnement normal d'installations sensibles, pour maîtriser des risques de vibrations ou pour de simples raisons esthétiques...

Un dernier facteur de limitation de la résistance théorique des éléments fléchis est le voilement local prématuré des parois totalement ou partiellement comprimées. D'une manière générale, les profilés marchands normalisés ont des caractéristiques dimensionnelles établies pour éviter une telle limitation. Pour

les sections constituées de plats assemblés par soudure, il est de bonne conception de donner aux semelles des épaisseurs suffisantes pour qu'elles soient également à l'abri du voilement local ; pour les âmes en revanche, il peut être économique de limiter l'épaisseur en dessous du seuil d'intervention du voilement local car la perte de résistance en flexion qui y correspond reste très faible en pratique.

En principe, on évite, chaque fois que possible, de laisser les éléments fléchis isostatiques, en liant rigidement en rotation les extrémités des poutres soit à leurs supports soit aux poutres des travées adjacentes. Les moments ainsi développés dans les zones d'appui permettent une meilleure exploitation de l'acier sur la longueur de la poutre et, en corollaire, limitent considérablement l'incidence des critères de déformation sur le dimensionnement. La stabilité au déversement s'en trouve également améliorée puisque, sur la longueur de la poutre, une même semelle du profil se trouve tantôt tendue tantôt comprimée (Fig. 16-15).



Poutre continue à travées multiples

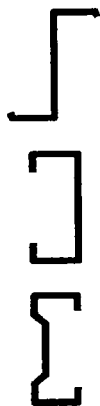
Figure 16-15

Dans certaines circonstances, la mise en continuité des poutres n'est pas envisageable ou serait beaucoup trop coûteuse par rapport aux avantages qu'elle apporterait. C'est par exemple le cas lorsque, pour des raisons d'encombrement ou d'exploitation, les éléments portés doivent régner dans la hauteur d'éléments porteurs à âme pleine et sont donc interrompus par ces porteurs.

Le rapport hauteur sur largeur des éléments fléchis est étroitement dépendant des liaisons d'extrémité, du niveau de chargement et de la sévérité des critères d'états limites de service. Il se situe couramment entre $1/15$ et $1/25$, avec des possibilités de variation au-delà de ces bornes pour des cas d'espèces.

Les formes possibles pour les poutres sont extrêmement variées, en fonction de l'importance des charges et des portées, des critères constructifs, esthétiques, économiques... Les paragraphes qui suivent décrivent les solutions les plus courantes, leur domaine d'emploi et les difficultés techniques qui leur sont propres.

XVI. 3.1 — Profils à parois minces formés à froid



Profils
formés à froid

Figure 16-16

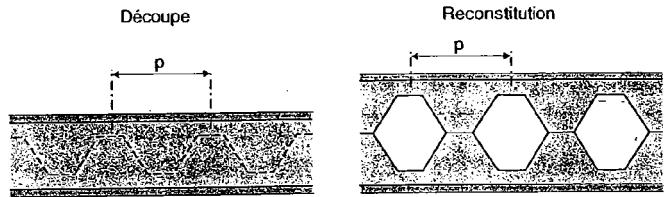
Ces produits obtenus par pliage présentent des sections de géométries variées (U, Z, Σ , C...) (Fig. 16-16) et sont employés surtout comme éléments supports de couvertures et éléments d'ossatures de bardage ; leurs portées sont en général de 4 à 7 m, mais peuvent parfois dépasser les 10 mètres. Du fait de leur emploi comme support de couverture pentée et/ou de l'absence de symétrie de leur section transversale, ces éléments sont le plus souvent soumis à des flexions biaxiales avec torsion. De plus les faibles épaisseurs de parois utilisées (de 0,5 mm à 5 mm environ) donnent un caractère systématique au voilement local dans le mode de ruine en flexion. Ces caractéristiques particulières des éléments minces formés à froid justifient qu'ils fassent l'objet de règles de calcul spécifiques. Il est aussi très fréquent que leur dimensionnement soit conduit, au moins partiellement, sur des bases expérimentales et en recherchant pour leur stabilité une collaboration de la paroi supportée.

XVI. 3.2 — Profils en I laminés à chaud

Il s'agit de la solution la plus traditionnelle qui permet de satisfaire une très large variété de besoins du bâtiment grâce aux différentes gammes disponibles de sections et de hauteurs ; les portées peuvent aller de 5 à 50 m. Ces produits sont très fortement optimisés pour la flexion monoaxiale : leur inertie de flexion latérale et leur inertie de torsion pure sont faibles en regard de leur inertie principale maximale. C'est dire que le risque de déversement est souvent important et, sauf dans les cas où la partie comprimée se trouve, par construction, régulièrement maintenue latéralement, il convient d'organiser le long de la portée des dispositifs de stabilisation en nombre suffisants pour en limiter l'incidence sur le dimensionnement.

En revanche, les élancements de parois des sections laminées sont établis de telle sorte que le voilement local ne soit jamais déterminant pour la résistance en flexion simple. De même, les âmes de ces profils présentent une section suffisamment importante pour qu'en pratique, la résistance à l'effort tranchant soit toujours largement garantie, sauf cas exceptionnel tel que celui de consoles très courtes et fortement chargées. Pour la même raison, la stabilité de l'âme au voilement de cisaillement ne nécessite normalement aucune vérification.

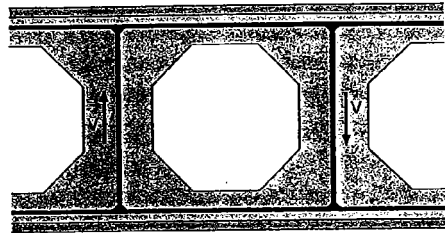
Cette surabondance au niveau de l'âme permet d'ailleurs de constituer à partir d'un profil laminé, une poutre à âme ajourée : une découpe suivant une ligne polygonale régulière est pratiquée dans l'âme de part et d'autre de l'axe médian et les deux demi-profilés sont ensuite réassemblés par soudure après décalage relatif longitudinal de la valeur d'une maille de découpe (Fig. 16-17) ; des plats intercalaires peuvent éventuellement accroître encore la hauteur du profil ainsi reconstitué. Sans majoration du poids d'acier et pour un surcoût limité de fabrication, un accroissement notable de l'inertie et de la résistance en flexion est ainsi obtenu et les évidements dans les âmes confèrent à ces poutres un aspect intéressant de légèreté ; dans certains cas, ils peuvent être simplement exploités pour le passage de différents réseaux dans la hauteur des poutres.



Poutre à âme ajourée

Figure 16-17

La présence d'évidements importants dans l'âme modifie de manière importante le comportement de la poutre vis-à-vis de l'effort tranchant. Pour l'essentiel, on peut assimiler le mode de transfert de l'effort tranchant d'un côté à l'autre d'un évidement au comportement d'un cadre dont les montants sont constitués par les semelles associées à la hauteur résiduelle d'âme et les traverses par les parties d'âme pleine de part et d'autre de l'évidement (Fig. 16-18). Il apparaît dans ces parties de section des moments locaux de flexion qui génèrent des contraintes qui s'ajoutent à celles occasionnées par les sollicitations générales.



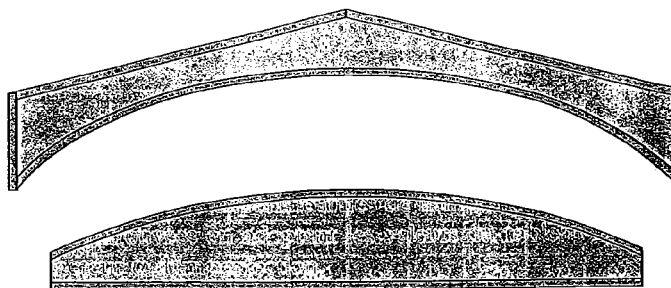
Effet de cadre pour le transfert de l'effort tranchant

Figure 16-18

En plus des implications sur la résistance, ces caractéristiques de comportement se traduisent pour la poutre par une déformabilité non négligeable à l'effort tranchant. Il faut aussi ajouter que la stabilité des parties d'âme pleine doit être examinée avec attention, en particulier dans le cas où la hauteur de la poutre a été encore accrue par l'utilisation de plats intercalaires entre les deux demi-profilés. Globalement, la vérification des poutres à âmes ajourées passe donc par une analyse particulière ; des règles spécifiques existent qui en précisent les modalités. Elles peuvent être utilisées plus largement dans tous les cas où des ouvertures importantes sont pratiquées dans les âmes de poutres, de manière ponctuelle ou généralisée, en particulier pour permettre des circulations de réseaux.

XVI. 3.3 — Profils en I reconstitués soudés

Ces profils occupent le même créneau que les profils laminés mais en l'élargissant vers des hauteurs beaucoup plus importantes et en offrant la possibilité d'adapter de manière beaucoup plus fine les caractéristiques géométriques, épaisseurs et largeurs, aux besoins de résistance. Il est d'ailleurs essentiel que cette adaptation se traduise par un gain de poids important par rapport à une solution laminée, suffisant pour au moins compenser le surcoût lié au soudage des tôles de base. En pratique, la résistance peut être modulée le long de la poutre en fonction du moment sollicitant par ajustement des épaisseurs des semelles et/ou variation de la hauteur de l'âme, cette dernière possibilité pouvant présenter un certain intérêt esthétique (Fig. 16-19).



Poutres reconstituées soudées
à inertie variable

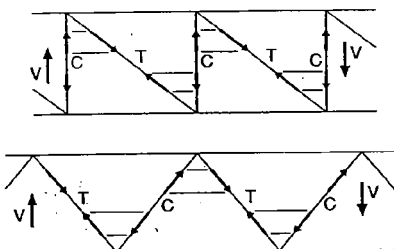
Figure 16-19

La recherche de la meilleure économie conduit généralement à retenir des âmes de fort élancement, couramment compris entre 50 et 200 voire au-delà, compte tenu de leur rendement inférieur à celui des semelles pour la résistance en flexion. Ces âmes ne sont donc le plus souvent pas pleinement efficaces. Vis-à-vis de l'effort tranchant, il devient important de s'assurer de leur résistance et de leur stabilité.

Dans le cas de poutres continues ou encastrees à leurs extrémités, cette vérification doit tenir compte de l'interaction avec le moment de flexion qui règne dans la zone d'appui. Également le raidissage des âmes doit être étudié avec précision au droit des appuis et plus généralement au droit de toute section où une charge concentrée est introduite.

XVI. 3.4 — Poutres planes en treillis

Le principe des poutres en treillis consiste à remplacer l'âme pleine des sections de type I ou H par des barres inclinées qui constituent, avec les semelles devenues des membrures, des panneaux triangulés aptes à transférer l'effort tranchant d'un de leur bord à l'autre. L'équilibre d'un tel système soumis à des charges transversales peut être obtenu en développant exclusivement des efforts axiaux dans les barres qui les constituent. Dans les treillis en N, une barre de treillis sur deux est orientée parallèlement à l'effort tranchant; dans les treillis en V, les barres de treillis présentent des inclinaisons alternées par rapport aux membrures. Dans les deux cas une barre de treillis sur deux est tendue, l'autre comprimée (Fig. 16-20). Le choix de la disposition géométrique de la triangulation s'effectue en fonction de critères économiques comme la quantité d'acier mise en œuvre et les facilités d'assemblage, de contraintes d'exploitation telles que le gabarit de passage à ménager dans la hauteur de la poutre et de considérations esthétiques.



Triangulations en N et en V

Figure 16-20

Les poutres planes en treillis peuvent être constituées à partir de cornières jumelées, de profils creux circulaires, carrés ou rectangulaires, de profils laminés à chaud H, de profils reconstitués soudés en caisson... Ces solutions très diversifiées sont, en principe, susceptibles de satisfaire une très large gamme de besoins compte tenu de la totale liberté dont on dispose pour fixer la hauteur des poutres et l'importance des sections des barres qui les constituent ; en particulier, elles permettent de couvrir les portées les plus importantes. À l'origine de la construction métallique, elles avaient même un caractère pratiquement systématique car les éléments de base pouvaient ainsi rester des pièces de faibles dimensions facilement manipulables et transportables, quelle que soit l'importance de l'ouvrage à construire.

Aujourd'hui, cet avantage n'est plus du tout décisif et les coûts élevés de main d'œuvre représentés par la fabrication des poutres en treillis conduisent désormais à les réserver soit aux ouvrages les plus importants par les portées à franchir et/ou les charges à reprendre soit au contraire à des ossatures très légères où une certaine priorité est donnée aux critères esthétiques. De ce point de vue, les différents modes de variation de la hauteur (inclinaison variable ou cintrage des membrures...) permettent d'obtenir des effets intéressants, en particulier avec l'utilisation de profils creux.

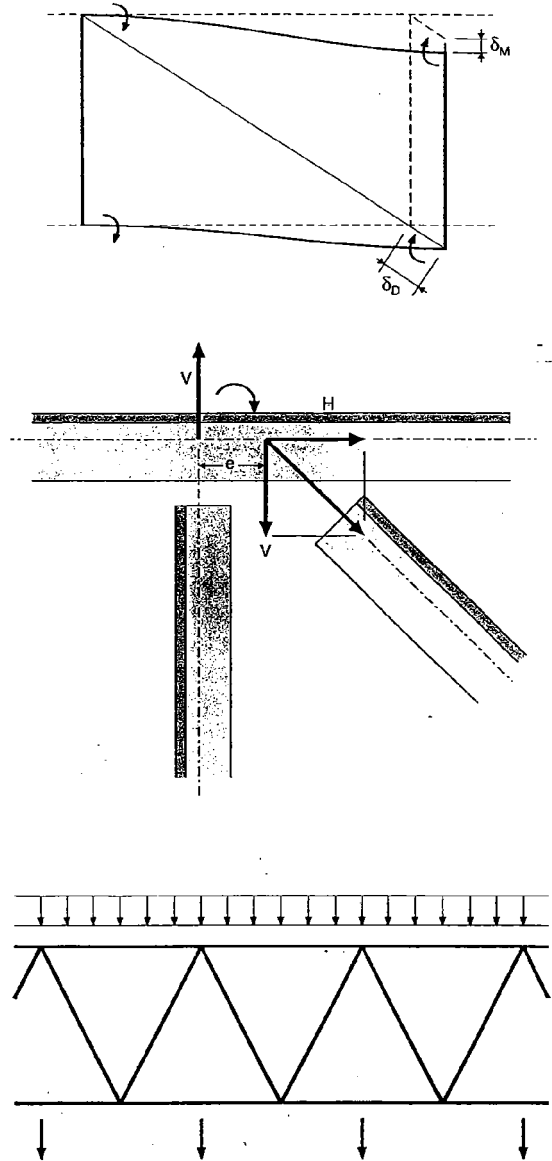
En termes de dépenses matière, la solution treillis constitue un optimum théorique par la séparation des fonctions qu'elle opère entre la reprise du moment de flexion assurée par les membrures et la reprise de l'effort tranchant dévolue au treillis reliant ces membrures. Suivant ce schéma, les barres ne sont sollicitées que par des efforts normaux, traction ou compression, et peuvent être optimisées individuellement, de sorte que l'acier est normalement pleinement exploité en tout point le long de la poutre.

Différents facteurs font qu'en pratique, on s'éloigne de cet idéal, qui n'est de toute façon que relatif, dans la mesure où il n'est fondé que sur un critère de poids d'acier.

Tout d'abord, il est nécessaire d'assurer des conditions d'assemblage entre barres les plus simples possibles, faute de quoi les coûts de fabrication peuvent devenir prohibitifs. Dans le même but de simplifier les opérations de fabrication, une certaine uniformisation des profils doit en général intervenir. De plus, il est indispensable qu'en toute section le long de la poutre une résistance minimale à l'effort tranchant soit garantie, quel que soient les valeurs de calcul, de façon à répondre à toute distribution non uniforme des charges variables.

Des marges de résistance doivent généralement aussi être ménagées pour assurer la reprise des moments secondaires qu

apparaissent dans les barres en raison de leur encastrement mutuel. Ces moments sont générés par plusieurs facteurs d'importances inégales et variables d'un cas particulier à l'autre (Fig. 16-21) :



Sources de moments secondaires

Figure 16-21

- les déformations d'effort axial des barres de treillis créent des dénivellations d'appui pour les membrures qui sont en principe continues sur plusieurs panneaux de triangulation ;
- les assemblages peuvent présenter des excentricités consenties pour des raisons constructives et qui se traduisent par des moments secondaires appliqués au droit de chaque nœud et répartis entre les différentes barres qui y aboutissent en fonction de leurs raideurs ;
- des charges peuvent être appliquées en dehors des nœuds de triangulation et donc solliciter directement en flexion locale les barres concernées.

Dans tous les cas, lorsque les barres de treillis sont rigidement assemblées aux nœuds (soudures, boulons précontraints), les moments secondaires se « propagent » d'une barre à l'autre en fonction de leurs rigidités de flexion ; une modélisation informatique prenant en compte les encastresments mutuels des barres permet une évaluation précise de ces effets. Dans le cas d'assemblages par boulons ordinaires, il est normalement admis, sauf anomalie dans les raideurs relatives, que les barres de triangulation peuvent être considérées comme articulées sur les nœuds et donc épargnées par les moments secondaires dont il vient d'être question.

En principe, les longueurs de flambement à prendre en compte pour justifier la stabilité des barres comprimées dans le plan des poutres en treillis sont les longueurs d'épure entre nœuds de triangulation : ce choix est cohérent avec une hypothèse de liaisons purement articulées entre les barres. En pratique, les assemblages créent des liaisons au moins semi-encastrees qui à la fois occasionnent les moments secondaires dont il a été précédemment question et autorisent une certaine réduction de la longueur de flambement. Sous réserve que les barres de treillis soient attachées à leurs extrémités par au moins deux boulons ordinaires et *a fortiori* pour les modes d'assemblages plus rigides comme la soudure, les codes permettent de considérer, dans le plan de la poutre, des longueurs de flambement égales à 0,9 fois la longueur d'épure pour les membrures et à 0,8 fois la longueur d'épure pour les barres de treillis.

En revanche, aucune réduction n'est admise lorsqu'il s'agit du flambement des barres comprimées dans la direction normale au plan de la poutre. Pour les barres de treillis, la référence reste la longueur d'épure entre nœuds. L'instabilité latérale de la membrure comprimée est équivalente, pour la poutre en treillis considérée dans son ensemble, au déversement d'une poutre à âme pleine. De la même manière que pour les poutres à âme pleine, il est donc le plus souvent nécessaire d'organiser entre les appuis des poutres en treillis des maintiens hors plan de la

membrure comprimée en nombre suffisant pour que la résistance de la poutre ne soit que raisonnablement affectée par l'instabilité latérale. Il convient de noter que les barres de treillis n'opposent à cette instabilité qu'une résistance très faible, négligeable sauf exceptions, et qu'en terme de calcul, on se ramène donc à un problème pur de flambement.

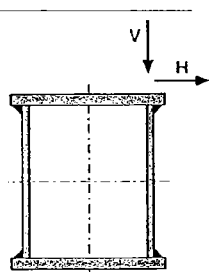
Pour des poutres en treillis légères, on utilise parfois en triangulation des cornières simples attachées par une de leurs ailes ; cette conception provoque des effets secondaires difficiles à évaluer avec précision, liés au déport de l'axe neutre des barres par rapport à celui des membrures, à l'excentricité de l'assemblage et à l'absence de coïncidence entre les axes principaux des cornières et le plan moyen de la poutre. Il est permis de négliger ces effets à condition de vérifier la stabilité au flambement de ces éléments sur la base de leur longueur d'épure et du rayon de giration minimum de leur section. Cette approximation suppose néanmoins que les éléments en question ne présentent qu'une faible raideur et donc un élanement suffisant, de l'ordre de 100.

Dans le cas particulier des poutres en treillis constituées de profils creux soudés avec découpes d'intersection, la rigidité des assemblages et les inerties de torsion élevées des sections fermées autorisent des réductions plus importantes des longueurs de flambement, y compris pour l'instabilité dans la direction perpendiculaire au plan de la poutre. L'annexe K de l'Eurocode 3 prévoit pour les deux directions de flambement, 0,9 fois la longueur d'épure pour les membrures et 0,75 fois la longueur d'épure pour les barres de treillis.

Enfin, comme pour toute poutre fléchie, les éléments en treillis doivent faire l'objet d'une vérification aux états limites de service. Dans l'évaluation des déformations, il est important d'intégrer la contribution du treillis qui est toujours significative. Les Règles CM 66 suggèrent à ce propos un calcul forfaitaire consistant à ne tenir compte que de la déformation de flexion mais en l'évaluant à partir d'un module de déformation longitudinale fictif réduit pris égal à $160\,000\text{ N/mm}^2$ au lieu de $210\,000\text{ N/mm}^2$ (soit une majoration d'environ 30 % de la déformation).

XVI. 3.5 — Profils reconstitués soudés en caisson

Certaines poutres sont sollicitées par des charges orientées de façon quelconque par rapport aux axes principaux de leur section transversale et excentrées par rapport au centre de torsion de cette même section. Il en résulte une flexion biaxiale accom-



Section en caisson
solicitée en flexion
biaxiale et en torsion

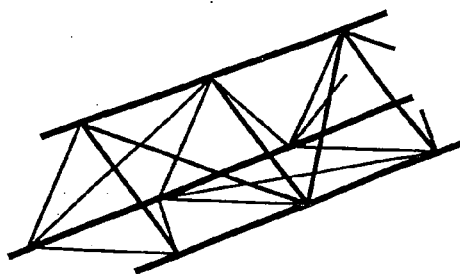
Figure 16-22

pagnée de torsion. Un exemple typique est constitué par les poutres réalisant les chemins de roulement d'un pont roulant.

Tant que les sollicitations de flexion latérale et de torsion restent modestes, l'utilisation de profils laminés en H éventuellement aménagés par des renforts soudés ou de profils reconstitués soudés de géométrie équivalente peut être une réponse suffisante. Les profils ouverts sont néanmoins peu satisfaisants pour équilibrer des moments de torsion et, avec l'augmentation des charges et des portées, la préférence doit rapidement être donnée à des profils reconstitués soudés en caisson (Fig. 16-22). Ce type de section peut être constituée « à la demande » en fonction des proportions relatives des trois sollicitations de base, flexion principale, flexion latérale et torsion et permet d'obtenir résistance et rigidité voulues sans difficulté notable. Il n'y a donc pas de particularité supplémentaire à mentionner à son propos par rapport au cas des profils reconstitués soudés simplement fléchis.

XVI. 3.6 — Poutres en treillis spatiales

Les poutres en treillis spatiales constituent une autre réponse possible aux cas d'éléments fléchis sollicités par des charges transversales d'orientation quelconque. En dédoublant une ou deux membrures, on peut passer d'une poutre en treillis plane à une poutre à section triangulaire comportant trois plans de treillis (Fig. 16-23) ou à une poutre à section rectangulaire avec quatre plans de treillis. Outre leur capacité à reprendre toute charge transversale, les poutres en treillis spatiales présentent l'avantage de n'être plus affectées en pratique par une quelconque instabilité d'ensemble de type déversement, chaque nœud étant fixé dans l'espace par deux plans de triangulation.



Poutre en treillis spatiale à section triangulaire

Figure 16-23

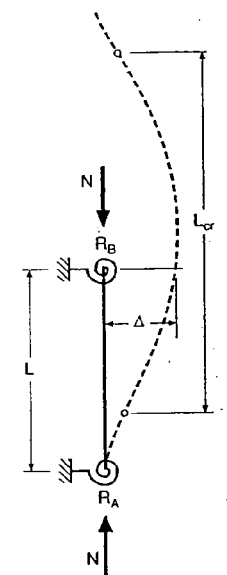
Les coûts de fabrication des poutres en treillis spatiales sont généralement assez élevés, en raison de la complexité des nœuds d'assemblage qui doivent assurer la solidarisation de 6 à 8 barres d'orientations diverses. On réserve donc cette solution à la structure primaire d'ouvrages importants ou, au contraire, à des structures très légères pour lesquelles il est donné une priorité au critère esthétique comme des ossatures de façades vitrées ou des ossatures de couvertures en toile tendue.

Au plan technique, les différentes considérations développées pour les poutres planes en treillis peuvent être reconduites sans modification, à l'exception de celles relatives à l'instabilité latérale qui est ici pratiquement éliminée par construction. Pour ce qui concerne la détermination des sollicitations dans les barres, elle passe systématiquement désormais par une analyse informatique, qui permet de prendre en compte directement et avec précision l'ensemble des interactions entre ces barres.

XVI. 4 — Poteaux comprimés et fléchis

Dans une grande majorité d'ossatures métalliques, les éléments porteurs verticaux assurant la descente des charges gravitaires jusqu'aux fondations de l'ouvrage, communément désignés comme poteaux, ne sont en fait pas simplement comprimés mais subissent également, en raison de leur encastrement mutuel avec les poutres, des moments de flexion importants. Très souvent, une part de ces moments correspond à la participation des poteaux à la stabilité d'ensemble de la structure vis-à-vis des charges horizontales. Pour les bâtiments de type industriel ayant un simple rôle d'enveloppe et donc de faible poids propre, la part de la compression dans la sollicitation globale des poteaux peut même devenir très faible voire marginale devant celle des moments de flexion, qui gouvernent alors largement le dimensionnement. Une famille très importante de composants des structures métalliques est donc constituée de pièces verticales faiblement ou moyennement comprimées et soumises à des moments de flexion importants.

Les solutions constructives pour ce type d'éléments sont donc directement déduites de celles adoptées pour les poutres mais la présence de la compression conduit néanmoins à se préoccuper de la stabilité au flambement, éventuellement combinée avec le déversement.



Déformée
de flambement pour
des noeuds déplaçables

Figure 16-24

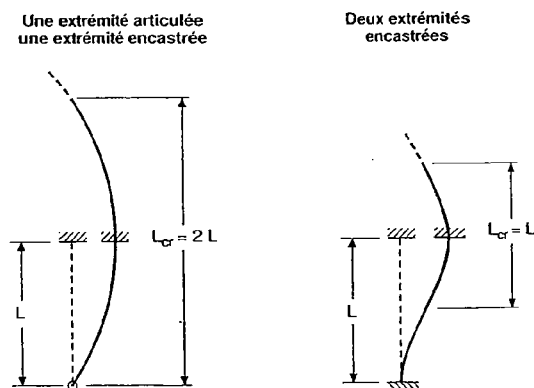
Comme pour les éléments en compression simple, on utilise comme paramètre principal, le concept de longueur de flambement. Cependant, le critère de stabilité doit tenir compte à la fois de la perte de capacité à l'effort normal et de l'altération du diagramme de flexion dû aux actions extérieures du fait de la présence de l'effort normal de compression.

La stabilité vis-à-vis du flambement autour de l'axe de faible inertie et vis-à-vis du déversement est usuellement assurée en organisant sur la hauteur un certain nombre de points fixes de maintien latéral. La longueur de flambement pour cette direction d'instabilité correspond donc simplement à la distance entre ces points. Une réduction peut être opérée sur cette valeur lorsque l'effort de compression varie de manière sensible sur le cours du poteau et suivant les indications déjà fournies pour les pièces soumises à compression simple.

Ces principes valent aussi pour la direction de flambement autour de l'axe d'inertie principale maximale dans le cas où les extrémités du poteau sont bloquées horizontalement suivant l'hypothèse de fixité des nœuds, par un système extérieur de contreventement.

En revanche, lorsque le déplacement relatif d'une extrémité du poteau par rapport à l'autre n'est limité que grâce à la mise en jeu d'encastres élastiques en rotation d'une ou des deux extrémités de ce poteau, il est indispensable de faire intervenir, dans l'analyse de stabilité, les longueurs de flambement des systèmes à nœuds déplaçables (Fig. 16-24).

La figure 16-25 donne, pour des liaisons idéales d'articulations ou d'encastres parfaits, les longueurs de flambement théoriques à prendre en considération dans cette hypothèse.



Longueurs de flambement pour des conditions idéales
de liaison et des noeuds déplaçables

Figure 16-25

Dans la mesure où, dans les portiques réels, les traverses ne sont pas infiniment rigides, le maintien en rotation de la tête des poteaux n'est qu'élastique et, en conséquence, les longueurs de flambement sont sensiblement plus importantes que celles valant pour des encastrements parfaits. Pour un système à nœuds déplaçables ne comportant qu'un niveau, elles sont supérieures à la hauteur dans le cas d'un portique parfaitement encasté en pied et supérieures au double de la hauteur dans le cas d'un portique articulé en pied.

Pour les ossatures poutres-poteaux constituées de barres de section constante, l'évaluation de la longueur de flambement des poteaux dans le système à nœuds déplaçables en fonction de la rigidité des poteaux et de celle des traverses peut s'effectuer par des calculs assez rapides si l'on adopte deux hypothèses simplificatrices :

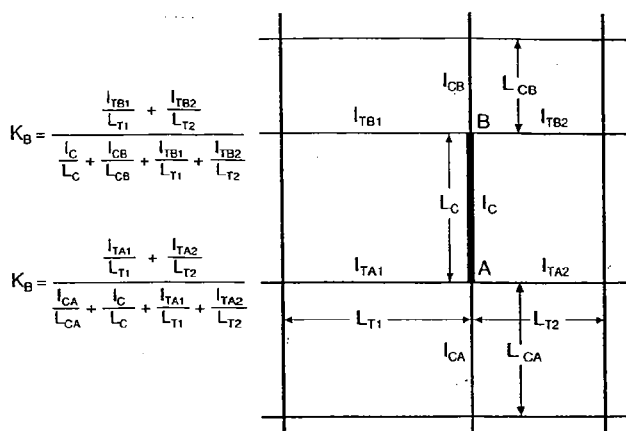
- tous les poteaux sont supposés flamber simultanément : c'est dire qu'aucun poteau, quel que soit son dimensionnement et son niveau de compression, ne contribue à la stabilité du système ;
- toute traverse sert simultanément au maintien de deux poteaux et la rigidité disponible en un nœud est répartie au prorata des rigidités des poteaux qui y aboutissent.

On doit également respecter deux conditions sur le fonctionnement du portique :

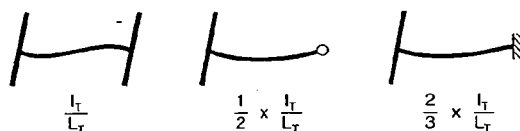
- les traverses prises en compte dans la stabilité doivent être rigidement liées aux poteaux par des assemblages d'encastrement sans jeu ;
- ces mêmes traverses ne doivent être affectées par aucune perte de rigidité liée à une sollicitation de compression significative.

Dans le cadre ainsi défini, on détermine pour chaque extrémité d'un tronçon quelconque de poteau, un coefficient d'encastrement égal au rapport de la somme des rigidités des traverses aboutissant à ce nœud à la somme des rigidités de toutes les barres, poteaux et traverses, aboutissant à ce même nœud (Fig. 16-26). On entend ici par rigidité, pour les traverses comme pour les poteaux, le rapport de l'inertie de l'élément pour le sens de flambement envisagé à sa longueur d'épure. Dans le cas des traverses toutefois, ce rapport doit être :

- multiplié par 1/2 si l'autre extrémité de la traverse est articulée,
- multiplié par 2/3 si l'autre extrémité de la traverse est encastree.



Rigidités des traverses (nœuds déplaçables)



Coefficients d'encastrement aux extrémités d'un poteau dans une ossature à cadres

Figure 16-26

Les deux coefficients K_A et K_B ainsi obtenus permettent ensuite de calculer la longueur de flambement en fonction de la hauteur h par la formule :

$$L_{cr} = h \cdot \sqrt{\frac{1,6 + 2,4(K_A + K_B) + 1,1K_AK_B}{K_A + K_B + 5,5K_AK_B}}$$

Lorsque l'une des extrémités du poteau est articulée ($K_B = 0$) ou encastree ($K_B = 1$), cette expression se simplifie (Fig. 16-27) :

$$L_{cr} = h \cdot \sqrt{\frac{1,6 + 2,4K_A}{K_A}} \quad \text{avec une extrémité articulée,}$$

$$L_{cr} = h \cdot \sqrt{\frac{4 + 3,5K_A}{1 + 6,5K_A}} \quad \text{avec une extrémité encastree.}$$

Note : La méthode présentée peut également être appliquée, dans le même cadre d'hypothèses, à des ossatures à nœuds fixes ; elle aboutit à un autre ensemble de formules, similaires dans leur forme à celle présentées ci-avant.

Méthode $K_A - K_B$ pour les systèmes à noeuds déplaçables

Rapport de la longueur de flambement à la hauteur du poteau pour deux cas particuliers de liaison simple à une extrémité

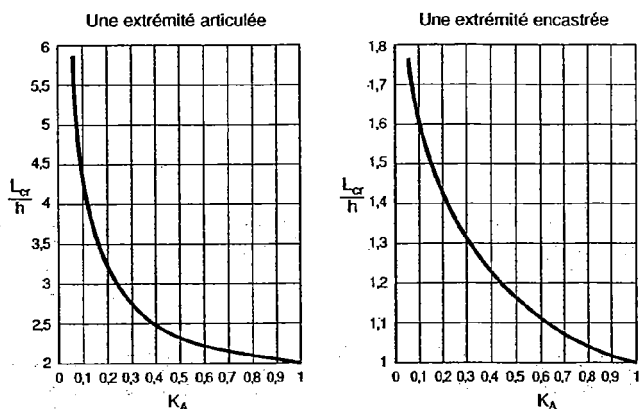


Figure 16-27

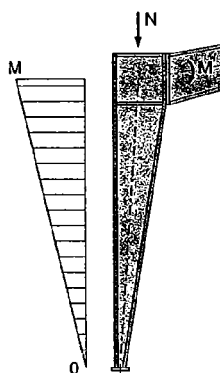
Poteau
à hauteur d'âme
variable

Figure 16-28

Les sections en I laminées ou reconstituées par soudure constituent le choix le plus fréquent pour les poteaux comprimés et fléchis, et appellent les mêmes commentaires que ceux formulés pour les poutres. L'optimisation de ces profils vis-à-vis de la flexion monoaxiale nécessite de prévoir des points de maintien latéral assez rapprochés pour limiter l'incidence du déversement et celle du flambement dans la direction de plus faible rigidité de flexion.

Lorsque l'on opte pour des profils reconstitués soudés, un gain de poids intéressant peut être obtenu en donnant à la barre des caractéristiques géométriques variables sur sa longueur, adaptées à l'importance du moment fléchissant à équilibrer. Dans le cas particulier très répandu des bâtiments à un seul niveau avec des poteaux articulés en pied, on se trouve en présence d'un diagramme de moments triangulaire ou à peu près triangulaire sur la hauteur et une optimisation de la section, efficace et peu coûteuse en fabrication, est obtenue en donnant simplement à l'âme une hauteur linéairement variable (Fig. 16-28).

Malgré l'utilisation très large de cette solution, l'adaptation des méthodes de justification de la stabilité des barres de section uniforme à ce cas de caractéristiques variables ne fait encore l'objet d'aucune codification. En pratique, le problème se pose le plus souvent de manière un peu simplifiée par le fait que le flambement dans le sens de l'inertie principale minimale combiné avec le déversement est déterminant par rapport à l'instabilité dans le sens de l'inertie principale maximale. On peut alors, en sécurité, se ramener à la justification de la stabilité latérale de la semelle comprimée du profil associée à une fraction

de l'âme, supposée isolée du reste de la section. La faible rigidité hors plan de l'âme des profils reconstitués soudés permet que cette approche ne soit pas trop éloignée de la réalité.

Lorsque la part de la compression devient plus importante ou que les points de maintien hors plan ne peuvent être suffisamment rapprochés, il faut rééquilibrer les rigidités de flexion dans les deux directions principales : on peut alors utiliser des profils en H laminés ou reconstitués soudés. Ce choix est bien sûr également justifié lorsque le poteau est soumis à des moments de flexion dans deux directions orthogonales.

Comme dans le cas des poutres, les ouvrages les plus importants du point de vue des charges appliquées et/ou des dimensions géométriques peuvent nécessiter l'utilisation pour les poteaux de profils en caissons reconstitués soudés ou de pièces en treillis spatial à section triangulaire ou rectangulaire. Les caractéristiques de conception et de dimensionnement de ces poteaux recoupent largement celles décrites pour les poutres.

On notera qu'une large part des considérations qui précèdent, développées pour les poteaux, peuvent en fait être étendues à tout élément de structure simultanément comprimé et fléchi.

Une ossature métallique résulte de l'assemblage de différents composants et cet assemblage doit être conçu globalement de manière à s'assurer que la structure réalisée réponde à l'usage prévu pour l'ouvrage. La conception d'ensemble, préalable à tout calcul, consiste donc à établir une organisation générale des éléments de telle sorte que toutes les fonctions structurelles soient remplies, dans des conditions compatibles avec l'exploitation du bâtiment.

XVII. 1 — Principes fondamentaux

L'objectif général de la conception de l'ossature consiste à établir un schéma d'organisation qui permette, ultérieurement et tout au long du processus de l'étude, de respecter trois principes fondamentaux :

- stabilité de l'ouvrage vis-à-vis de toutes les actions qui lui sont appliquées sans exception, lesquelles doivent être véhiculées depuis leur point d'application jusqu'aux fondations sans aucun hiatus dans le cheminement ;
- maintien de la cohérence du schéma de fonctionnement structurel depuis le choix des hypothèses initiales jusqu'au stade de l'étude de détail des assemblages entre éléments ;
- aptitude de l'ouvrage à l'utilisation prévue.

Lors de la conception initiale de l'ossature ces impératifs impliquent concrètement :

- de prédéterminer avec précision un cheminement à travers la structure de tous les efforts qui lui sont appliqués, en prévoyant tous les éléments structurels et les assemblages nécessaires à ce cheminement ;
- de choisir avec soin les hypothèses de liaisons entre les éléments de structure et avec les fondations en s'assurant de la faisabilité technique des dispositions qui en découlent et en recherchant par ces choix la meilleure économie globale pour le projet ;
- de veiller à la cohérence des déformations relatives des systèmes structurels en présence et à la compatibilité de ces mêmes déformations avec les conditions d'utilisation de l'ouvrage.

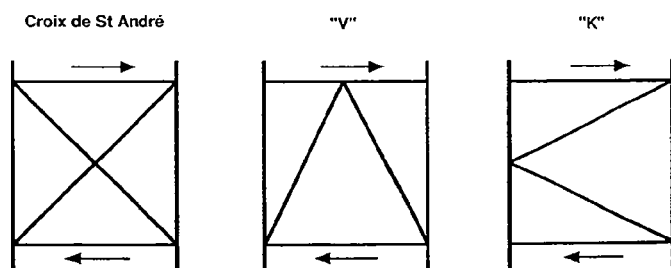
XVII. 2 — Systèmes constructifs

L'organisation d'une structure passe par la mise en place d'un certain nombre de sous-ensembles, aptes à assurer des fonctions précises du point de vue de la stabilité générale de l'ouvrage. Ces sous-ensembles, obtenus par l'assemblage de composants élémentaires, peuvent être classés en configurations types que l'on peut qualifier de systèmes constructifs et qui sont examinées dans les paragraphes qui suivent.

XVII. 2.1 — Systèmes triangulés

Les systèmes triangulés fonctionnent sur le même principe que les poutres en treillis, appliqué à la stabilité des ossatures vis-à-vis des charges horizontales qui les sollicitent : d'une manière générale, des barres de triangulation sont installées entre des éléments porteurs verticaux et assurent ainsi, avec les traverses horizontales présentes aux différents niveaux, le transfert d'un effort tranchant horizontal sur la hauteur de la construction. Ce fonctionnement n'est rien d'autre que celui d'une console verticale en treillis qui assure la stabilité horizontale dans un plan vertical particulier de l'ouvrage.

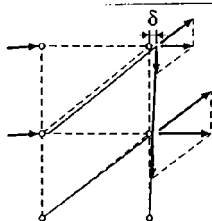
La disposition géométrique des barres de triangulation est adaptée en fonction de données constructives et des impératifs éventuels d'exploitation de l'ouvrage. On peut envisager des triangulations en croix de Saint-André, en V ou en K (Fig. 17-1).



Dispositions des triangulations

Figure 17-1

La caractéristique essentielle des systèmes triangulés est qu'ils assurent pour les éléments comprimés qu'ils stabilisent une hypothèse de nœuds fixes. En effet, l'équilibre vis-à-vis de:



Fonctionnement
d'un système triangulé

Figure 17-2

charges horizontales est assuré, nominale, en ne développant dans les barres que des efforts normaux de sorte que les déformations induites restent systématiquement très faibles et qu'en tout état de cause, aucun effet global de second ordre significatif n'est susceptible de se développer et d'affecter les éléments stabilisés (Fig. 17-2).

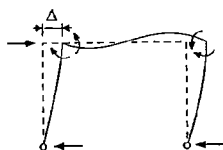
Dans les cas élémentaires, les barres de triangulation sont des profils simples, comme des cornières uniques ou jumelées, disposées pour former une croix dite de Saint-André et dont on admet, pour un sens donné de l'effort horizontal, qu'une seule est active, en traction. Le dimensionnement ainsi conduit suppose que celle des deux barres qui entrerait en compression du fait de son orientation par rapport à l'effort, en fait se dérobe par flambement élastique et laisse la barre tendue reprendre l'intégralité de l'effort. Les rôles respectifs des deux barres s'inversent lorsque l'orientation de l'effort appliqué est opposée. Dans le même esprit, il est possible d'utiliser comme diagonales des tirants en ronds pleins ou même des câbles. La longueur de ces barres doit dans tous les cas rester assez modérée pour que la déformation transversale due à leur propre poids reste mineure ; dans le cas contraire, l'annulation de cette déformation, nécessaire pour qu'une des barres entre en action, se traduirait par un déplacement latéral excessif du système.

Les systèmes triangulés étagés, souvent présents dans les ossatures industrielles, retiennent fréquemment des triangulations en V qui permettent de ménager des gabarits de passage importants et éventuellement de soulager la flexion des traverses horizontales. Les barres de triangulation sont alors toutes actives et dimensionnées à la fois pour des efforts de traction et pour des efforts de compression. Les sections utilisées peuvent encore être des cornières jumelées mais on peut aussi envisager des tubes circulaires ou rectangulaires et même des profils H laminés. On dispose généralement les sections de façon à ce que leur plus faible inertie interesse le flambement dans le plan car on peut disposer assez aisément un maintien intermédiaire des diagonales pour cette direction.

Les systèmes de triangulation en K sont très peu souvent utilisés dans le domaine du bâtiment. Ils concernent plutôt des ossatures spatiales triangulées comme des tours élancées en treillis, à section transversale triangulaire ou carrée.

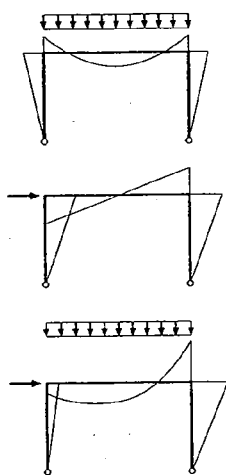
XVII. 2.2 — Portiques

Les portiques sont la solution constructive alternative des systèmes triangulés pour réaliser la stabilité horizontale d'un plan vertical de construction. En toute généralité, un portique est



Fonctionnement d'un portique

Figure 17-3



Cumul des effets des charges verticales et horizontales

Figure 17-4

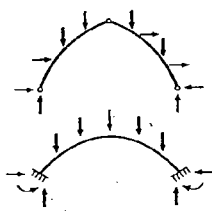
constitué d'un ensemble étagé de poteaux et de traverses mutuellement encastres au droit des nœuds d'intersection. Le transfert de l'effort tranchant horizontal d'un niveau au niveau inférieur s'effectue par le biais des moments de flexion que le déplacement horizontal relatif de ces deux niveaux permet de développer à la fois dans les traverses et dans les poteaux.

Du fait des sollicitations de flexion inhérentes au fonctionnement même des portiques, ce transfert de l'effort tranchant s'accompagne de déplacements horizontaux d'un ordre de grandeur supérieur à ceux des systèmes triangulés. De par leur nature et de par leur ampleur, ces déplacements sont propres à générer des effets de second ordre susceptibles d'affecter les éléments comprimés stabilisés. De ce point de vue, les portiques constituent des systèmes à nœuds déplaçables (Fig. 17-3).

Les portiques sont simplement réalisés par l'encastrement des traverses sur les poteaux et ne comportent donc pas de disposition constructive spécifique. Les deux types d'éléments qui les constituent, poteaux et traverses, doivent répondre aux critères propres aux éléments fléchis et aux éléments comprimés et fléchis. Suivant les circonstances et les besoins, on peut donc envisager des portiques en profil I ou H laminés, en profils I ou H reconstitués soudés, en caissons soudés, en treillis plans ou spatiaux. Différentes combinaisons de ces types de sections entre les poteaux et les traverses sont d'ailleurs possibles.

Il convient de noter que, contrairement aux systèmes triangulés qui correspondent à un découplage des fonctions entre la reprise de charges verticales et celle des charges horizontales les portiques sont, sauf exception, exploités pour équilibrer les deux types d'actions : les sollicitations de dimensionnement de poteaux et des traverses, moments et efforts normaux, proviennent généralement d'une combinaison de charges de gravité et d'actions horizontales (Fig. 17-4).

XVII. 2.3 — Arcs



Structures en arc

Figure 17-5

Les arcs permettent de remplir les mêmes fonctions que les portiques en assurant le transfert aux fondations des charges appliquées à la construction, aussi bien verticales qu'horizontales. Ils peuvent être isostatiques lorsqu'ils comportent trois articulations ou hyperstatiques lorsque les appuis sont articulés ou encastres et l'arc continûment rigide (Fig. 17-5).

Par la courbure de la ligne moyenne de la pièce constituant l'arc, on cherche à assurer la reprise des charges en privilégiant

la sollicitation d'effort normal par rapport au fonctionnement en flexion. Cet objectif est parfaitement atteint lorsque le moment de flexion est nul en tout point de l'arc ; cela ne peut bien sûr être obtenu que pour un chargement particulier et l'arc est alors dit funiculaire de ce chargement.

L'intérêt majeur des arcs est de permettre de franchir des portées très importantes avec des déformations très sensiblement réduites par rapport à celles qu'aurait un système travaillant en flexion. La forme courbe a aussi pour effet de minimiser les actions horizontales exercées par le vent sur la construction.

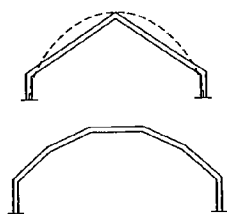
La contrepartie essentielle à ces avantages concerne les appuis qui, d'une part, doivent offrir la plus grande rigidité sous peine d'annihiler par leurs mouvements, même faibles, les efforts normaux que l'on cherche à développer dans l'arc et qui, d'autre part, sont soumis dans tous les cas à des efforts de poussée très importants, et à des moments lorsque l'arc est prévu encastré. À noter que l'intensité des efforts aux appuis est très largement gouvernée par le rapport de la hauteur de l'arc à sa portée : plus ce rapport est faible, plus ces efforts sont importants et plus la structure est affectée dans son fonctionnement par les déplacements d'appuis. Les possibilités de réalisation des fondations prennent donc une part inhabituelle et tout à fait essentielle dans la faisabilité du système structurel.

En corollaire, la présence d'un effort normal de compression très élevé dans l'arc nécessite d'examiner avec attention les conditions de stabilité au flambement à la fois dans le plan de l'arc et latéralement.

Une autre conséquence de la conception en arc est que le fonctionnement n'est acquis que pour l'ensemble achevé de sorte que le montage nécessite en général des ouvrages provisoires importants et une étude à part entière de stabilité transitoire.

Ces différentes caractéristiques conduisent en pratique à réserver les structures en arcs aux constructions les plus importantes, en particulier par les portées à franchir. Toutefois, elles sont aussi utilisées pour des ouvrages plus modestes comportant une couverture en toile tendue, qui requiert par principe une courbure de ses supports.

Concernant les profils envisageables pour constituer des arcs, on retrouve toute la gamme des solutions adaptées aux éléments comprimés et fléchis. Les conditions de stabilité hors plan du point de vue de l'espacement des points de maintien réalisables sont un paramètre essentiel pour le choix du type de section. L'importance des ouvrages concernés conduit souvent à privilégier les caissons reconstitués soudés ou les poutres spatiales en treillis.



Structures
intermédiaires entre
arc et portique

Figure 17-6

On notera en dernier lieu qu'il n'y a pas une opposition radicale entre portiques et arcs mais qu'au contraire de nombreuses structures se situent en intermédiaires entre les deux conceptions : dès lors que la traverse d'un portique comporte une brisure significative, elle véhicule une part des charges qui lui sont appliquées par effort normal et non par flexion.

Dans certains cas, les poteaux se trouvent d'ailleurs réduits à une faible fraction de la hauteur totale du bâtiment dont l'essentiel correspond à la pente importante donnée aux versants. Plusieurs brisures de la traverse sur la longueur peuvent aussi constituer une « approche » d'un arc courbe (Fig. 17-6).

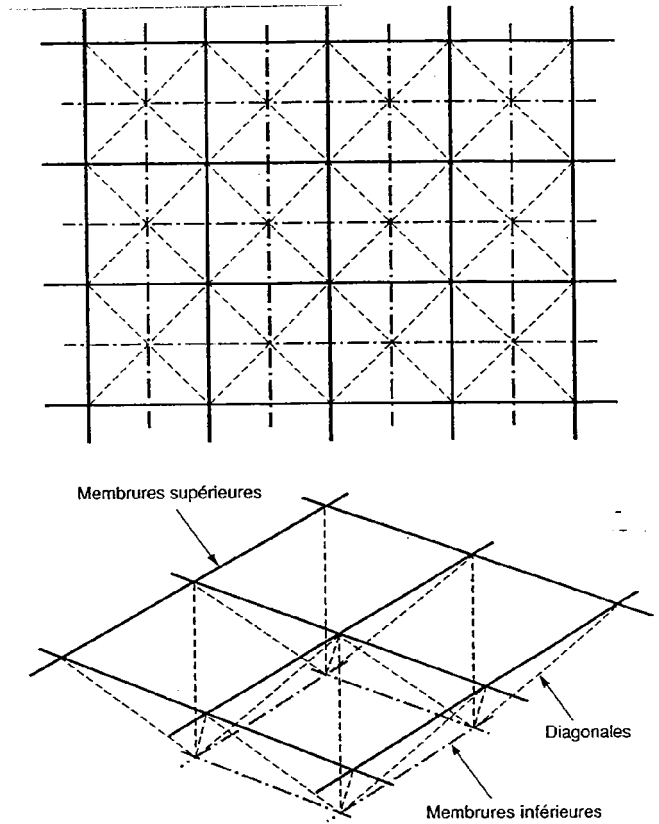
XVII. 2.4 — Nappes tridimensionnelles

Les nappes tridimensionnelles constituent un système constructif tout à fait particulier, assimilable dans son fonctionnement à une dalle horizontale. Elles permettent de réaliser des surfaces portantes de grandes dimensions dont les appuis verticaux peuvent être rejetés en périphérie. Leur emploi est limité aux bâtiments exploitant directement cette caractéristique, comme des grands halls d'exposition par exemple. L'aspect esthétique des nappes tridimensionnelles est, de plus, généralement intéressant.

Structurellement, les nappes tridimensionnelles sont des extensions spatiales des systèmes en treillis, constituées d'un assemblage de barres élémentaires de faible longueur dont on admet qu'elles ne reprennent que des efforts normaux de traction ou de compression. Elles comportent deux plans horizontaux de membrures réparties suivant deux mailles régulières décalées dont les nœuds sont reliés par des diagonales inclinées. Le plus souvent la trame des membrures est carrée, mais on peut aussi envisager des trames triangulaires (Fig. 17-7).

Tout effort vertical appliqué en un nœud est repris en développant des efforts normaux dans les différentes barres du système traduisant un fonctionnement de plaque en flexion bidirectionnelle. L'équilibre des efforts horizontaux est assuré, toujours par efforts normaux dans les barres, suivant un fonctionnement en diaphragme de la nappe dans son plan.

Le nœud d'assemblage, liant au moins quatre tronçons de membrures et quatre diagonales, constitue le point clé du système tridimensionnel et relève le plus souvent d'un procédé standardisé. Une part importante des systèmes utilisent des sphères comme nœuds d'assemblage, qui ont l'avantage de privilégier aucune direction ; d'autres ont recours à des assemblages plus ou moins complexes de goussets.



Nappe tridimensionnelle à maille carrée

Figure 17-7

En général, on préfère l'utilisation de tubes circulaires avec les nœuds sphériques alors que les nœuds à base de plats permettent d'envisager pour constituer les barres, des cornières, des tubes carrés ou d'autres profilés.

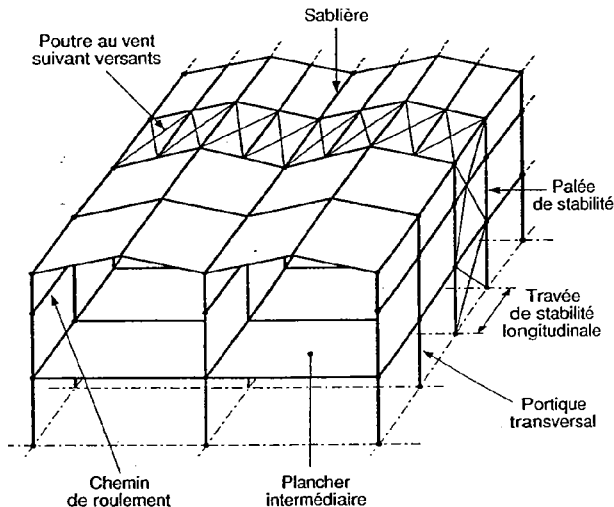
Dans tous les cas, il est impératif que les nœuds d'assemblage présentent la plus grande rigidité et que les liaisons des barres sur ces nœuds s'effectuent sans jeu. Compte tenu du degré très élevé d'hyperstaticité de la structure, des glissements d'attaches provoqueraient des redistributions d'efforts totalement incontrôlables entre les différentes barres. Le calcul des nappes tridimensionnelles ne s'effectue d'ailleurs qu'exclusivement au moyen d'analyses informatiques.

En règle générale, les systèmes tridimensionnels n'offrent aucune possibilité de réglage au niveau de leurs assemblages, de sorte que les tolérances de fabrication doivent être particulièrement serrées pour permettre des conditions convenables de montage.

XVII. 3 — Stabilité d'ensemble

L'organisation de la stabilité d'ensemble passe en premier lieu par l'inventaire des charges appliquées à l'ouvrage. Les charges verticales, ayant notamment pour origine les poids propres, les charges d'équipement et d'exploitation, font partie de données de construction assez immédiates. En revanche, les charges horizontales, générées par les actions climatiques, sismiques ou des conditions spécifiques d'exploitation, doivent être examinées avec une attention particulière, surtout pour ce qui concerne leurs points d'application.

En fonction de cet inventaire, il doit être défini une ossature primaire dont l'objet est de créer, dans l'espace de la construction, un certain nombre de points fixes vis-à-vis des directions horizontales et verticale des actions. Ces points fixes répondent à la trame d'implantation des poteaux : ils comportent les bases et les têtes de ces poteaux et, éventuellement, différents niveaux intermédiaires qui correspondent à des planchers et/ou à des chemins de roulement (Fig. 17-8).



Ossature primaire d'un bâtiment courant

Figure 17-8

La mise en place de sous-ensembles structuraux tels que des systèmes treillis ou des portiques permet de créer les stabilités des différents plans verticaux contenant les poteaux et donc les points fixes de l'ossature primaire : en général, on distingue

deux directions principales pour établir, suivant des espacements réguliers, des plans transversaux et des plans longitudinaux. Lorsqu'ils sont prévus dans la construction, des murs en maçonnerie ou des voiles en béton peuvent être exploités à ce stade en tant que système de contreventement compte tenu de la très grande rigidité qu'ils présentent dans leur plan.

La conception détaillée du reste de l'ossature consiste systématiquement à ramener, par l'intermédiaire d'éléments d'ordre inférieur, les actions appliquées à la construction vers le réseau primaire de points fixes.

Certains impératifs à prendre en compte dans l'organisation de la structure méritent d'être soulignés :

- les exigences de stabilité d'ensemble valent bien sûr pour le stade final de la construction mais aussi pour les phases intermédiaires de la structure en cours de montage ; les sinistres lors des étapes de construction alimentent une bonne part de la pathologie de construction métallique, liés à des insuffisances dans la prévision des conditions de stabilité provisoire ;
- la déformabilité des systèmes en présence reste toujours le critère essentiel qui gouverne la distribution des efforts au sein des structures : les parties les plus souples ont tendance à se dérober au détriment des parties les plus rigides, pouvant entraîner d'une part des sollicitations plus élevées que prévu dans certains composants, d'autre part des cheminements anormaux d'efforts mettant en cause l'intégrité d'éléments non structuraux comme les bardages ou les couvertures ;
- l'implantation « en série » dans un même plan vertical de plusieurs systèmes de stabilité génère pour les éléments compris entre ces systèmes des effets de bridage des variations de longueur qui découlent normalement des variations de la température ambiante : dans la mesure du possible, on évite de tels effets en concentrant les systèmes de stabilité dans une zone médiane de l'ouvrage autour de laquelle la structure peut bénéficier d'une dilatation faiblement bridée.

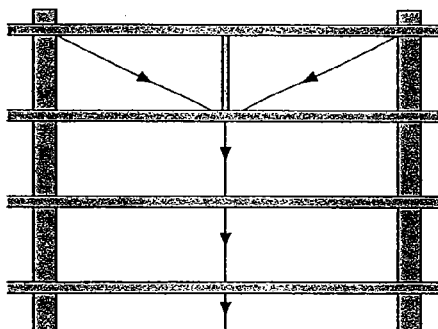
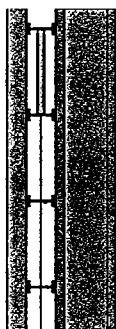
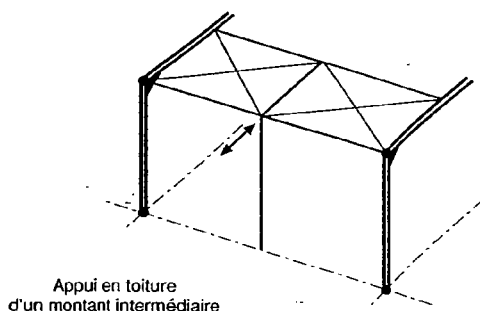
XVII. 4 — Éléments complémentaires de stabilité (Fig. 17-9)

Le plus souvent, l'ossature proprement dite de l'ouvrage doit être complétée par des éléments additionnels dont l'objet est :

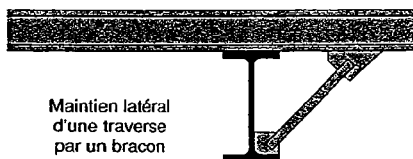
- de ramener sur la trame principale de stabilité des charges qui sont appliquées en dehors de cette trame ;
- de limiter une flexion secondaire dans le sens d'inertie minimale d'un élément en constituant un appui intermédiaire ;

- de créer un point fixe intermédiaire pour un élément sujet au risque de flambement et/ou de déversement.

Ces éléments jouent donc le plus souvent un rôle essentiel dans le comportement des éléments principaux. Leur caractère complémentaire par rapport à l'ossature proprement dite recèle un certain danger s'il conduit à les définir de manière trop imprécise lors de l'étude ou à les omettre lors de la fabrication ou du montage voire à les démonter en cours d'exploitation.



Maintien latéral des lisses de bardage



Éléments complémentaires de stabilité

Figure 17-9

XVII. 5 — Choix des conditions de liaison aux appuis

Il va de soi que l'encastrement en rotation des poteaux sur leurs appuis est propre à réduire de manière sensible les sollicitations dans la superstructure et donc à réduire le coût de celle-ci. Cependant la faisabilité de ce type de liaisons se heurte en pratique à des difficultés qui tiennent :

- à la nature du sol d'assise et au système de fondations qui en découle, lorsque ces fondations supportent directement la structure métallique ;
- à la déformabilité et à la résistance locale des ouvrages d'infrastructure lorsque de tels ouvrages s'interposent entre la structure métallique et le système de fondations.

Il s'agit en fait, dans le choix de conditions de liaisons pour l'ossature métallique, de procéder à un bilan global de l'économie du projet en examinant toutes les incidences sur les autres parties d'ouvrage.

Les cas où la structure métallique peut être encastree au droit de ses appuis supposent en général :

- soit des fondations superficielles sur un sol résistant et très faiblement compressible;
- soit des fondations par groupes de pieux ou de puits sur sols plus médiocres, permettant la décomposition des moments en couple de forces égales et opposées;
- soit la présence d'une infrastructure en béton armé suffisamment massive sous l'ossature métallique.

Malgré tout, on adopte très fréquemment, sans analyse approfondie, une conception d'ossature articulée par défaut de connaissance précise des paramètres qui viennent d'être cités et par prudence vis-à-vis des aléas représentés par la qualité exacte du sol d'assise. Bien souvent cette option initiale pourrait, à juste titre, être reconsidérée, lorsque toutes les données utiles sont connues.

Cette conception peut aussi être techniquement justifiée dans les cas de fondations superficielles non chaînées sur sol médiocre ou peu résistant, de fondations par pieux isolés ou d'assise sur ossature légère en béton armé.

XVII. 6 — Collaboration des parois à la stabilité des bâtiments

La très grande majorité des bâtiments de type industriel comporte une enveloppe, couverture et bardage, constituée de tôles

d'acier nervurées qui ont comme caractéristique d'offrir une assez grande rigidité au cisaillement dans leur plan. Ces parois sont donc capables de jouer un rôle de diaphragme et d'assurer la transmission des efforts dans leur plan, en lieu et place de systèmes constructifs habituels comme les portiques et les systèmes triangulés.

En fait, dans tous les cas, il est nécessaire de prendre en compte le caractère peu déformable de ces parois. Lorsque l'on prévoit une ossature classique, sa déformabilité doit être suffisamment limitée pour qu'elle fonctionne effectivement suivant le schéma prévu, sans reporter de manière intempestive une part significative des efforts sur les éléments d'enveloppe. Dans le cas contraire, des désordres peuvent apparaître dans cette enveloppe, qui se manifestent par des arrachements de fixations et/ou des déchirures de tôle dans les zones de concentration des efforts.

En revanche, si l'on retient une participation partielle ou totale des parois à la stabilité d'ensemble de la construction, les études doivent être conduites en conséquence, en traitant de la résistance et de la déformabilité des tôles et de leurs fixations sur la structure. Des *Recommandations de la Convention européenne de la Construction métallique* sont disponibles sur ce sujet et servent normalement de cadre à ces études en l'absence de tout texte normatif français qui en traite.

Du point de vue technique, on cite ci-après quelques aspects essentiels prévus par ces recommandations :

- la flexibilité du diaphragme doit tenir compte de la déformation transversale des nervures, des déformations de cisaillement de la tôle ainsi que des déformations enregistrées au droit des différentes fixations ;
- le mode de ruine des fixations doit systématiquement privilégier une déchirure de la tôle par rapport à tout autre mode affectant les organes de fixation eux-mêmes ;
- en toiture, les fixations s'effectuent en creux d'ondes sans interposition de rondelles d'étanchéité et leur densité en couture doit être augmentée par rapport au minimum lié à la seule fonction couverture ;
- le maître d'ouvrage doit être alerté du rôle particulier rempli par l'enveloppe du bâtiment et celle-ci ne doit pas comporter des ouvertures représentant plus de 15 % de la surface de diaphragme.

On doit signaler en dernier lieu que le recours à la collaboration des parois dans la stabilité des structures n'est effectivement praticable que dans la mesure où une même entreprise réalise à la fois les travaux de structure et les travaux propres à l'enveloppe. Dans le cas contraire, les problèmes de responsabilités respectives des deux intervenants occasionnés par une telle conception sont pratiquement insolubles.

XVIII

Éléments types des ossatures courantes

Dans ce chapitre, sont données des indications générales sur les caractéristiques et la conception des éléments usuels qui constituent une ossature courante de bâtiment.

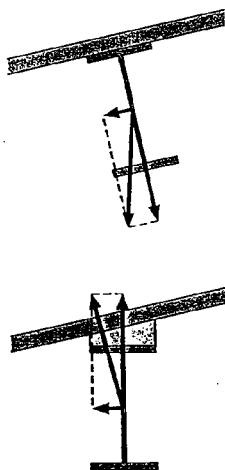
XVIII. 1 — Pannes

Les pannes sont les premiers composants de l'ossature, ayant pour fonction directe de supporter la couverture. Elles sont orientées perpendiculairement à la pente des versants, suivant la direction du bâtiment normalement désignée comme longitudinale, et assurent par flexion le report des charges appliquées à la couverture sur les systèmes porteurs transversaux qui sont généralement des portiques régulièrement espacés.

De par leur rôle, les pannes sont soumises à :

- des charges permanentes de couvertures, de l'ordre de 25 daN/m^2 pour les solutions usuelles comportant un bac acier surmonté d'une isolation thermique et d'une étanchéité;
- des charges de neige fonction de l'implantation du site de construction (région, altitude) et de la forme de la toiture (inclinaison, possibilités d'accumulation);
- des charges de vent également fonction de l'implantation du site de construction et de la forme de la construction ; le plus souvent, ces charges agissent en soulèvement, donc en sens inverse des précédentes;
- une charge d'entretien, normalement égale, pour les toitures courantes avec étanchéité, à 1000 daN répartis sur une surface de 10 m^2 ;
- des charges d'eau accumulée lorsque la pente de toiture est faible (inférieure à 3%) et que les éléments de structure sont déformables.

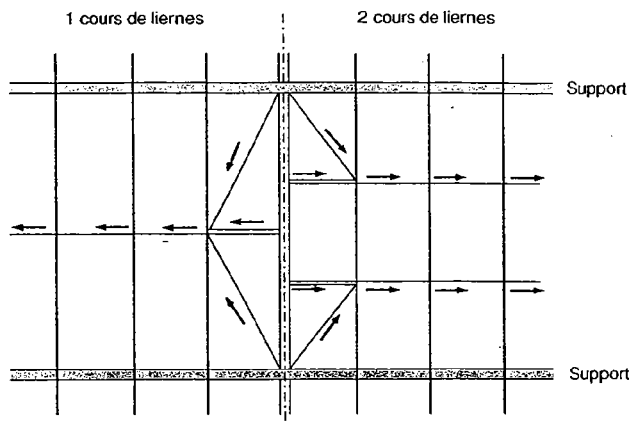
La sollicitation de base des pannes est la flexion, mais du fait de l'inclinaison de la toiture, il s'agit normalement d'une flexion déviée. Il est exceptionnel que l'on dispose les pannes verticalement, mais même dans ce cas les efforts de soulèvement dus au vent occasionnent une flexion latérale puisqu'ils sont orientés perpendiculairement au plan de toiture (Fig. 18-1).



Flexion déviée
des pannes

Figure 18-1

On utilise fréquemment des profils I laminés, du fait de leur optimisation pour les sollicitations de flexion : IPE, IPEA. Compte tenu de leur très faible performance en flexion latérale on prévoit généralement de recouper leur portée par des liernes en principe ancrées au faîtage sur les stabilités transversales par le biais de bretelles. Ces éléments peuvent jouer le rôle de point fixes pour la stabilité des pannes au déversement et au flambement (Fig. 18-2).



Maintien latéral des pannes

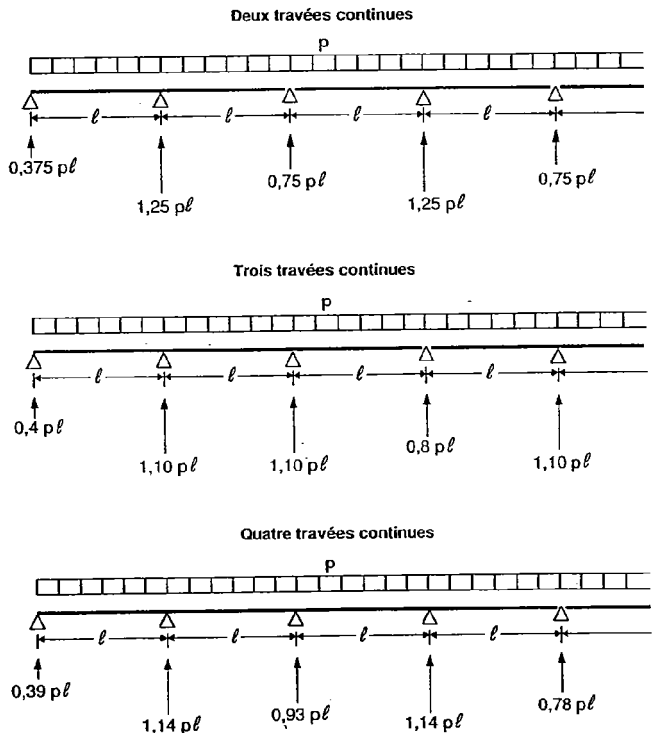
Figure 18-2

De plus en plus, on utilise également des profils formés à froid à partir de tôles de faible épaisseur. La forme de la section transversale peut être relativement complexe, liée aux conditions de fabrication par pliage et à la recherche du meilleur rendement de la matière consommée : Z, C, Σ ... Les problèmes de calcul posés par ces éléments sont assez spécifiques compte tenu que :

- les axes principaux d'inertie peuvent présenter des orientations quelconques par rapport aux plans simples de construction ;
- le centre de gravité et le centre de torsion des sections transversales ne sont en général pas confondus, provoquant des sollicitations en torsion même sous les chargements simples ;
- les parois de ces sections présentent des élancements importants et ne sont de ce fait que partiellement efficaces en raison du voilement local ;
- l'interaction structurelle entre la couverture et ces pannes est généralement déterminante dans le comportement réel et ne peut donc être ignorée dans les calculs.

En raison de ces caractéristiques, les pannes formées à froid ne relèvent en principe pas d'un dimensionnement projet par projet mais sont des produits industrialisés dont les fabricants établissent un catalogue d'utilisation précisant leurs capacités. Ces dernières sont d'ailleurs le plus souvent établies à partir d'essais intégrant une participation de la couverture.

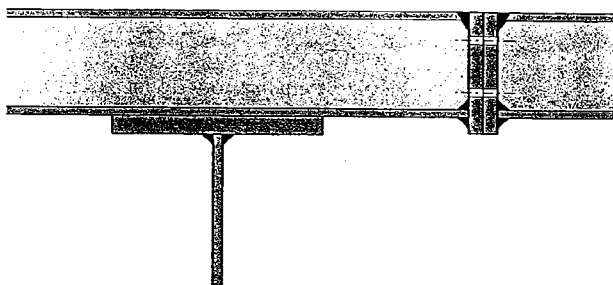
La recherche de l'économie conduit naturellement à envisager des pannes continues sur plusieurs travées : les moments de flexion sont répartis entre les zones de travée et les zones d'appui et les déformations sont très sensiblement réduites par rapport à celles de travées isostatiques. Les portées courantes de l'ordre de 6 mètres permettent en général de couvrir deux travées avec un élément d'un seul tenant, ce qui évite un assemblage de continuité. Le plus souvent, on solidarise tous les tronçons successifs par des assemblages de continuité. On évite en tout cas les pannes continues sur deux travées en raison de la forte pénalisation de la réaction sur l'appui intermédiaire que ce schéma de continuité provoque (Fig. 18-3).



Réactions d'appui pour les pannes continues

Figure 18-3

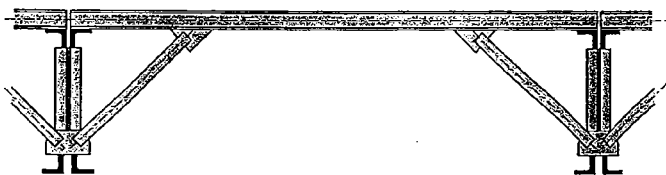
L'assemblage de continuité s'effectue le plus souvent par éclissage, cette solution étant même systématique pour les éléments formés à froid. Une attention particulière doit être apportée à la limitation des déformations dans cet assemblage, sous peine de provoquer une redistribution du moment de l'appui vers la travée. En général, on limite dans ce but le jeu de perçage et la pression diamétrale et on cisaille les boulons sur le corps lisse. Plus rarement, et seulement pour les profils en I de hauteur suffisante, on peut envisager des assemblages par platines d'about boulonnées et, dans ce cas, un décalage du joint par rapport à l'appui permet d'éviter de dimensionner l'assemblage pour la valeur maximale du moment de flexion (Fig. 18-4).



Joint de continuité par platine d'about

Figure 18-4

Pour les pannes de portées importantes, au-delà de 7 à 8 m, il peut être envisagé, plutôt que de mettre en continuité les travées successives, d'installer des bracons inclinés qui recoupent en trois tronçons la portée entre éléments supports. Cette conception nécessite que les éléments supports aient une hauteur suffisante pour qu'avec une inclinaison raisonnable, les bracons délimitent des tronçons de pannes de longueurs équilibrées ; pour cette raison, les pannes braconnées intéressent surtout les combles comportant des fermes treillis (Fig. 18-5).



Panne braconnée sur fermes en treillis

Figure 18-5

Le système braconné ne fonctionne idéalement que pour des travées symétriques et sous des charges symétriques ; ce n'est que dans cette configuration que les appuis verticaux procurés à la panne par ses bracons peuvent être considérés comme fixes. Dans les autres cas, un report de charge s'effectue d'une travée à l'autre, avec une certaine dénivellation d'appui et une rotation de l'élément support autour de son axe longitudinal. Une disposition particulière doit d'ailleurs être prévue pour la travée de rive qui ne peut être braconnée qu'à une extrémité.

Un autre point important de la conception des pannes braconnées est le maintien latéral de la section de la panne qui reçoit l'effort du bracon. Sous charges verticales descendantes, le moment de flexion, maximum à cet endroit, comprime l'aile inférieure de la panne et le bracon introduit une charge concentrée. Le déversement de la section peut être facilement initié si l'assemblage du bracon introduit un défaut de centrage de la charge et ne présente pas lui-même une bonne rigidité latérale. Un dispositif annexe de blocage latéral de l'aile inférieure est donc le plus souvent indispensable.

Dans le passé, on a pu utiliser assez fréquemment des pannes constituées de petites poutres treillis en cornières jumelées rivées, boulonnées ou soudées, permettant de franchir des trames plus importantes que les pannes en profils à âme pleine. L'absence de rigidité latérale de ces poutres oblige à les disposer verticalement et à mettre en place des dispositifs de maintien hors plan de la membrure comprimée, y compris en phase de montage. Le repos de la couverture ne peut plus s'effectuer directement sur les membrures supérieures, du fait de l'inclinaison de la toiture. Cette conception est aujourd'hui pratiquement abandonnée compte tenu de son caractère « ouvrier ».

Il est fréquent d'assigner à certains cours de pannes un rôle complémentaire touchant à la stabilité d'ensemble du bâtiment. Il s'agit de la reprise des efforts horizontaux longitudinaux amenés dans le plan de couverture par l'ossature des pignons. Les pannes peuvent, selon les cas, d'une part servir de simples butons entre les pignons et une travée intermédiaire du bâtiment où se trouvent implantés les éléments de la stabilité longitudinale, d'autre part être intégrées en tant que montants de triangulation dans une poutre au vent installée dans les versants et qui reporte dans le plan des longs pans les efforts longitudinaux (Fig. 18-6).

Les pannes concernées doivent alors être justifiées vis-à-vis d'une combinaison d'un effort de compression et de moments de flexion. Un renforcement de l'échantillon courant, dimensionné pour la seule flexion, est souvent nécessaire même si,

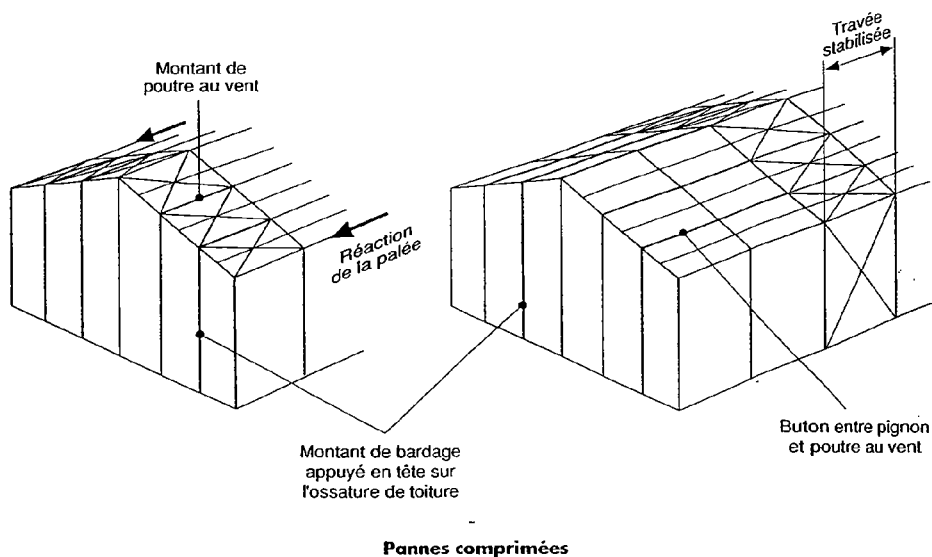
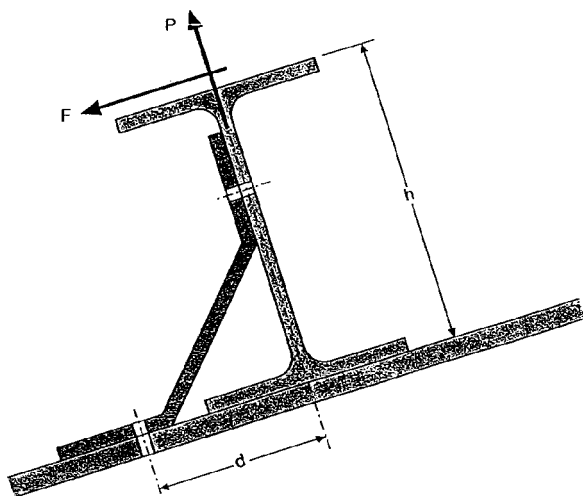


Figure 18-6

par le jeu des combinaisons d'actions, les deux sollicitations ne sont pas simultanément maximales.

Dans le cas usuel des couvertures en bac acier fixées par vis autotaraudeuses placées en creux d'ondes, les liaisons des pannes avec la couverture sont fréquemment exploitées pour prévenir les instabilités. On vise ici le déversement pour l'ensemble des pannes et le flambement pour celles qui participent à la stabilité longitudinale du bâtiment. Dans le premier cas et pour les moments de flexion qui sollicitent en compression la semelle supérieure, la stabilisation est tout à fait efficace. Dans le cas du flambement, en revanche, le maintien se trouve excentré par rapport à la ligne d'action de l'effort normal : il ne peut être considéré comme efficace que pour des compressions faibles et des profils de hauteur limitée, ce qui est satisfait par les ouvrages courants. Néanmoins, il convient alors de considérer la couverture comme participant directement à la stabilité générale de la structure. Pour ce qui concerne le déversement de la partie inférieure du profil, il est prudent, sauf étude particulière, de négliger la contribution de la couverture à la stabilité.

Les pannes sont fréquemment liaisonnées à leurs supports par le biais de plats pliés appelés échantignoles (Fig. 18-7). Lorsque les soulèvements appliqués à la toiture sont importants, notamment pour les bâtiments ouverts, la résistance de ces éléments doit faire l'objet d'une vérification, tenant compte de l'excentricité entre l'âme de la panne et les fixations de l'échantignole ; une solution peut consister à doubler les échantignoles.



Attache d'une panne par échantignole

Figure 18-7

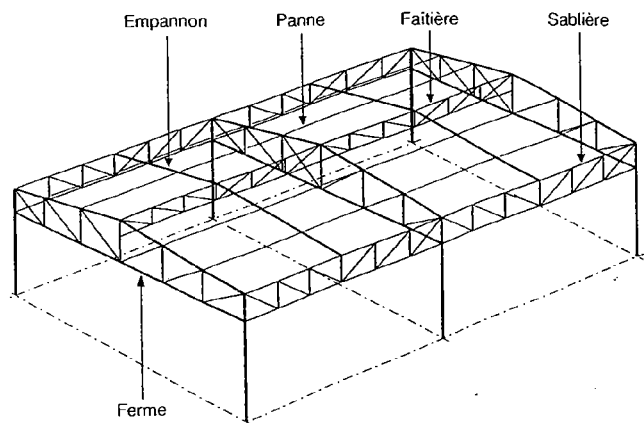
XVIII. 2 — Empannons et fermes treillis

Une solution traditionnelle dans la constitution des combles de bâtiments industriels est d'appuyer les pannes sur des poutres treillis dont l'inclinaison de la membrure supérieure permet de créer directement la pente des versants. On parle de fermes lorsque ces poutres portent de poteau à poteau ; elles participent alors le plus souvent à la stabilité transversale par leur encastrement en tête de ces poteaux.

Pour les distances très importantes entre poteaux, il peut être préférable de recouper la portée des pannes en disposant entre les fermes, des empannons qui s'appuient eux-mêmes sur des poutres treillis parallèles aux pannes et disposées en bas de versant (sablières) et éventuellement en faitage (faîtières) (Fig. 18-8).

En plus des actions d'appui des pannes, les fermes et les empannons sont susceptibles de reprendre différentes charges complémentaires :

- complément de charges permanentes amené par exemple par un faux-plafond,
- charges d'exploitation diverses liées par exemple aux besoins de manutention.



Ossature de comble avec empannons

Figure 18-8

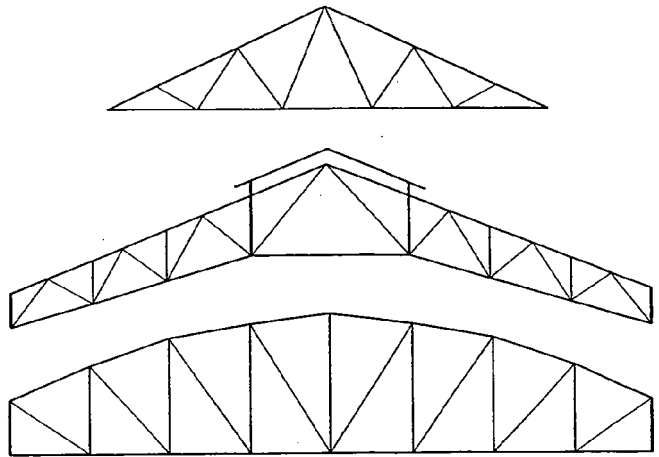
Très souvent ces charges d'exploitation sont représentées par des charges forfaitaires concentrées aux nœuds de triangulation. Un des avantages des systèmes treillis est précisément de pouvoir fournir une trame régulière de points d'accrochage pour des charges évolutives dans le temps.

D'une manière générale, on veille à ce que l'introduction des charges de toute origine s'effectue systématiquement aux nœuds de triangulation. Pour le chargement amené par les pannes, on tient compte des majorations d'actions d'appui découlant de la continuité entre travées.

Lorsque les fermes sont encastrées sur les poteaux pour former des portiques de stabilité transversale, elles subissent des sollicitations complémentaires dues aux actions du vent sur les longs pans du bâtiment.

Des géométries très variées peuvent être envisagées pour les empannons et fermes treillis en fonction de critères architecturaux et de critères d'exploitation (Fig. 18-9). Ces variations portent sur les inclinaisons relatives des membrures et sur la forme donnée à la triangulation entre membrures. Néanmoins on s'efforce généralement de concevoir cette triangulation de telle sorte que, sous les charges principales susceptibles d'être appliquées, les barres les plus longues soient tendues et les plus courtes comprimées.

La détermination, à partir des charges appliquées, des sollicitations dans les différents éléments des poutres treillis ne pose pas de problème de principe et est même facilement accessible au calcul manuel, dans les hypothèses classiques d'articulation de barres entre elles. Il faut toutefois prendre garde aux limites d



Géométries de fermes treillis

Figure 18-9

cette hypothèse, plusieurs facteurs concourant souvent à générer des moments secondaires : déformabilité du treillis combinée à la continuité des membrures, défauts de convergence aux nœuds des lignes d'épure des barres, application des charges transversales en dehors des nœuds de triangulation... Le plus souvent désormais, un calcul informatique est conduit, qui permet de déterminer avec précision ces effets et d'avoir directement accès aux déformations de la poutre.

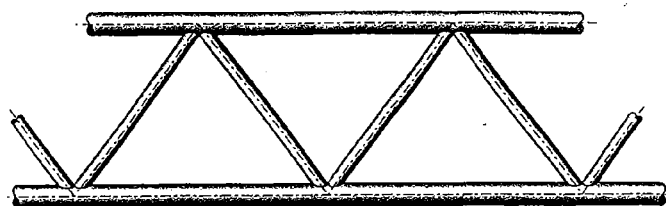
Les sections les plus couramment retenues pour constituer les poutres treillis de combles de bâtiment sont les cornières jumelées : il s'agit de profils facilement disponibles, offrant une gamme de sections très étendue, aisés à assembler par boulonnage et par l'intermédiaire de goussets qui peuvent trouver place dans l'entrefer. De plus, les inerties hors plan réalisables sont assez importantes et permettent de répondre efficacement aux conditions de flambement souvent peu favorables dans cette direction.

Il est important, pour que cet avantage ne soit pas illusoire que la solidarisation entre les deux profils soit réalisée de manière efficace, par des liaisons suffisamment rapprochées et rigidement attachées pour empêcher tout glissement relatif des deux pièces associées.

Lorsque les charges appliquées sont particulièrement importantes, les cornières peuvent être remplacées par des profils laminés en U jumelés. En membrures, les profils laminés H permettent également d'obtenir de fortes sections et d'offrir, lorsque des charges sont appliquées en dehors des nœuds de

triangulation, une rigidité en flexion importante. On peut aussi recourir à des profils reconstitués soudés, particulièrement avec des sections en caissons.

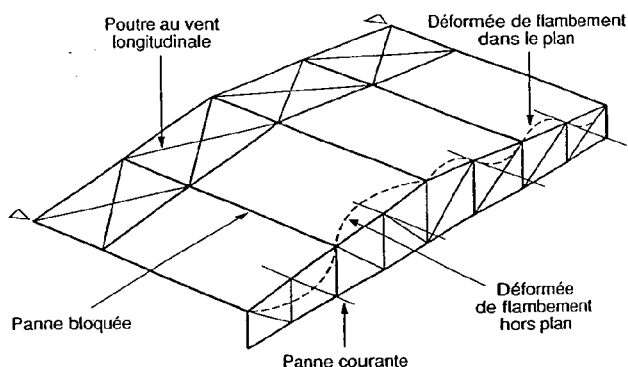
Pour certains bâtiments, les critères esthétiques reçoivent une certaine priorité. On peut ainsi envisager des poutres treillis constituées de tubes circulaires ou rectangulaires, assemblés par soudures avec découpes d'intersection (Fig. 18-10).



Treillis de tubes circulaires

Figure 18-10

La stabilité au flambement des membrures supérieures comprimées (arbalétriers) nécessite que soient organisés des points fixes vis-à-vis des déplacements hors plan de la membrure. Ces points doivent être effectivement bloqués par des éléments de stabilité générale du bâtiment : en pratique, on ne doit donc compter que sur les pannes réellement connectées au contreventement longitudinal, c'est-à-dire suivant les cas, une panne sur deux ou une panne sur trois. Dans le plan, les nœuds de treillis constituent directement les points fixes (Fig. 18-11).

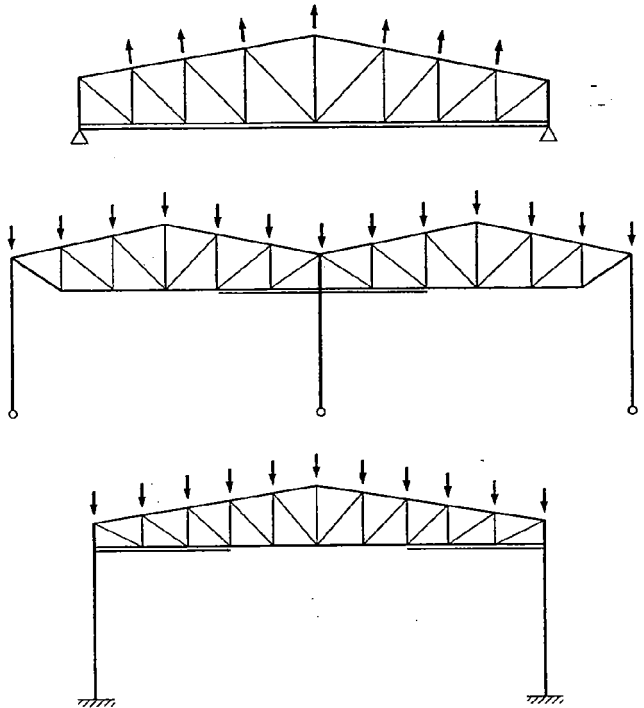


Flambement de la membrure supérieure d'une ferme

Figure 18-11

La stabilité latérale des membrures inférieures (entrants) constitue également une question à examiner avec soin car, sauf cas particuliers, il n'existe pas d'éléments de structure préexistants pour assurer directement des points intermédiaires de maintien. Les entrants sont comprimés (Fig. 18-12) :

- lorsque le soulèvement maximum exercé par le vent excède les charges permanentes, ce qui est pratiquement systématique pour les bâtiments ouverts ;
- dans les zones d'appui, lorsque les poutres sont conçues en continuité d'une travée à l'autre ;
- dans ces mêmes zones, lorsque les fermes sont encastrées sur les poteaux.

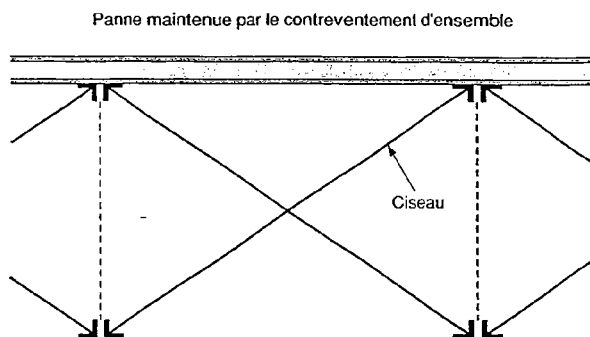


Entrants comprimés

Figure 18-12

Un dispositif usuel de maintien latéral consiste à installer des ciseaux entre fermes qui relient systématiquement, à l'aplomb d'une file de pannes, un point de membrure inférieure aux deux nœuds de membrure supérieure des fermes voisines.

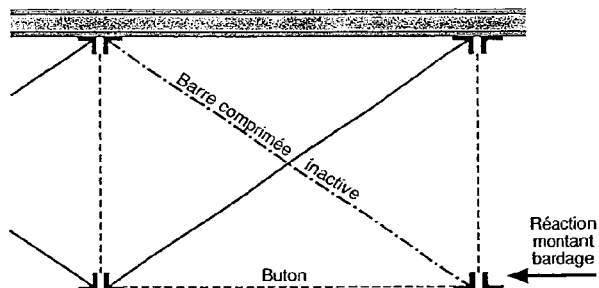
Le cours de pannes concerné, qui en définitive assure le blocage latéral recherché, doit à ce titre être effectivement relié au contreventement général du bâtiment, c'est-à-dire en principe à la poutre au vent de toiture (Fig. 18-13). Une barre sur deux des ciseaux est active en traction pour un sens donné de l'instabilité latérale. L'usage pour les dimensionner est de considérer que l'entrait à stabiliser exerce, au droit de l'attache des ciseaux, un effort horizontal transversal égal au $1/100^e$ de l'effort de compression qu'il subit.



Maintien latéral des entrails par des ciseaux

Figure 18-13

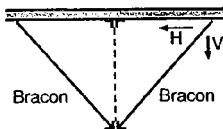
Le ciseau intéressant la ferme de pignon et la première ferme intermédiaire doit être aménagé pour assurer un maintien effectif de l'entrait de la ferme de pignon vis-à-vis d'un déplacement vers l'intérieur du bâtiment, et éventuellement procurer un appui horizontal à un montant de bardage. Soit la diagonale correspondante est, par exception, dimensionnée en compression soit le ciseau est complété par un bouton horizontal liant directement les deux entrails de fermes (Fig. 18-14).



Maintien latéral de l'entrait de la ferme de pignon

Figure 18-14

Le maintien latéral des entrails peut aussi être assuré par des bracons inclinés les reliant à une section de travée des pannes elles-mêmes directement fixées au contreventement longitudinal. Sauf dans le cas de pannes prévues braconnées au départ, la question de l'interférence de ces bracons avec le fonctionnement des pannes sous charges verticales doit être examinée avec précision. On peut envisager de ne disposer un bracon que d'un seul côté de l'entrait : il doit être dimensionné en compression comme en traction vis-à-vis de l'effort de stabilisation de l'entrait et la déformation verticale de la panne au droit de l'attache du bracon doit être assez faible pour qu'elle n'initie pas un déversement significatif de la ferme.



**Maintien latéral
par des bracons**

Figure 18-15

On peut aussi disposer deux bracons mais ne les dimensionner qu'en traction et leur donner un élanement suffisant pour qu'ils se dérobent par flambement élastique sous la compression que pourrait leur imposer la flexion verticale des pannes : comme dans le cas précédent, la déformation verticale de la panne au droit de l'attache du bracon doit rester très faible pour que le déplacement latéral de l'entrait, nécessaire pour mobiliser en traction un des deux bracons, reste négligeable. Cependant, lorsque les pannes sont soumises à des efforts résultants de soulèvement, les deux bracons sont actifs puisque sollicités en traction (fig. 18-15).

Le plus souvent, l'espacement des points de maintien latéral des entrails correspond à plusieurs panneaux de triangulation de la ferme et l'entrait subit donc une compression variable entre deux points fixes successifs. Pour en tenir compte, on peut opérer la vérification au flambement hors plan pour la valeur maximale de l'effort de compression mais en considérant une longueur de flambement fictive, réduite par rapport à la distance entre les deux points fixes. Une expression simple de cette longueur réduite est disponible pour les cas de variation linéaire de l'effort normal :

$$L_{cr} = L_0 \left(0,75 + 0,25 \frac{N_0}{N_1} \right)$$

où L_{cr} est la longueur de flambement réduite

L_0 est la longueur entre points fixes

N_0 et N_1 sont les valeurs minimale et maximale de l'effort de compression.

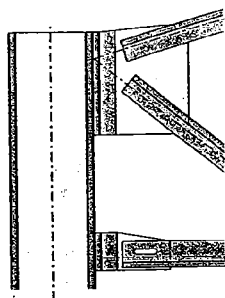
Lorsque N_0 est un effort de traction, il est introduit en valeur négative mais en limitant sa valeur absolue à 20% de la compression maximale, c'est-à-dire en plafonnant à 30% la réduction sur la longueur L_0 .

Dans les cas plus généraux de variations de l'effort normal de compression, on peut utiliser des abaques qui fournissent les longueurs de flambement fictives des barres soumises à des



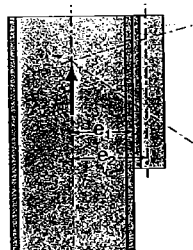
Discontinuité de résistance et de rigidité au droit de la brisure d'une membrure

Figure 18-16



Ferme articulée sur poteau

Figure 18-17



Appui simple avec attache excentrée

Figure 18-18

charges de compression concentrées quelconques sur leur longueur. Ces abagues ne permettent cependant pas de prendre en compte les inversions de signe de l'effort normal le long de la barre.

Les attaches d'extrémités des barres de treillis s'effectuent le plus couramment par boulons ordinaires, compte tenu de la commodité de ce mode d'assemblage. Si des critères particuliers de déformations sont imposés, il faut prendre garde au fait que les glissements de ces assemblages génèrent pour les poutres en treillis un supplément de flèche tout à fait significatif.

Dans la mesure où ils sont réalisés en atelier, les assemblages de treillis peuvent éventuellement s'effectuer par soudures ou par boulons sertis travaillant au frottement. Ces solutions présentent l'avantage d'éliminer pratiquement tout glissement d'assemblages et donc de mieux assurer la cohérence entre le calcul théorique des déformations et le comportement réel de la poutre.

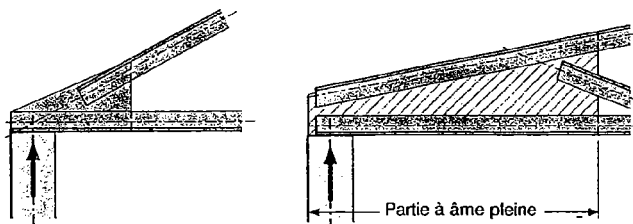
Dans la mise au point des assemblages de treillis il faut inclure les vérifications propres aux goussets dont la bonne tenue est tout aussi essentielle que celle des barres. Ces vérifications portent sur les cisaillements horizontaux et verticaux directement liés à l'effort tranchant et sur les conditions de section nette, de pinces et de pression diamétrale prévues par les règles pour prévenir les déchirures des pièces affaiblies par des perçages. Si le gousset est soudé à la membrure, celle-ci est intégrée dans les vérifications.

Lorsque les membrures sont interrompues pour change d'orientation, des dispositions particulières comme la mise en place de couvre-joints doivent être prises pour assurer une continuité de rigidité et de section qu'un simple gousset ne peut en aucun cas permettre (Fig. 18-16).

Les attaches des fermes sur les poteaux peuvent correspondre soit à un appui articulé soit à un encastrement. Dans ce dernier cas, il suffit d'assembler à l'effort normal chacune des membrures de la ferme pour obtenir l'effet désiré. Une condition d'articulation nécessite au contraire de n'attacher rigidement qu'une des membrures avec la diagonale d'appui qui lui est associée, l'autre membrure étant déconnectée à l'effort normal (Fig. 18-17).

Dans le cas d'un appui réputé articulé, la rotation d'appui n'est qu'approximativement libérée et il faut compter sur les capacités d'adaptation des éléments d'attaches. De ce point de vue, est préférable de situer l'épure diagonale - membrure au nu du poteau, celui-ci étant alors sollicité par un effort normal excentré. Dans le cas où l'épure coïncide avec la ligne moyenne du poteau, c'est l'attache de la ferme qui subit le moment d'excentricité et c'est la flexibilité relative du poteau qui doit donner la ferme sa rotation d'appui (fig. 18-18).

Certaines fermes treillis isostatiques comportent un entrain horizontal et un arbalétrier incliné qui convergent sur les appuis, lesquels s'effectuent directement sur un mur ou sur un poteau. Il est important que le point de convergence soit effectivement obtenu à l'aplomb de l'élément porteur. Si des contraintes comme une limitation de hauteur ne le permettent pas, on peut remplacer le treillis par une âme pleine sur une zone plus ou moins étendue de l'about de la ferme (Fig. 18-19).



Abouts de fermes isostatiques

Figure 18-19

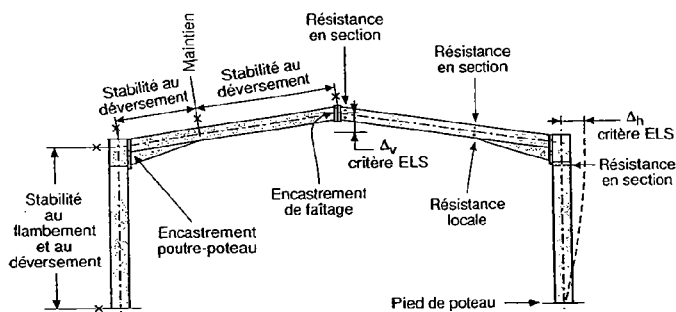
XVIII. 3 — Portiques transversaux

Les portiques visés ici assurent deux fonctions dans l'ossature du bâtiment : procurer un appui aux pannes de couverture et aux poutres des niveaux intermédiaires éventuels et assurer la stabilité horizontale dans un plan vertical transversal particulier de la construction. Il s'agit de systèmes hyperstatiques constitués de barres rigidement liées entre elles pour travailler essentiellement en flexion. On ne retiendra dans la suite que le cas des portiques réalisés à partir de profils en I, laminés ou reconstitués soudés, qui sont par définition les mieux adaptés aux sollicitations de flexion. D'autres solutions sont bien sûr envisageables mais sont beaucoup moins répandues : fermes en treillis sur poteaux en profils I, poteaux et traverses en treillis, poteaux et traverses en caissons reconstitués soudés.

Les vérifications de dimensionnement des portiques transversaux portent sur un nombre assez élevé de points (fig. 18-20) :

- vérification des critères d'états limites de service, en général sous forme d'une limitation des déformations verticales des traverses et des déformations horizontales en tête des poteaux et entre deux niveaux successifs ;

- résistance en section des traverses et des poteaux, en général sous la combinaison d'un effort normal et d'un moment de flexion autour de l'axe de grande inertie ;
- stabilité au flambement des poteaux ;
- stabilité au déversement des traverses et des poteaux (en particulier dans les zones où l'aile intérieure des profils est comprimée) ;
- résistances locales au droit des joints et des variations de direction des semelles ;
- capacités des assemblages de continuité et des assemblages d'encastrement poteau-traverse ;
- dispositions constructives à la liaison des pieds de poteaux avec les fondations.



Points de vérification dans un portique

Figure 18-20

Le cas des profils laminés marchands est le plus simple à traiter compte tenu de la constance des caractéristiques le long des barres, qui limite le nombre de sections critiques.

En revanche, lorsqu'on utilise des profils reconstitués soudés la recherche du plus grand gain de poids possible, destiné à compenser le coût de fabrication des profils, conduit généralement à faire varier les caractéristiques des sections le long des barres de manière à ajuster au plus près les capacités aux sollicitations : variation de la hauteur de l'âme, variation d'épaisseurs des semelles et de l'âme. À la fois le nombre de sections critiques s'en trouve augmenté et les éléments présentent, du fait de l'optimisation vis-à-vis de la flexion, une sensibilité accrue aux instabilités de flambement, de déversement et de voilement.

Les charges reprises par les portiques comportent, outre celles amenées directement par la toiture (charges permanentes et neige) des actions de vent et des charges d'exploitation :

- les actions du vent génèrent plusieurs cas de charges en fonction de la direction du vent, transversale ou longitudinale, et de l'état du volume intérieur par rapport à l'extérieur, surpression ou dépression ; la dissymétrie de l'ossature et/ou la présence d'ouvertures importantes dans les parois peut en plus conduire à distinguer, pour une même direction, les deux sens possibles du vent.
- les charges d'exploitation ont pour origine des équipements suspendus aux traverses supérieures, les charges de planchers de niveaux intermédiaires et, très souvent dans les bâtiments industriels, les actions d'engins de manutention comme des poutres roulantes ou des ponts roulants.

Comme pour les fermes treillis, on tient compte de la majoration des actions d'appui des pannes engendrées par la continuité entre travées.

Généralement, pour les ossatures courantes articulées en pied, les effets de variation de la température peuvent être négligés.

Le calcul des sollicitations dans les portiques passe désormais systématiquement par l'emploi d'un logiciel de calcul de structures qui permet, dans des conditions sûres, la détermination des sollicitations élémentaires dans les barres, celle des déplacements à prendre en considération dans les vérifications d'état limite de service et la formation automatique des combinaisons pondérées d'état limite ultime. Au besoin, les outils informatiques permettent de tenir compte avec assez de facilité du caractère déformable des liaisons internes (assemblages) et externes (appuis). Les possibilités de ces logiciels s'étendent aussi de plus en plus à l'analyse de la stabilité des ossatures, notamment par la recherche de leurs niveaux de chargements critiques et la prise en compte des effets du second ordre.

Les traverses sont essentiellement dimensionnées vis-à-vis de la flexion. L'effort normal qu'elles subissent du fait de leur encastrement sur les poteaux reste pratiquement toujours négligeable dans les configurations courantes. Cela n'est plus vrai dans certaines conditions particulières :

- lorsque la raideur relative des poteaux est anormalement élevée, les moments sur appuis des traverses deviennent très importants et génèrent une forte réaction horizontale en pied de poteaux, à équilibrer en compression par les traverses ;
- lorsque la pente des versants est très élevée, une part des charges verticales est reprise directement en compression dans les traverses, le fonctionnement du portique se rapprochant alors de celui d'un arc.

Dans ces situations, non seulement une vérification de stabilité sous compression des traverses est indispensable mais la perte de rigidité correspondant à cette compression doit aussi être intégrée dans la vérification des poteaux.

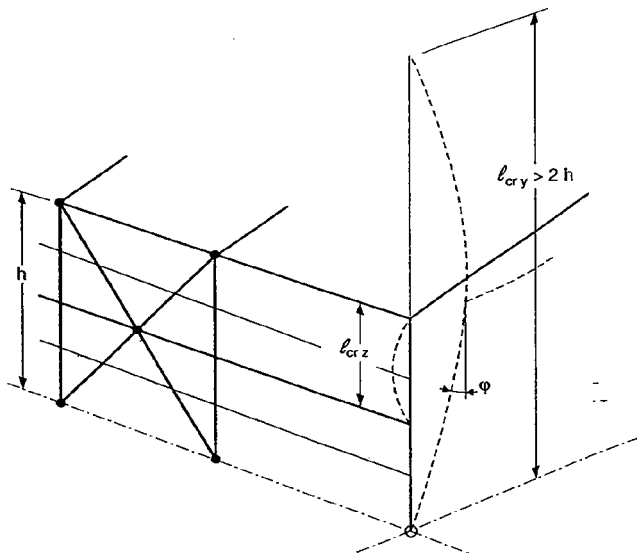
La détermination de la longueur de flambement dans le plan du portique pour les traverses brisées à forte pente n'est pas véritablement accessible au calcul manuel du fait de la présence de compressions dans toutes les barres du système et du fait de la variation de la compression dans les traverses. Le moyen le plus adéquat est de procéder à une détermination directe de l'éloignement d'état critique du portique considéré dans son ensemble, à l'aide d'un logiciel de calcul adapté.

La vérification de stabilité de la traverse doit aussi inclure les risques de déversement. Ceux-ci sont analysés à la fois pour les charges maximales descendantes et pour les charges maximales ascendantes. Dans presque tous les cas, la semelle supérieure de la traverse se trouve maintenue latéralement par les pannes de manière suffisamment régulière pour prévenir le déversement sous les moments qui la compriment. La stabilité dans les zones où la semelle inférieure se trouve comprimée nécessite en revanche l'organisation de quelques points fixes intermédiaires. On utilise généralement pour ce faire des bracons, comme pour les fermes treillis.

Les poteaux sont dimensionnés par la condition de stabilité en flexion composée, même si, le plus souvent, la compression ne représente en contrainte qu'une part très faible de la sollicitation. Pour ce qui concerne le flambement dans la direction perpendiculaire au plan du portique, il existe systématiquement deux nœuds fixes : un maintien en pied par la liaison à la fondation et un maintien en tête par le biais d'un élément longitudinal, qui peut être la panne sablière ou un élément spécifiquement prévu pour cette fonction et qui butonne toutes les têtes de poteaux sur le système de contreventement longitudinal du bâtiment. Dans le cas des ossatures étagées, des maintiens du même type existent à chaque niveau intermédiaire. Les chemins de roulement éventuels constituent également des niveaux obligatoirement reliés, en pratique, au contreventement longitudinal. Lorsque la longueur des tronçons de poteau est importante un ou plusieurs maintiens supplémentaires peuvent être nécessaires dans la mesure où l'inertie latérale des profils en I est souvent faible : des lisses de longs pans peuvent remplir cette fonction sous réserve de les connecter au contreventement longitudinal. Dans tous les cas, la longueur de flambement est prise comme la distance entre deux points de maintien successifs.

Pour ce qui concerne l'instabilité dans le plan du portique, il est indispensable de tenir compte du caractère déplaçable des nœuds du système : la stabilité ne peut être obtenue qu'au prix d'un déplacement latéral traduisant la mise en flexion des barres. Cela conduit, en pratique pour les portiques courants à un seul niveau, à des longueurs de flambement supérieures à la hauteur des poteaux dans le cas d'un portique parfaitement

encastré en pied et supérieures au double de cette hauteur pour un portique articulé en pied (fig. 18-21).



Flambement d'un poteau de portique

Figure 18-21

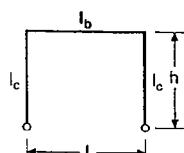
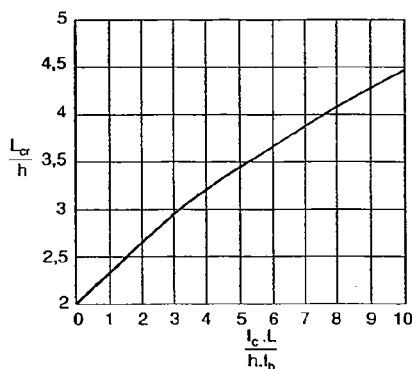
Des méthodes simplifiées, fournies par les règles de calcul, permettent, dans les situations courantes, de déterminer les valeurs de longueurs de flambement à retenir en fonction de la rigidité des poteaux et de celle des traverses. Dans le cas des portiques constitués de deux poteaux identiques et d'une traverse, on peut utiliser les formules et les abaques ci-après (Fig. 18-22).

Une difficulté importante apparaît pour étendre cette approche au cas assez fréquent de poteaux en profils reconstitués soudés présentant des caractéristiques mécaniques variables sur leur hauteur. En fait, c'est la notion même de longueur de flambement qui perd toute signification précise dans cette situation. En revanche, la charge critique du poteau peut toujours être définie ; on peut la déterminer par différentes méthodes, en particulier par un calcul informatique fondé sur une modélisation de la variation des caractéristiques.

L'exploitation de la longueur de flambement (ou de la charge critique) dans le système à nœuds déplaçables est différente suivant le règlement utilisé.

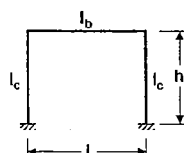
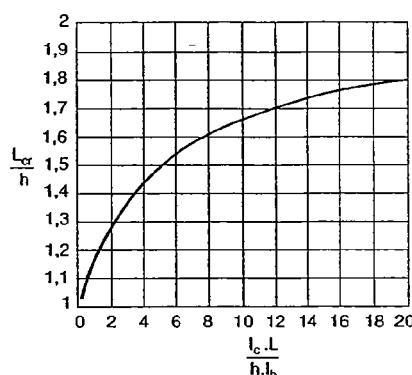
Dans le cadre des Règles CM 66, c'est une utilisation directe qui consiste à en déduire un éloignement d'état critique μ dont

Portique symétrique simple à montants articulés en pied



$$\frac{L_{\alpha}}{h} = 2 \sqrt{1 + 0,4 \cdot \frac{I_c \cdot L}{h \cdot I_b}}$$

Portique symétrique simple à montants encastrés en pied



$$\frac{L_{\alpha}}{h} = \frac{5 + 2 \frac{I_c \cdot L}{h \cdot I_b}}{5 + \frac{I_c \cdot L}{h \cdot I_b}}$$

Longueurs de flambement des poteaux de portiques simples

Figure 18-22

découlent les coefficients d'amplification des contraintes de compression et des contraintes de flexion.

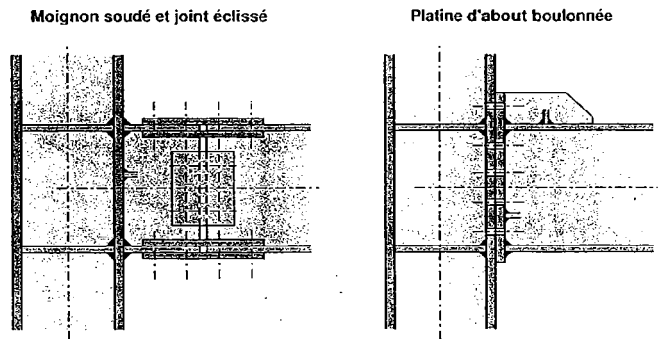
Pour l'Eurocode 3, le système à nœuds déplaçables est pris en considération « en amont » de la vérification de la stabilité des poteaux, sous la forme d'une prise en compte des effets du second ordre. Cette prise en compte peut être directe sous forme d'une analyse de structure effectuée en grands déplacements en intégrant une imperfection globale ; la longueur de flambement ou la charge critique dans le système à nœuds déplaçables n'a alors aucune utilisation pratique. Les effets du second ordre peuvent aussi être représentés forfaitairement par une amplification des moments de déformation latérale, la valeur du coefficient de majoration étant fonction de l'éloignement critique pour le mode de flambement à nœuds déplaçables du portique ; on exploite alors bien la charge critique du sys-

tème à nœuds déplaçables. Compte tenu de cette procédure, il est ensuite permis de traiter la stabilité du poteau en considérant les sollicitations amplifiées par les effets du second ordre dans la structure et en admettant, à ce stade de vérification, que les extrémités du poteau n'ont plus de possibilité de déplacement relatif c'est-à-dire constituent des nœuds fixes.

Le risque de déversement des poteaux est également à prendre en considération dans l'analyse de la stabilité. Il est important que la tête des poteaux soit efficacement maintenue vis-à-vis du déversement s'agissant de la section la plus sensible. En règle générale, les codes de calcul ne font pratiquement que superposer le phénomène de déversement, tel qu'il apparaît en flexion simple, au traitement de la stabilité au flambement, sans véritable interaction entre les deux phénomènes d'instabilité.

Dans le cas de poteaux en profils reconstitués soudés, il est fréquent que les âmes ne soient pas pleinement efficaces vis-à-vis des contraintes longitudinales de compression en raison de l'apparition prématurée du voilement local. Les formules de vérification employées doivent alors tenir compte de cet affaiblissement (sections de classe 4 de l'Eurocode 3).

Les assemblages rencontrés dans les portiques entrent dans plusieurs catégories (Fig. 18-23) :



Assemblages de portiques

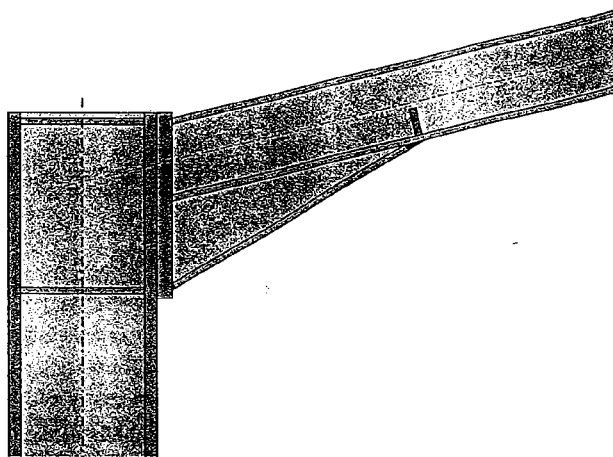
Figure 18-23

- les joints éclissés avec boulons précontraints ou boulons ajustés sont très peu utilisés en raison de leur caractère « ouvrageux » et délicat de réalisation ; ils peuvent néanmoins être employés pour l'assemblage sur site des traverses sur des moignons soudés en attente sur les poteaux ;
- les joints soudés sont bien entendu systématiques pour les profils reconstitués soudés, notamment à chaque changement

- d'épaisseur d'une semelle ; il convient d'y respecter les règles de progressivité de la variation de section prévue par les normes en cas de contraintes de traction importantes ;
- les assemblages par platine d'about avec boulons précontraints ou non sont pratiquement systématiques pour les encastresments poteaux-traverses et les joints de continuité des traverses.

Concernant ce dernier cas, une véritable efficacité n'est obtenue que si l'on peut disposer un rang extérieur de boulons dans un débord raidi de la platine.

Une alternative souvent retenue, est de disposer sous la traverse un renfort constitué d'une âme découpée en « fuseau » et d'une semelle supplémentaire. Ce jarret permet de donner à l'assemblage une hauteur plus importante que celle du profil courant de la traverse (le plus souvent cette hauteur est presque doublée) et constitue aussi un renfort d'inertie et de résistance appréciable, précisément dans une zone de moments maximum. En même temps que l'assemblage voit sa résistance fortement accrue, la déformabilité du portique est sensiblement atténuée et le profil courant de traverse bénéficie d'un abattement de son moment de dimensionnement, d'autant plus important que la longueur des jarrets est plus grande (Fig. 18-24).

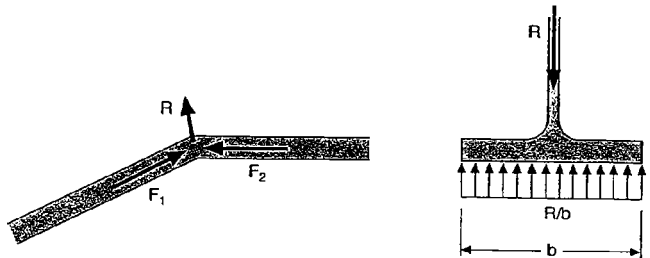


Encastrement poutre-poteau avec jarret soudé

Figure 18-24

Dans tous les cas, il faut veiller à assurer la résistance de l'assemblage vis-à-vis des deux sens possibles du moment d'encastrement, suivant l'orientation des actions résultantes sur le portique.

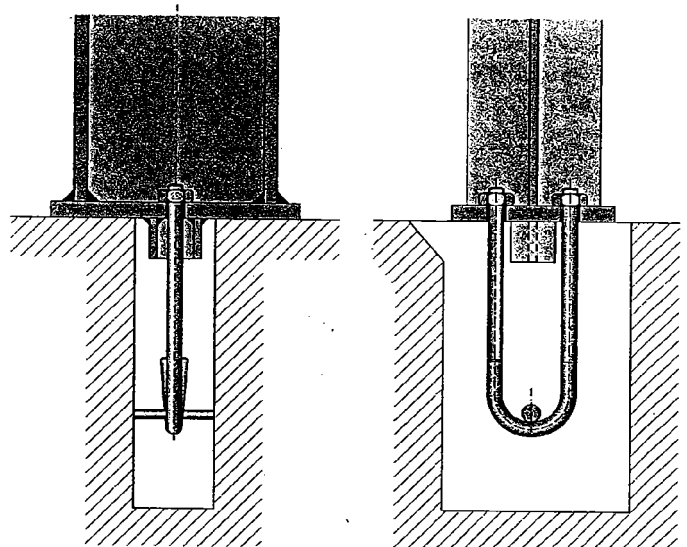
Le raccordement de l'aile du jarret avec la semelle inférieure de la traverse correspond à un changement de direction plus ou moins prononcé, qui donne lieu à une poussée « au vide » qui, en l'absence de raidisseur, sollicite en flexion transversale la semelle inférieure (Fig. 18-25).



Flexion transversale au droit du changement de direction d'une semelle comprimée

Figure 18-25

Une très grande majorité d'ossatures métalliques courantes sont articulées en pied, ce choix étant en général arrêté *a priori*, dans le souci d'éviter des interactions fortes entre les lots gros œuvre et structure métallique. La liaison avec les fondations s'effectue alors suivant les dispositions les plus simples (Fig. 18-26) :



Pied de poteau articulé

Figure 18-26

- une platine d'about est soudée en pied du poteau et répartit la charge de compression sur le béton ;
- en sous-face de cette platine est soudée une bêche constituée d'une chute de profil laminé et destinée à transmettre l'effort tranchant par butée sur le béton ;
- deux tiges d'ancrage sont disposées suivant l'axe de grande inertie du poteau pour transmettre, par adhérence, les efforts de soulèvement au béton ;
- la bêche et les tiges d'ancrage trouvent place lors du montage, dans une réservation ménagée au coulage de la fondation et équipée d'une clé d'ancrage permettant un maintien provisoire du pied de poteau dans l'attente du scellement définitif.



Platine de pied
de poteau encastree

Figure 18-27

Dans le cas peu fréquent où des encastrements des pieds de poteaux sont prévus, l'aménagement minimum consiste à allonger la platine de façon à pouvoir implanter des tiges d'ancrage à l'extérieur du profil. En général, il est aussi nécessaire de prévoir un dispositif de raidissage de cette platine de façon à en assurer la résistance et surtout à en limiter la déformabilité (Fig. 18-27).

XVIII. 4 — Contreventement longitudinal

Le contreventement longitudinal a pour rôle de reprendre l'ensemble des charges horizontales longitudinales, amenées par les différents composants de la structure dans le plan de la toiture et aux niveaux des chemins de roulement et des planchers intermédiaires éventuels, et de les transmettre aux fondations par le biais de systèmes verticaux de stabilité. Il faut comptabiliser dans ces charges les effets d'instabilité hors plan des éléments comprimés et/ou fléchis des structures transversales.

Sauf dans les cas où existent des contraintes particulières d'exploitation imposant le respect de gabarits de passage contraignants, on retient généralement pour constituer le contreventement longitudinal des sous-ensembles triangulés, aussi bien horizontalement que verticalement. Il s'agit donc le plus souvent :

- d'une poutre au vent triangulée installée dans le plan des versants de toiture,
- de poutres triangulées de même nature installées dans le plan des planchers intermédiaires ; fréquemment, ces planchers comportent une dalle en béton armé ou un platelage aptes à remplir directement cette fonction de poutre horizontale,

- de palées verticales triangulées installées dans chaque file de poteaux.

Suivant l'implantation choisie pour ces différents sous-ensembles sur la longueur du bâtiment, il peut être nécessaire de compléter le dispositif par des éléments longitudinaux assurant, en compression ou en traction, le lien entre les poutres et les palées.

Poutre au vent suivant versants

Pour les bâtiments simples, on constitue en fait cette poutre à partir d'éléments d'ossature préexistants : les semelles supérieures des traverses de deux portiques adjacents, ou, le cas échéant, les membrures supérieures de deux fermes en treillis adjacentes, constituent les deux membrures de la poutre au vent ; tout ou partie des pannes de la travée sélectionnée jouent le rôle de montants de triangulation. Il ne manque que les diagonales de triangulation qui sont donc les seuls éléments à ajouter. Lorsque la portée des pannes est sensiblement plus importante que le pas de triangulation à obtenir, on doit consentir à implanter dans la travée sélectionnée une membrure spécifique de la poutre au vent de façon à conserver aux panneaux de triangulation une géométrie efficace.

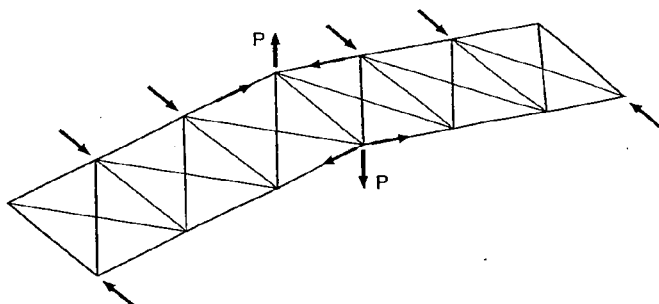
Les efforts à reprendre par les poutres au vent sont bien entendu les actions de vent sur les pignons et éventuellement des efforts de dilatation thermique si des bridages sont provoqués par la conception du contreventement longitudinal. Dans le cas d'ouvrage exposé au risque sismique, des efforts supplémentaires sont à prévoir, mais ne se cumulent pas aux actions du vent. L'Eurocode 3 comporte des règles de détermination des efforts à prévoir dans les systèmes de contreventement au titre de la stabilisation au flambement ou au déversement de composants multiples transversaux comme les traverses des portiques ; les valeurs obtenues sont normalement à cumuler aux effets des autres actions concomitantes mais, en pratique, elles sont généralement suffisamment faibles pour être négligées.

Pour les diagonales de triangulation, il faut prendre garde à limiter leur longueur libre du point de vue de la flexion sous poids propre. Leur déformation sous cette flexion peut leur enlever toute efficacité pratique. Pour y remédier, il est nécessaire de prévoir des dispositifs intermédiaires de supportage.

La détermination des sollicitations dans les éléments des poutres au vent est immédiate s'agissant de systèmes treillis élémentaires.

Un effet indirect de leur fonctionnement est à signaler dans le cas où la pente des versants est un tant soit peu prononcée : la brisure au faîtage génère une composante verticale dont le sens dépend de l'effort dans la membrure concernée, et qui constitue

une sollicitation complémentaire pour la ferme ou la traverse de portique (Fig. 18-28).



**Poussées au vide
dues à la brisure des membrures**

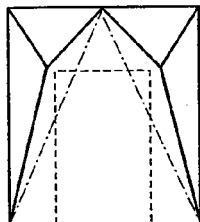
Figure 18-28

Enfin, la présence de jeux d'assemblage dans les poutres au vent de grande portée peut avoir plusieurs inconvénients. D'une part, la déformation de la poutre dans son ensemble en est très sensiblement accrue, particulièrement si le nombre de panneaux de triangulation est élevé : l'efficacité du maintien latéral d'éléments sujets à instabilité peut devenir insuffisante ainsi que la protection de la couverture vis-à-vis d'efforts parasites qui la sollicitent du fait de sa rigidité de diaphragme. D'autre part, si plusieurs travées de poutre au vent sont prévues pour fonctionner en continuité, la répartition des efforts peut être gravement perturbée par les glissements d'assemblages. Des mesures doivent donc souvent être prises pour réduire ou éliminer les jeux d'assemblages dans les poutres au vent : tolérances réduites sur les diamètres de perçages, cisaillement sur tige lisse, boulons précontraints travaillant au frottement, soudure...

Palées

Les palées sont des systèmes de contreventement vertical implantés dans les différentes files de poteaux et procurant un appui horizontal aux poutres au vent installées dans les différents niveaux du bâtiment. Les réactions d'appui peuvent leur être directement appliquées par les poutres ou leur être transmises par des sablières fonctionnant en compression ou en traction suivant le sens des efforts.

Aux charges reprises par les poutres au vent, peuvent s'ajouter les actions horizontales longitudinales exercées par les ponts roulants sur leurs chemins de roulement. Pour les bâtiments qui y sont exposés, les efforts horizontaux d'origine sismique peuvent être beaucoup plus pénalisants que dans la direction transversale, en particulier dans leur comparaison avec les efforts de



**Adaptation
de la triangulation
au gabarit imposé**

Figure 18-29

vent et surtout dans le cas de présence de planchers lourds, dans la mesure où toute la masse du bâtiment est normalement reprise sur un nombre restreint de palées.

Les palées en croix de Saint-André sont les plus communes dans les bâtiments courants, s'agissant de simples triangulations en croix installées entre deux poteaux adjacents. Pour un sens donné d'efforts, une seule des deux barres de ces croix est supposée travailler, en traction. Les profils les plus utilisés sont des cornières simples ou doubles. Un meilleur aspect est obtenu avec des tirants en rond plein ou des câbles. On peut aussi envisager de ne conserver qu'une diagonale par panneau, en choisissant un tube circulaire apte à reprendre l'effort tranchant en compression ; en aplatissant le tube aux extrémités, les assemblages peuvent rester de simples attaches boulonnées.

Les palées en V permettent de dégager un meilleur gabarit de passage mais contraignent à dimensionner une des deux diagonales en compression. Des formes plus élaborées de triangulation permettent d'augmenter encore la taille du passage libre (Fig. 18-29).

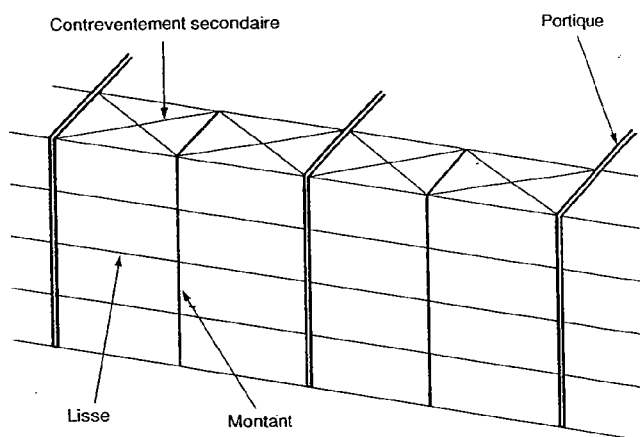
Lorsqu'aucune restriction du passage libre n'est admise, les palées doivent être constituées en portiques (dont les traverses peuvent éventuellement être en treillis). La limitation de leur déformation horizontale devient alors la préoccupation principale avec pour objectifs :

- de respecter des critères d'état limite de service liés au fonctionnement d'équipements et à la prévention de désordres à l'enveloppe du bâtiment ou à d'autres éléments de second œuvre ;
- d'assurer la compatibilité de comportement structurel avec des palées triangulées éventuellement disposées en « parallèle » ou avec des poutres au vent prévues en continuité sur plusieurs travées ;
- de limiter les effets du second ordre dans les cas où ces palées assurent le maintien latéral d'un nombre élevé de poteaux fortement comprimés.

XVIII. 5 — Ossatures de pans de fer

Le maintien des parois verticales de longs pans et de pignons nécessite, en règle générale, une ossature spécifique qui recoupe les portées entre éléments de la structure principale. Au minimum, cette ossature comporte des lisses horizontales, qui sont

l'équivalent des pannes pour les parois verticales. Pour les trames de longs pans les plus importantes et pour les pignons, il est souvent nécessaire d'appuyer les lisses sur des montants verticaux intermédiaires eux-mêmes appuyés horizontalement au niveau de la couverture (Fig. 18-30).



Ossature de façade

Figure 18-30

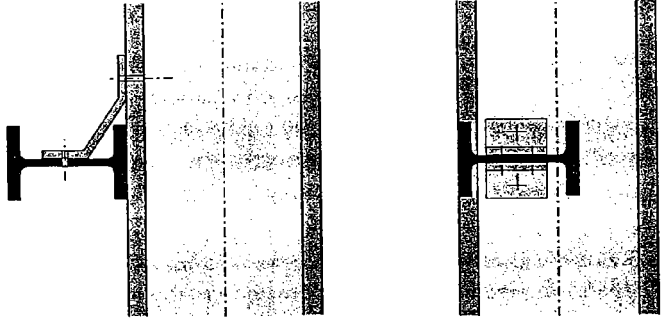
Pour ces éléments, l'action essentielle de dimensionnement est la pression horizontale qu'exerce le vent normalement à la paroi. On retient donc presque systématiquement des profils laminés en I, sollicités dans le sens de leur grande inertie. Des profils formés à froid similaires à ceux conçus pour les empannages peuvent également être employés.

Le poids propre de la paroi est le plus souvent directement repris en pied sans solliciter les lisses qui ne présentent d'ailleurs que leur plus faible inertie pour ce sens de flexion ; dans le cas contraire, des suspentes doivent maintenir des sections intermédiaires.

La disposition la plus économique consiste à faire passer les lisses « en applique » devant l'ossature principale et les montants de bardage de façon à pouvoir établir, comme pour les pannes, une continuité sur plusieurs travées ; les attaches peuvent alors s'effectuer par échantignoles.

Des impératifs d'encombrement ou autres peuvent parfois imposer que la semelle extérieure des lisses règne au même nu que celles des poteaux principaux et des montants intermédiaires. On est alors contraint de prévoir des travées isostatiques

évidemment bien moins favorables pour l'économie du dimensionnement ; les attaches s'effectuent par simples cornières boulonnées (Fig. 18-31).



Mise en place des lisses

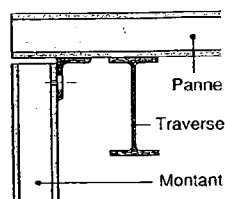
Figure 18-31

Comme dans le cas des pannes, la paroi à laquelle les lisses procurent un appui peut être exploitée pour la stabilisation au déversement. Les efforts de vent pouvant s'inverser, une vérification de stabilité au déversement reste cependant toujours nécessaire, dans les zones où la semelle comprimée n'est pas directement liée à la paroi. Cette condition devient particulièrement pénalisante pour les bâtiments ouverts qui subissent de fortes surpressions intérieures.

Les montants intermédiaires sont des pièces fléchies par les actions amenées par les lisses. Leur appui horizontal au niveau de la toiture et sur les éventuels niveaux intermédiaires du bâtiment doit être efficacement assuré. Pour les montants de longs pans, cela nécessite en général de mettre en place, en bas de versant, des éléments secondaires de contreventement qui reportent sur la structure primaire, en principe les portiques transversaux, l'action correspondante. Il peut bien sûr en être de même pour les niveaux intermédiaires.

Les montants sont évidemment isostatiques pour les bâtiments à un seul niveau mais peuvent être prévus en continuité dans le cas d'existence de plusieurs niveaux. Comme pour les lisses, une analyse de stabilité au déversement est nécessaire.

Lorsque les structures transversales dans les pignons sont conçues sur les mêmes bases que celles des files courantes, par exemple en vue d'une extension du bâtiment, on évite que les montants installés dans ces mêmes pignons reprennent des char-



Attache supérieure
d'un montant de bardage

Figure 18-32

ges verticales amenées par la couverture et les planchers intermédiaires en prévoyant des attaches présentant un degré de liberté de mouvement dans la direction verticale (Fig. 18-32).

Il est aussi possible d'adopter une conception inverse et de faire des montants intermédiaires des pièces fléchies et comprimées qui participent à la descente des charges verticales. C'est fréquemment le choix retenu pour les ossatures de longs pans lorsque l'importance de la maille a déjà conduit à dédoubler les structures reprenant les charges verticales. La vérification de stabilité doit alors être étendue aux risques de flambement.

XVIII. 6 — Plancher

Les planchers réalisent une partition dans le sens horizontal du volume délimité par l'enveloppe du bâtiment et l'on peut assigner à cette partition des fonctions très variées, dépendant du type d'ouvrage concerné.

On peut citer :

- la fonction structurelle,
- l'isolation phonique,
- l'isolation thermique,
- l'étanchéité,
- le confinement vis-à-vis d'un incendie éventuel.

Les réponses à ces exigences conduisent à des compositions de planchers plus ou moins complexes pouvant comporter, de la face supérieure à la sous-face :

- un revêtement de finition, choisi sur des critères de planéité, d'esthétique, de confort, de résistance à l'usure...
- diverses sous-couches contribuant aux performances d'isolation phonique et thermique ou à l'étanchéité,
- la paroi proprement dite apportant une résistance mécanique propre, associée ou non à une ossature constituée d'éléments fléchis,
- des éléments en sous-face, couche d'isolant, faux-plafond, enduits... répondant à des critères d'isolation et d'esthétique.

Beaucoup de planchers dans le domaine industriel présentent une composition extrêmement simplifiée par rapport à ces possibilités, n'ayant qu'un rôle de simples plates-formes destinées par exemple à une circulation occasionnelle d'entretien ou de surveillance ou au supportage d'éléments d'équipement de poids limité.

Des solutions entièrement métalliques, légères et facilement adaptables, sont alors adoptées :

- un platelage métallique, réalisé à partir de tôles ou d'éléments de caillebotis, constitue la paroi ; ce platelage peut aussi être composé d'un bac nervuré associé à des panneaux de particules ;
- un ensemble de solives et de poutres fléchies assure le maintien du platelage.

Les profils sont des I laminés ou reconstitués soudés dont les semelles supérieures règnent au même niveau, pour l'appui du platelage.

De ce fait, les liaisons sont des appuis simples, presque toujours réalisés par boulons en cisaillement et cornières d'attache. Lorsque les surfaces en cause sont peu importantes, il est très fréquent de suspendre ces planchers légers à l'ossature principale, évitant ainsi les gênes d'exploitation qu'occasionneraient des poteaux ; il est alors important de prévoir des contreventements verticaux qui permettent de transférer à la structure principale toute charge horizontale appliquée dans le plan du platelage et de prévenir tout effet de balancement du plancher.

Tous types d'ouvrages confondus, la grande majorité des planchers sont composés à partir d'une dalle en béton armé qui apporte directement une résistance structurelle intrinsèque élevée, la capacité de participer au contreventement général en fonctionnant en diaphragme horizontal monolithique et rigide, et un effet de masse utile à l'isolation phonique. La rigidité dans son plan de cette dalle peut être particulièrement utile pour répartir des efforts horizontaux entre plusieurs systèmes de contreventements verticaux disposés en parallèle.

Le maintien de solives dans l'ossature porteuse peut alors ne plus se justifier pour les dalles les plus épaisses. Les poutres en I laminés ou reconstitués soudés s'appuient sur les traverses de portiques et peuvent être conçues en continuité. Le recours à une solution en treillis conduit à des hauteurs en principe plus importantes mais permet le passage dans l'épaisseur du plancher des différents réseaux d'équipement à prévoir dans le bâtiment.

En dernier lieu, il faut mentionner la possibilité d'exploiter la présence de la dalle en béton pour établir une collaboration entre les poutres en acier et cette dalle. Ces solutions mixtes offrent généralement des performances très élevées et sont donc particulièrement intéressantes. Leurs spécificités les situent néanmoins hors du cadre du présent ouvrage et elles ne seront donc pas développées ici.

XVIII. 7 — Chemins de roulement

Les chemins de roulement d'un pont roulant qui équipe le bâtiment sont normalement intégrés dans la structure et fournis, avec le rail, par le constructeur métallique. Ils sont constitués par des poutres orientées longitudinalement sur lesquelles sont posés les rails destinés au roulement des galets du pont.

Les actions amenées par un pont roulant sur ses supports sont assez complexes, variant en fonction des mouvements imposés à la charge manipulée (levage, mouvements de translation et de direction) et de la position du chariot par rapport aux chemins de roulement. En règle générale, elles comportent au droit du contact galet-rail :

- une composante verticale,
- une composante horizontale transversale,
- une composante horizontale longitudinale.

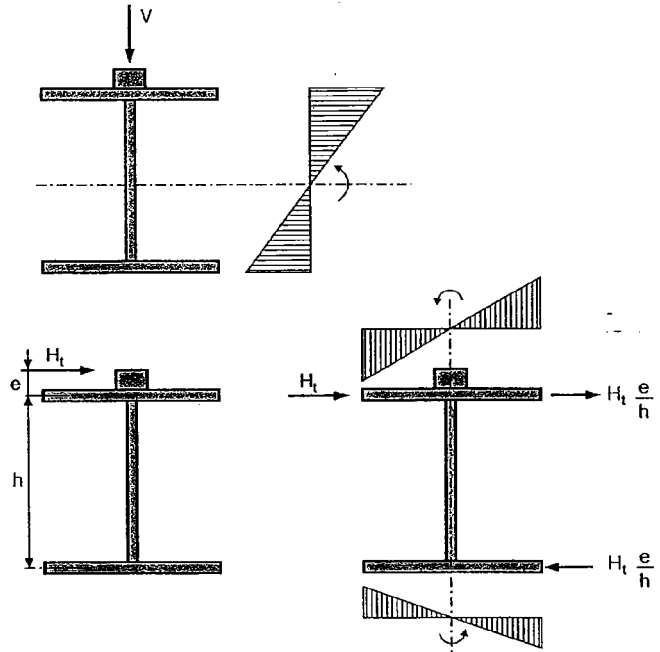
La poutre disposée sous rail se trouve soumise à une flexion biaxiale et à des moments de torsion. Les charges ponctuelles verticales amenées par les galets occasionnent en plus des contraintes locales importantes à la liaison âme-semelle supérieure. L'effort longitudinal, repris par effort normal, ne donne en principe pas lieu à des contraintes significatives.

Une particularité essentielle des charges amenées par les ponts roulants est leur caractère cyclique, susceptible de générer, au moins pour les installations importantes, des phénomènes de fatigue au bout de quelques années d'exploitation. Pour cette raison, la conception des chemins de roulement nécessite une vigilance spécifique dans le choix des matériaux et dans la mise au point des dispositions constructives pour qu'elles n'occasionnent aucune faiblesse excessive du point de vue du comportement dans le temps. Les zones directement affectées par l'introduction locale des charges de galets, liaisons rail-semelle et semelle-âme, sont particulièrement visées par ces problèmes.

L'usage courant est de prévoir pour les chemins de roulement des poutres isostatiques. La mise en continuité des travées successives, intéressante en théorie pour optimiser le dimensionnement, peut en effet engendrer des problèmes de tenue en fatigue, en raison des contraintes générales alternées que cela provoque dans les poutres. Également, les solutions isostatiques simplifient à la fois les calculs de dimensionnement et la mise en œuvre et le réglage de la structure. Elles rendent bien entendu plus pénalisants les critères d'états limites de service.

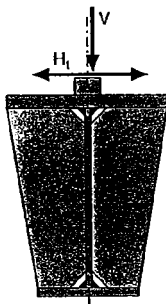
Pour les installations modestes, travées de l'ordre de 5-6 mètres et charge nominales inférieures à 100 kN, il est possible de constituer les chemins de roulement avec de simples profils

laminés. Compte tenu de la flexion latérale et des moments de torsion, les profils de type H sont en principe les mieux adaptés. Le modèle de calcul peut être très simplifié et la résistance est établie sur la base d'un calcul élastique des contraintes (Fig. 18-33).



Modèle simplifié de calcul d'un chemin de roulement

Figure 18-33



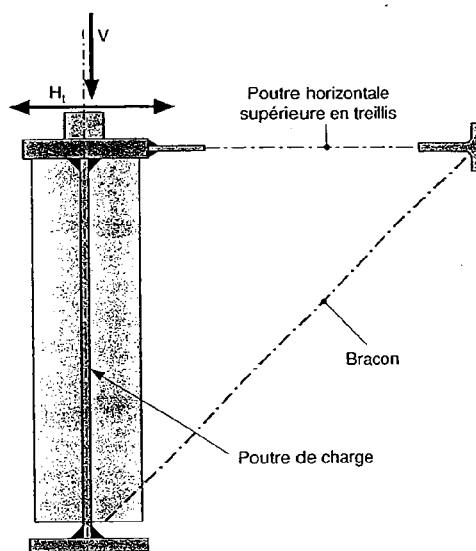
Chemin de roulement reconstitué soudé

Figure 18-34

Pour les charges et les portées plus importantes, un profil symétrique n'est plus suffisamment adapté aux sollicitations. On peut conserver une solution en profil laminé mais renforcer l'aile supérieure, en particulier par des cornières, ce qui a pour effet de remonter le centre de gravité de la section et donc de le rapprocher du point d'application des charges horizontales transversales et limiter ainsi les moments de torsion. On peut aussi adopter un profil reconstitué soudé dont la semelle supérieure sera, par construction, plus importante que la semelle inférieure (Fig. 18-34). Des raidisseurs transversaux régulièrement espacés permettent de décomposer les moments de torsion en couples de forces horizontales au niveau des semelles supérieure et inférieure et d'assurer la stabilité de l'âme sous les différentes contraintes qui lui sont appliquées : contraintes

longitudinales de flexion, contraintes de cisaillement transversales, contraintes de compression localisées au droit de l'impact d'un galet.

Une étape suivante consiste à prévoir une poutre horizontale triangulée au niveau de la semelle supérieure de la poutre verticale : les fonctions se trouvent ainsi séparées entre la reprise des charges verticales et celle des charges horizontales et des moments de torsion. La membrure déportée de la poutre horizontale doit être maintenue verticalement à intervalles réguliers par des bracons la liant à la semelle inférieure de la poutre principale, dite aussi poutre de charge (Fig. 18-34).

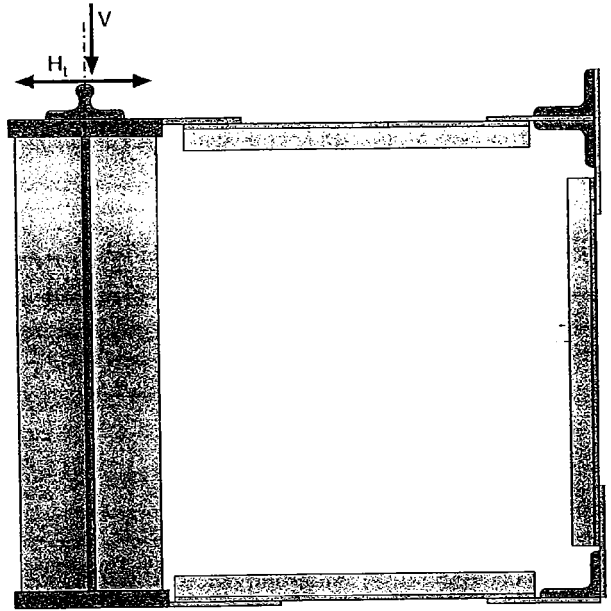


Chemin de roulement avec poutre horizontale supérieure

Figure 18-35

Les appareils les plus lourds peuvent nécessiter la constitution d'un caisson rectangulaire à trois faces treillis, formé de la poutre de charge, de deux poutres horizontales haute et basse et d'une poutre verticale secondaire parallèle à la première (Fig. 18-36). En règle générale, on s'efforce de donner aux attaches reliant les quatre poutres une certaine souplesse vis-à-vis de la distorsion de la section transversale, de façon qu'elles fonctionnent de manière pratiquement indépendante : la poutre de charge reprend seule les actions verticales, la poutre horizontale supérieure reprend seule les charges horizontales transversales et le moment de torsion est décomposé en couple de deux forces horizontales égales et opposées affectées aux

poutres supérieure et inférieure. La poutre verticale secondaire ne reprend que le poids propre des triangulations inférieure et supérieure et une part des charges verticales amenées par une éventuelle passerelle de visite installée sur la poutre horizontale supérieure.



**Chemin de roulement en caisson
à trois faces treillis**

Figure 18-36

On peut aussi concevoir des caissons rigides rectangulaires reconstitués soudés qui permettent d'obtenir des rigidités de flexion et de torsion importantes. Ils sont régulièrement raidis transversalement et calculés comme une section unique à laquelle sont appliquées toutes les actions précédemment énumérées.

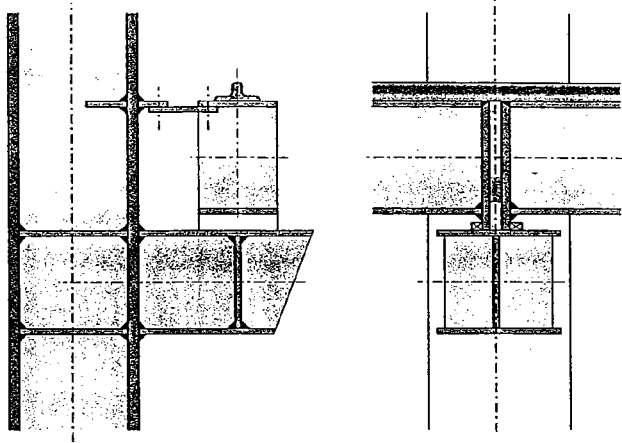
Les appuis des poutres de roulement doivent être étudiés avec soin pour assurer un fonctionnement cohérent de l'installation, en particulier pour éviter d'entraver les rotations d'appui qui sont associées à la flexion de travées isostatiques. Le plus souvent, des consoles sont soudées sur les poteaux de portiques et reçoivent directement la charge verticale par l'intermédiaire de platines verticales débordantes formant couteaux d'appui. La reprise des charges horizontales transversales est en principe

assurée en liant au poteau la semelle supérieure par des bielles d'axe vertical qui laisse libre la rotation de la poutre autour d'un axe horizontal transversal. Combiné avec le blocage latéral de la face inférieure de la platine d'about, ce dispositif assure le nécessaire maintien en torsion de la section d'appui. Au droit de la travée de stabilité longitudinale, un dispositif de reprise des efforts longitudinaux de freinage doit être prévu (Fig. 18-37).



Poteau baïonnette

Figure 18-38



Appui d'un chemin de roulement

Figure 18-37

Pour les ponts les plus importants, l'appui sur les poteaux des chemins de roulement ne peut plus s'effectuer par des consoles compte tenu de l'intensité de la charge verticale : on constitue un poteau baïonnette dont le décalage de hauteur de section permet un appui direct du chemin de roulement au niveau approprié (Fig. 18-38).

Annexes

Annexe 1 — Valeurs de calcul des propriétés de l'acier

■ Limite d'élasticité f_y et résistance à la traction f_u

Le tableau qui suit fournit les valeurs utilisables dans les calculs pour les pièces d'épaisseurs inférieures à 16 mm. Au-delà de cette limite, un abattement des caractéristiques mécaniques doit être opéré, suivant les indications fournies par les normes de référence des aciers concernés.

nuance	f_y N/mm ²	f_u N/mm ² pour les aciers		
		courants	normalisés	thermomécaniques
S235	235	360	—	—
S275	275	430	370	360
S355	355	510	470	450
S420	420	540	520	500
S460	460	570	550	530

■ module d'élasticité longitudinale $E = 210\,000 \text{ N/mm}^2$

■ coefficient de Poisson $\nu = 0,3$

■ module d'élasticité transversale $G = E / 2(1 + \nu)$
soit $G = 80\,800 \text{ N/mm}^2$

■ coefficient de dilatation $\alpha = 12 \times 10^{-6}$

■ masse volumique $\rho = 7\,850 \text{ kg/m}^3$

Annexe 2 — Caractéristiques mécaniques de quelques produits sidérurgiques courants

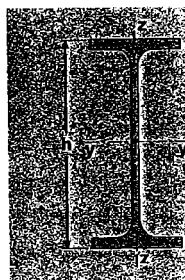
Les tableaux qui suivent donnent, pour quelques produits sidérurgiques d'usage très courant, les caractéristiques mécaniques les plus utiles au dimensionnement :

- profils I européens allégés IPEA
- profils I européens IPE
- profils H européens HEA
- profils H européens HEB
- cornières simples à ailes égales
- cornières jumelées à ailes égales
- profils creux circulaires finis à chaud, suivant norme NF A 49-501
- profils creux carrés finis à chaud, suivant norme NF A 49-501

Les catalogues diffusés par la sidérurgie et l'Office technique pour l'utilisation de l'acier (OTUA) fournissent de manière complète les caractéristiques géométriques et mécaniques de l'ensemble des produits sidérurgiques disponibles.

Caractéristiques des profilés I européens allégés

PROFIL	h mm	A cm ²	S m ² /m	I _y cm ⁴	W _y cm ³	W _{pl,y} cm ³	A _x cm ²	I _x cm ⁴	W _x cm ³	W _{pl,x} cm ³	I _y cm ⁴	I _x × 10 ⁻³ cm ⁴
IPE A 80	78	6,38	0,325	64,38	16,51	18,98	3,07	6,85	2,98	4,69	0,42	0,09
IPE A 100	98	8,78	0,397	141,2	28,81	32,98	4,44	13,12	4,77	7,54	0,77	0,28
IPE A 120	117,6	11,03	0,472	257,4	43,77	49,87	5,41	22,39	7,00	10,98	1,04	0,71
IPE A 140	137,4	13,39	0,547	434,9	63,30	71,60	6,21	36,42	9,98	15,52	1,36	1,58
IPE A 160	157	16,18	0,619	689,3	87,81	99,09	7,80	54,43	13,27	20,70	1,96	3,09
IPE A 180	177	19,58	0,694	1 063	120,1	135,3	9,20	81,89	18,00	27,96	2,70	5,93
IPE A 200	197	23,47	0,764	1 591	161,6	181,7	11,47	117,2	23,43	36,54	4,11	10,53
IPE A 220	217	28,26	0,843	2 317	213,5	240,2	13,55	171,4	31,17	48,49	5,69	18,71
IPE A 240	237	33,31	0,918	3 290	277,7	311,6	16,31	240,1	40,02	62,40	8,35	31,26
IPE A 270	267	39,15	1,037	4 917	368,3	412,5	18,75	358,0	53,03	82,34	10,30	59,51
IPE A 300	297	46,53	1,156	7 173	483,1	541,8	22,25	519,0	69,20	107,3	13,43	107,2
IPE A 330	327	54,74	1,250	10 230	625,7	701,9	26,99	685,2	85,64	133,3	19,57	171,5
IPE A 360	357,6	63,96	1,351	14 520	811,8	906,8	29,76	944,3	111,1	171,9	26,51	282
IPE A 400	397	73,1	1,464	20 290	1 022	1 144	35,78	1 171	130,1	202,1	34,79	432,2
IPE A 450	447	85,55	1,603	29 760	1 331	1 494	42,26	1 502	158,1	245,7	45,67	704,9
IPE A 500	497	101,1	1,741	42 930	1 728	1 946	50,41	1 939	193,9	301,6	62,78	1 125
IPE A 550	547	117,3	1,875	59 980	2 193	2 475	60,30	2 432	231,6	361,5	86,53	1 710
IPE A 600	597	137	2,013	82 920	2 778	3 141	70,14	3 116	283,3	442,1	118,8	2 607

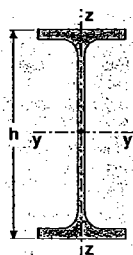


h : hauteur du profilé
A : aire de la section droite
S : surface du contour extérieur par mètre linéaire
I_y : moment d'inertie principale autour de l'axe fort
W_y : module élastique de flexion autour de l'axe fort
W_{pl,y} : module plastique de flexion autour de l'axe fort

A_x : aire de cisaillement
I_x : moment d'inertie principale autour de l'axe faible
W_x : module élastique de flexion autour de l'axe faible
W_{pl,x} : module plastique de flexion autour de l'axe faible
I_t : inertie de torsion
I_ω : facteur de gauchissement

Caractéristiques des profilés I européens

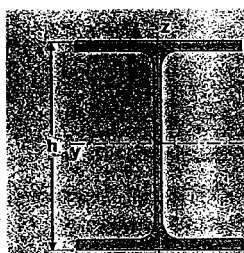
PROFIL	h mm	A cm ²	S m ² /m	I _y cm ⁴	W _y cm ³	W _{pl,y} cm ³	A _{vz} cm ²	I _z cm ⁴	W _z cm ³	W _{pl,z} cm ³	I _t cm ⁴	I _ω × 10 ⁻³ cm ⁴
IPE 80	80	7,64	0,328	80,14	20,03	23,22	3,58	8,49	3,69	5,82	0,70	0,12
IPE 100	100	10,32	0,400	171	34,20	39,41	5,08	15,92	5,79	9,15	1,20	0,35
IPE 120	120	13,21	0,475	317,8	52,96	60,73	6,31	27,67	8,65	13,58	1,74	0,89
IPE 140	140	16,43	0,551	541,2	77,32	88,34	7,64	44,92	12,31	19,25	2,45	1,98
IPE 160	160	20,09	0,623	869,3	108,7	123,9	9,66	68,31	16,66	26,10	3,60	3,96
IPE 180	180	23,95	0,698	1 317	146,3	166,4	11,25	100,9	22,16	34,60	4,79	7,43
IPE 200	200	28,48	0,768	1 943	194,3	220,6	14,00	142,4	28,47	44,61	6,98	12,99
IPE 220	220	33,37	0,848	2 772	252,0	285,4	15,88	204,9	37,25	58,11	9,07	22,67
IPE 240	240	39,12	0,922	3 892	324,3	366,6	19,14	283,6	47,27	73,92	12,88	37,39
IPE 270	270	45,94	1,041	5 790	428,9	484,0	22,14	419,9	62,20	96,95	15,94	70,58
IPE 300	300	53,81	1,160	8 356	557,1	628,4	25,68	603,8	80,50	125,2	20,12	125,9
IPE 330	330	62,61	1,254	11 770	713,1	804,3	30,81	788,1	98,52	153,7	28,15	199,1
IPE 360	360	72,73	1,353	16 270	903,6	1 019	35,14	1 043	122,8	191,1	37,32	313,6
IPE 400	400	84,46	1,467	23 130	1 156	1 307	42,69	1 318	146,4	229,0	51,08	490
IPE 450	450	98,82	1,605	33 740	1 500	1 702	50,85	1 676	176,4	276,4	66,87	791
IPE 500	500	115,5	1,744	48 200	1 928	2 194	59,87	2 142	214,2	335,9	89,29	1 249
IPE 550	550	134,4	1,877	67 120	2 441	2 787	72,34	2 668	254,1	400,5	123,2	1 884
IPE 600	600	156,0	2,015	92 080	3 069	3 512	83,78	3 387	307,9	485,6	165,4	2 846
IPE 750 × 137	753	174,6	2,506	159 900	4 246	4 865	92,90	5 166	392,8	614,1	137,1	6 980
IPE 750 × 147	753	187,5	2,510	166 100	4 411	5 110	105,4	5 289	399,2	630,8	161,5	7 141
IPE 750 × 173	762	221,3	2,534	205 800	5 402	6 218	116,4	6 873	514,9	809,9	273,6	9 391
IPE 750 × 196	770	250,8	2,552	240 300	6 241	7 174	127,3	8 175	610,1	958,8	408,9	11 290



h : hauteur du profilé
A : aire de la section droite
S : surface du contour extérieur par mètre linéaire
I_y : moment d'inertie principale autour de l'axe fort
W_y : module élastique de flexion autour de l'axe fort
W_{pl,y} : module plastique de flexion autour de l'axe fort

A_{vz} : aire de cisaillement
I_z : moment d'inertie principale autour de l'axe faible
W_z : module élastique de flexion autour de l'axe faible
W_{pl,z} : module plastique de flexion autour de l'axe faible
I_t : inertie de torsion
I_ω : facteur de gauchissement

Caractéristiques des profils HEA												
PROFIL	h mm	A cm ²	S m ² /m	I _y cm ⁴	W _y cm ³	W _{pl,y} cm ³	A _x cm ²	I _x cm ⁴	W _x cm ³	W _{pl,x} cm ³	I _t cm ⁴	I _x × 10 ⁻³ cm ⁶
HEA 100	96	21,24	0,561	349,2	72,76	83,01	7,56	133,8	26,76	41,14	5,24	2,58
HEA 120	114	25,34	0,677	606,2	106,3	119,5	8,46	230,9	38,48	58,85	5,99	6,47
HEA 140	133	31,42	0,794	1 033	155,4	173,5	10,12	389,3	55,62	84,85	8,13	15,06
HEA 160	152	38,77	0,906	1 673	220,1	245,1	13,21	615,6	76,95	117,6	12,19	31,41
HEA 180	171	45,25	1,024	2 510	293,6	324,9	14,47	924,6	102,7	156,5	14,8	60,21
HEA 200	190	53,83	1,136	3 692	388,6	429,5	18,08	1 336	133,6	203,8	20,98	108
HEA 220	210	64,34	1,255	5 410	515,2	568,5	20,67	1955	177,7	270,6	28,46	193,3
HEA 240	230	76,84	1,369	7 763	675,1	744,6	25,18	2769	230,7	351,7	41,55	328,5
HEA 260	250	86,82	1,484	10 450	836,4	919,8	28,76	3 668	282,1	430,2	52,37	516,4
HEA 280	270	97,26	1,603	13 670	1 013	1 112	31,74	4 763	340,2	518,1	62,1	785,4
HEA 300	290	112,5	1,717	18 260	1 260	1 383	37,28	6 310	420,6	641,2	85,17	1 200
HEA 320	310	124,4	1,756	22 930	1 479	1 628	41,13	6 985	465,7	709,7	108	1 512
HEA 340	330	133,5	1,795	27 690	1 678	1 850	44,95	7 436	495,7	755,9	127,2	1 824
HEA 360	350	142,8	1,834	33 090	1 891	2 088	48,96	7 887	525,8	802,3	148,8	2 177
HEA 400	390	159	1,912	45 070	2 311	2 562	57,33	8 564	570,9	872,9	189	2 942
HEA 450	440	178	2,011	63 720	2 896	3 216	65,78	9 465	631	965,5	243,8	4 148
HEA 500	490	197,5	2,11	86 970	3 550	3 949	74,72	10 370	691,1	1 059	309,3	5 643
HEA 550	540	211,8	2,209	111 900	4 146	4 622	83,72	10 820	721,3	1 107	351,5	7 189
HEA 600	590	226,5	2,308	141 200	4 787	5 350	93,21	11 270	751,4	1 156	397,8	8 978
HEA 650	640	241,6	2,407	175 200	5 474	6 136	103,2	11 720	781,6	1 205	448,3	11 030
HEA 700	690	260,5	2,505	215 300	6 241	7 032	117	12 180	811,9	1 257	513,9	13 350
HEA 800	790	285,8	2,698	303 400	7 682	8 699	138,8	12 640	842,6	1 312	596,9	18 290
HEA 900	890	320,5	2,896	422 100	9 485	10 810	163,3	13 550	903,2	1 414	736,8	24 960
HEA 1000	990	346,8	3,095	553 800	11 190	12 820	184,6	14 000	933,6	1 470	822,4	32 070



- h : hauteur du profil
 A : aire de la section droite
 S : surface du contour extérieur par mètre linéaire
 I_y : moment d'inertie principale autour de l'axe fort
 W_y : module élastique de flexion autour de l'axe fort
 W_{pl,y} : module plastique de flexion autour de l'axe fort

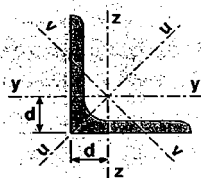
- A_x : aire de cisaillement
 I_x : moment d'inertie principale autour de l'axe faible
 W_x : module élastique de flexion autour de l'axe faible
 W_{pl,x} : module plastique de flexion autour de l'axe faible
 I_t : inertie de torsion
 I₀ : facteur de gauchissement

Caractéristiques des profils HEB												
PROFIL	h mm	A cm ²	S m ² /m	I _y cm ⁴	W _y cm ³	W _{pl,y} cm ³	A _{vz} cm ²	I _z cm ⁴	W _z cm ³	W _{pl,z} cm ³	I _t cm ⁴	I _x 10 ⁻³ cm ⁶
HEB 100	100	26,04	0,567	449,5	89,91	104,2	9,040	167,3	33,45	51,42	9,250	3,380
HEB 120	120	34,01	0,686	864,4	144,1	165,2	10,96	317,5	52,92	80,97	13,84	9,410
HEB 140	140	42,96	0,805	1 509	215,6	245,4	13,08	549,7	78,52	119,8	20,06	22,48
HEB 160	160	54,25	0,918	2 492	311,5	354,0	17,59	889,2	111,2	170,0	31,24	47,94
HEB 180	180	65,25	1,037	3 831	425,7	481,4	20,24	1 363	151,4	231,0	42,16	93,75
HEB 200	200	78,08	1,151	5 696	569,6	642,5	24,83	2 003	200,3	305,8	59,28	171,1
HEB 220	220	91,04	1,270	8 091	735,5	827,0	27,92	2 843	258,5	393,9	76,57	295,4
HEB 240	240	106,0	1,384	11 260	938,3	1 053	33,23	3 923	326,9	498,4	102,7	486,9
HEB 260	260	118,4	1,499	14 920	1 148	1 283	37,59	5 135	395,0	602,2	123,8	753,7
HEB 280	280	131,4	1,618	19 270	1 376	1 534	41,09	6 595	471,0	717,6	143,7	1 130
HEB 300	300	149,1	1,732	25 170	1 678	1 869	47,43	8 563	570,9	870,1	185,0	1 688
HEB 320	320	161,3	1,771	30 820	1 926	2 149	51,77	9 239	615,9	939,1	225,1	2 069
HEB 340	340	170,9	1,810	36 660	2 156	2 408	56,09	9 690	646,0	985,7	257,2	2 454
HEB 360	360	180,6	1,849	43 190	2 400	2 683	60,60	10 140	676,1	1 032	292,5	2 883
HEB 400	400	197,8	1,927	57 680	2 884	3 232	69,98	10 820	721,3	1 104	355,7	3 817
HEB 450	450	218,0	2,026	79 890	3 551	3 982	79,66	11 720	781,4	1 198	440,5	5 258
HEB 500	500	238,6	2,125	107 200	4 287	4 815	89,82	12 620	841,6	1 292	538,4	7 018
HEB 550	550	254,1	2,224	136 700	4 971	5 591	100,1	13 080	871,8	1 341	600,3	8 856
HEB 600	600	270,0	2,323	171 000	5 701	6 425	110,8	13 530	902,0	1 391	667,2	10 970
HEB 650	650	286,3	2,422	210 600	6 480	7 320	122,0	13 980	932,3	1 441	739,2	13 360
HEB 700	700	306,4	2,520	256 900	7 340	8 327	137,1	14 440	962,7	1 495	830,9	16 060
HEB 800	800	334,2	2,713	359 100	8 977	10 230	161,8	14 900	993,6	1 553	946,0	21 840
HEB 900	900	371,3	2,911	494 100	10 980	12 580	188,8	15 820	1054	1 658	1 137	29 460
HEB 1000	1 000	400,0	3,110	644 700	12 890	14 860	212,5	16 280	1085	1 716	1 254	37 640

h : hauteur du profil
 A : aire de la section droite
 S : surface du contour extérieur par mètre linéaire
 I_y : moment d'inertie principale autour de l'axe fort
 W_y : module élastique de flexion autour de l'axe fort
 W_{pl,y} : module plastique de flexion autour de l'axe fort

A_{vz} : aire de cisaillement
 I_z : moment d'inertie principale autour de l'axe faible
 W_z : module élastique de flexion autour de l'axe faible
 W_{pl,z} : module plastique de flexion autour de l'axe faible
 I_t : inertie de torsion
 J_ω : facteur de gauchissement

Caractéristiques des cornières simples					
PROFIL	A cm ²	d cm	i _y cm	i _z cm	i _x cm
L 35 × 35 × 3,5	2,35	0,97	1,06	1,34	0,68
L 40 × 40 × 4	3,08	1,12	1,21	1,52	0,78
L 45 × 45 × 4,5	3,90	1,26	1,35	1,70	0,87
L 50 × 50 × 5	4,80	1,40	1,51	1,90	0,97
L 60 × 60 × 6	6,91	1,69	1,82	2,29	1,17
L 70 × 70 × 7	9,40	1,97	2,12	2,67	1,36
L 80 × 80 × 8	12,27	2,26	2,43	3,06	1,56
L 90 × 90 × 9	15,52	2,54	2,73	3,44	1,76
L 100 × 100 × 10	19,15	2,82	3,04	3,83	1,95
L 120 × 120 × 12	27,54	3,40	3,65	4,60	2,35
L 150 × 150 × 15	43,02	4,25	4,57	5,76	2,93
L 180 × 180 × 18	61,91	5,10	5,49	6,92	3,52
L 200 × 200 × 20	76,35	5,68	6,11	7,70	3,92



A : aire de la section transversale

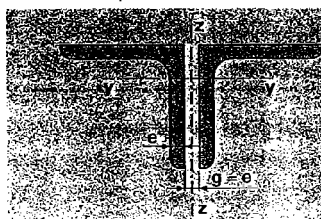
d : distance du centre de gravité à la face extérieure d'une aile

i_y : rayon de giration autour d'un axe parallèle à une aile

i_x : rayon de giration maximal

i_y : rayon de giration minimal

Caractéristiques des cornières jumelées à ailes égales					
PROFIL	A cm ²	d cm	i _y cm	i _z cm	W _y cm ³
LD 35 × 35 × 3,5	4,70	0,97	1,06	1,54	2,12
LD 40 × 40 × 4	6,16	1,12	1,21	1,79	3,10
LD 45 × 45 × 4,5	7,80	1,26	1,35	1,99	4,40
LD 50 × 50 × 5	9,60	1,40	1,51	2,24	6,10
LD 60 × 60 × 6	13,82	1,69	1,82	2,69	10,6
LD 70 × 70 × 7	18,80	1,97	2,12	3,14	16,8
LD 80 × 80 × 8	24,54	2,26	2,43	3,60	25,2
LD 90 × 90 × 9	31,04	2,54	2,73	4,05	35,9
LD 100 × 100 × 10	38,30	2,82	3,04	4,50	49,2
LD 120 × 120 × 12	55,08	3,40	3,65	5,42	85,4
LD 150 × 150 × 15	86,04	4,25	4,57	6,77	167
LD 180 × 180 × 18	123,8	5,10	5,49	8,13	289
LD 200 × 200 × 20	152,7	5,68	6,11	9,05	398



A : aire de la section transversale

i_y : rayon de giration minimal

i_x : rayon de giration maximal

(épaisseur du gousset prise égale à celle de l'aile de la cornière)

W_y : module de flexion élastique autour de l'axe faible

Caractéristiques des profils creux circulaires finis à chaud
(norme NF A 49-501)

D mm	e mm	A cm ²	I cm ⁴	i cm	W cm ³	W _p cm ³	J cm ⁴	C cm ³
21,3	2,3	1,373	0,629	0,677	0,590	0,834	1,257	1,304
26,9	2,3 3,2	1,778 2,383	1,356 1,703	0,874 0,846	1,008 1,266	1,396 1,808	2,713 3,407	2,186 2,823
33,7	2,6 4,0	2,540 3,732	3,093 4,190	1,103 1,060	1,835 2,487	2,521 3,550	6,185 8,380	3,950 5,542
42,4	2,6 4,0	3,251 4,825	6,464 8,991	1,410 1,365	3,049 4,241	4,124 5,920	12,03 17,98	6,469 9,265
48,3	2,9 4,0	4,136 5,567	10,70 13,77	1,608 1,573	4,431 5,701	5,985 7,871	21,40 27,54	9,389 12,33
60,3	2,9 5,0	5,229 8,686	21,59 33,48	2,032 1,963	7,162 11,10	9,563 15,33	43,18 66,95	15,01 24,02
70,0	2,9	6,113	34,47	2,375	9,848	13,07	68,94	20,51
76,1	2,9 5,0	6,669 11,17	44,74 70,92	2,590 2,520	11,76 18,64	15,55 25,32	89,48 141,8	24,41 39,70
88,9	3,2 5,0	8,615 13,18	79,21 116,4	3,032 2,972	17,82 26,18	23,51 35,24	158,4 232,7	36,92 55,29
101,6	3,6 5,0	11,08 15,17	133,2 177,5	3,467 3,420	26,23 34,93	34,59 46,70	266,5 354,9	54,31 73,3
114,3	3,6 6,3	12,52 21,38	192,0 312,7	3,916 3,825	33,59 54,72	44,13 73,6	384,0 625,4	69,30 115,4
139,7	4,0 8,0	17,05 33,10	392,9 720	4,800 4,665	56,24 103,1	73,68 138,9	785,7 1 441	115,7 218,0
168,3	4,5 8,0	23,16 40,29	777,2 1 297	5,793 5,675	92,36 154,2	120,8 205,7	1 554 2 595	189,7 322,9
193,7	5,4 10,0	31,94 57,71	1 417 2 442	6,660 6,504	146,3 252,1	191,5 337,8	2 834 4 883	300,8 530,1
219,1	5,9 12,5	39,52 81,1	2 247 4 345	7,541 7,318	205,1 396,6	268,2 534,2	4 494 8 689	421,3 838
244,5	6,3 12,5	47,14 91,1	3 346 6 147	8,425 8,214	273,7 502,9	357,5 673	6 692 12 295	561,5 1 057
273,0	6,3 12,5	52,79 102,3	4 696 8 697	9,432 9,221	344,0 637,2	448,2 849	9 392 17 395	703,9 1 332
323,9	7,1 16,0	70,66 154,8	8 869 18 390	11,20 10,90	547,7 1 136	712,7 1 518	17 739 36 780	1 119 2 383
355,6	8,0 16,0	87,36 170,7	13 201 24 663	12,29 12,02	742,5 1 387	966,8 1 847	26 403 49 326	1 518 2 899
406,4	8,8 16,0	109,9 196,2	21 732 37 449	14,6 13,81	1 069 1 843	1 391 2 440	43 463 74 898	2 185 3 831
457	8,8 20,0	123,9 274,6	31 126 65 681	15,85 15,47	1 362 2 874	1 768 3 822	62 252 131 363	2 777 5 999
508	8,8 20,0	138,0 306,6	43 003 91 428	17,65 17,27	1 693 3 600	2 193 4 766	86 006 182 855	3 445 7 482
610	10,0 20,0	188,5 370,7	84 846 161 490	21,22 20,87	2 782 5 295	3 600 6 965	169 693 322 979	5 655 10 936
711	10,0 20,0	220,2 434,2	135 301 259 351	24,79 24,44	3 806 7 295	4 914 9 552	270 603 518 701	7 719 15 000
813	10,0 20,0	252,3 498,3	203 364 391 909	28,39 28,05	5 003 9 641	6 448 12 580	406 727 783 818	10 129 19 756
914	10,0 20,0	284,0 561,7	290 147 561 461	31,96 31,62	6 349 12 286	8 172 15 987	580 294 1 122 921	12 837 25 109
1 016	10,0 20,0	316,0 625,8	399 849 776 323	35,57 35,22	7 871 15 282	10 121 19 843	799 699 1 552 647	15 897 31 165



A : aire de la section droite
 I : moment d'inertie
 i : rayon de giration
 W : module élastique de flexion

W_{pl} : module plastique de flexion
 J : inertie de torsion
 C : module de torsion

**Caractéristiques des profils creux carrés finis à chaud
(norme NF A 49-501)**

b mm	e mm	A cm ²	I cm ⁴	i cm	W cm ³	W _p cm ³	J cm ⁴	C cm ³
22	2,30	1,787	1,141	0,799	1,038	1,309	1,803	1,460
28	2,60 4,00	2,609 3,763	2,776 3,534	1,032 0,969	1,983 2,524	2,468 3,338	4,378 5,547	2,821 3,389
35	2,60 4,00	3,337 4,883	5,796 7,707	1,318 1,256	3,312 4,404	4,034 5,621	9,094 12,17	4,783 6,133
40	2,60 4,00	3,857 5,683	8,937 12,13	1,522 1,461	4,469 6,066	5,387 7,612	13,97 19,15	6,497 8,573
45	2,60 4,00	4,377 6,483	13,05 17,99	1,727 1,666	5,799 7,995	6,935 9,902	20,33 28,34	8,470 11,41
50	3,20 5,00	5,941 8,879	21,56 29,62	1,905 1,826	8,624 11,85	10,38 14,87	33,69 46,76	12,55 16,74
55	3,20 5,00	6,581 9,879	29,28 40,75	2,109 2,031	10,65 14,82	12,74 18,40	45,64 64,25	15,55 21,12
60	3,20 5,00	7,221 10,88	38,65 54,37	2,314 2,236	12,88 18,12	15,33 22,31	60,10 85,56	18,87 25,99
70	3,20 5,00	8,501 12,88	62,99 90,07	2,722 2,644	18,00 25,73	21,24 31,25	97,55 141,2	26,47 37,24
80	3,20 6,30	9,781 18,38	95,85 165,1	3,130 2,997	23,96 41,27	28,11 50,52	148,0 259,4	35,36 59,40
90	3,20 6,30	11,06 20,90	138,5 242,4	3,539 3,406	30,78 53,87	35,94 65,30	213,2 379,8	45,52 78,04
100	3,20 6,30	12,34 23,42	192,3 340,7	3,947 3,814	38,45 68,15	44,72 82,0	295,3 532,3	56,96 99,2
120	3,20 6,30	14,90 28,46	338,2 610,5	4,764 4,631	56,36 101,7	65,18 121,0	517,5 949	83,69 149,1
135	3,20 5,00	16,87 36,32	488,4 989,5	5,381 5,220	72,36 146,6	83,37 174,1	742,6 1 120	107,1 159,1
140	3,60 6,30	19,24 32,47	590,2 948	5,538 5,403	84,31 135,4	97,71 160,6	929 1 543	133,7 223,8
150	4,00 8,00	22,87 43,46	803,2 1 424	5,927 5,725	107,1 189,9	124,2 227,6	1 266 2 353	170,2 319,8
180	5,00 8,00	34,23 53,06	1 726 2 564	7,102 6,951	191,8 284,9	222,9 337,7	2 728 4 172	305,6 470,5
200	5,00 8,00	38,23 59,46	2 397 3 589	7,919 7,769	239,7 358,9	277,6 423,1	3 769 5 794	379,6 587,0
250	6,00 10,00	57,45 92,9	5 643 8 761	9,911 9,711	451,4 700,9	522,1 826,3	8 855 14 146	713,2 1 146
300	6,00 10,00	69,45 112,9	9 922 15 598	11,95 11,75	661,5 1 040	761,4 1 216	15 456 24 891	1 036 1 676
350	8,00 12,00	107,5 157,8	20 749 29 597	13,90 13,70	1 186 1 691	1 369 1 980	32 491 47 311	1 869 2 732



A : aire de la section droite

I : moment d'inertie

i : rayon de giration

W : module élastique de flexion

W_p : module plastique de flexion

J : inertie de torsion

C : module de torsion

Annexe 3 — Sélection récapitulative de normes de produits pour la construction métallique

La liste qui suit n'a aucune prétention à l'exhaustivité et n'est qu'une sélection des documents normatifs relatifs aux produits pour la construction métallique. Elle doit néanmoins permettre de couvrir la quasi-totalité des besoins usuels de références normatives.

■ Désignation des aciers

NF EN 10027-1 – Système de désignation des aciers – Partie 1 : Désignation symbolique, symboles principaux – Novembre 1992 (A 02-005-1)

NF EN 10027-2 – Système de désignation des aciers – Partie 2 : Systèmes numériques – Novembre 1992 (A 02-005-2)

NF EN 10020 – Définition et classification des nuances d'aciers – Juin 1989 (A 02-025)

■ Essais usuels concernant les aciers

NF EN 10002-1 – Matériaux métalliques – Essai de traction – Partie 1 : Méthode d'essai (à la température ambiante) – Octobre 1990 (A 03-001)

NF EN 10045-1 – Matériaux métalliques – Essai de flexion par choc sur éprouvettes Charpy – Partie 1 : Méthode d'essai – Octobre 1990 (A 03-011)

NF EN 10109-1 – Matériaux métalliques – Essai de dureté – Partie 1 : Essai Rockwell et essai superficiel Rockwell – Décembre 1994 (A 03-021)

NF EN 10003-1 – Matériaux métalliques – Essai de dureté Brinell de l'acier – Partie 1 : Méthode d'essai – Décembre 1994 (A 03-031)

NF A 03-154 – Produits sidérurgiques – Essai de dureté Vickers de l'acier (HV5 à HV200) – Mars 1983

NF A 03-157 – Produits sidérurgiques – Essai de pliage de l'acier – Juin 1978

NF A 04-102 – Produits sidérurgiques – Détermination de la grosseur du grain ferritique ou austénitique des aciers – Novembre 1980

■ Aciers usuels

NF EN 10025 – Produits laminés à chaud en aciers de construction non alliés. Conditions techniques de livraison. – Décembre 1993 (A 35-501)

NF EN 10155 – Aciers de construction à résistance améliorée à la corrosion atmosphérique – Septembre 1993 (A 35-502)

NF A 35-503 – Aciers pour galvanisation par immersion à chaud – Novembre 1994

NF EN 10113-1 – Produits laminés à chaud en aciers de construction soudables à grains fins – Partie 1 : Conditions générales de livraison – Juin 1993 (A 35-505-1)

NF EN 10113-2 – Produits laminés à chaud en aciers de construction soudables à grains fins – Partie 2 : Conditions de livraison des aciers à l'état normalisé/laminage normalisant – Juin 1993 (A 35-505-2)

NF EN 10113-3 – Produits laminés à chaud en aciers de construction soudables à grains fins – Partie 3 : Conditions de livraison des aciers obtenus par laminage thermomécanique – Juin 1993 (A 35-505-3)

NF EN 10088-1 – Aciers inoxydables – Partie 1 : Liste des aciers inoxydables – Novembre 1995 (A 35-572)

NF EN 10088-2 – Aciers inoxydables – Partie 2 : Conditions techniques de livraison des tôles et bandes pour usage général – Novembre 1995 (A 35-573)

NF EN 10088-3 – Aciers inoxydables – Partie 3 : Conditions techniques de livraison pour les demi-produits, barres, fils machine et profils pour usage général – Novembre 1995 (A 35-574)

NF EN 10164 – Aciers de construction à caractéristiques de déformation améliorée dans le sens perpendiculaire à la surface du produit – Conditions techniques de livraison – Septembre 1993 (A 36-202)

NF EN 10137-1 – Tôles et larges plats en aciers de construction à haute limite d'élasticité à l'état trempé et revenu ou durci par précipitation – Partie 1 : Conditions générales de livraison – Décembre 1995 (A 36-204-1)

NF EN 10137-2 – Tôles et larges plats en aciers de construction à haute limite d'élasticité à l'état trempé et revenu ou durci par précipitation – Partie 2 : Conditions de livraison des aciers à l'état trempé et revenu – Décembre 1995 (A 36-204-2)

NF EN 10137-3 – Tôles et larges plats en aciers de construction à haute limite d'élasticité à l'état trempé et revenu ou durci par précipitation – Partie 3 : Conditions de livraison des aciers durcis par précipitation – Décembre 1995 (A 36-204-3)

NF A 36-212 – Tôles destinées à la fabrication d'éléments de plates-formes et de structures marines – Nuances et qualités – Juillet 1985

■ Choix des aciers

FD A 36-000 – Recommandations sur l'aptitude au soudage des aciers de construction métallique et pour chaudières et appareil à pression – Juin 1979 + erratum 1 – Janvier 1980

FD A 36-010 – Choix des qualités d'aciers pour construction métallique ou chaudronnée vis-à-vis du risque de rupture fragile – Mai 1980 + erratum – Novembre 1980

XP 22-311 – ENV 1993-1-1 – Annexe C – Calcul des structures en acier – Règles générales et règles pour les bâtiments – Calcul de la résistance à la rupture fragile – Décembre 1992

■ Profilés

NF A 45-005 – Plats laminés à chaud pour usages généraux – Dimensions – Novembre 1980

NF A 45-009 – Produits sidérurgiques – Cornières à ailes égales et à coins arrondis laminées à chaud – Dimensions – Juillet 1979

NF A 45-010 – Produits sidérurgiques – Cornières à ailes inégales et à coins arrondis laminées à chaud – Dimensions – Juillet 1979

NF A 45-201 – Poutrelles à larges ailes à faces parallèles – Dimensions – Septembre 1983

NF A 45-202 – Profilés en U à ailes à faces inclinées (UPN) – Dimensions – Décembre 1986

NF A 45-205 – Poutrelles IPE – Poutrelles à ailes parallèles – Dimensions – Septembre 1983

NF A 45-209 – Poutrelles IPN – Dimensions – Septembre 1983

NF A 45-255 – Produits sidérurgiques laminés à chaud – Profilés en UAP (ailes à faces parallèles) – Novembre 1983

NF A 49-501 – Tubes en acier – Profils creux sans soudure ou soudés finis à chaud pour construction – Dimensions – Conditions techniques de livraison – Octobre 1986

NF EN 10210-1 – Profils creux pour la construction finis à chaud en aciers de construction non alliés et à grains fins – Partie 1 : Conditions techniques de livraison – Août 1994 (A 49-502-1)

NF A 49-541 – Tubes en acier – Profils creux soudés finis à froid pour construction – Dimensions – Conditions techniques de livraison – Octobre 1986

NF A 49-542 – Tubes en acier – Tubes galvanisés à section circulaire, carrée, rectangulaire, soudés longitudinalement, pour constructions métalliques – Conditions techniques de livraison – Juillet 1987

NF A 35-511 – Produits sidérurgiques – Produits grenailés et peints fabriqués de façon automatique – Juillet 1983

■ Câbles

NF ISO 2408 – Câbles en acier pour usages courants – Caractéristiques – Décembre 1989 (A 47-200).

■ Boulons

NF E 03-001 – Filetages métriques à filet triangulaire – Profil ISO – Février 1959

NF E 03-014 – Filetages métriques à filet triangulaire – Filetage pour boulonnerie de diamètres 1 à 39 mm – Tableau d'ensemble – Août 1971

NF EN 20898-1 – Caractéristiques mécaniques des éléments de fixation – Partie 1 : boulons, vis et goujons – Décembre 1991 (E 25-100-1)

NF EN 20898-2 – Caractéristiques mécaniques des éléments de fixation – Partie 2 : écrous avec charges d'épreuve spécifiées – Filetage à pas gros – Mars 1994 (E 25-400-1)

NF EN 24014 – Vis à tête hexagonale partiellement filetées, grades A et B – Mai 1992 (E 25-112)

NF EN 24016 – Vis à tête hexagonale partiellement filetées, grade C – Mai 1992 (E 25-115-1)

NF EN 24017 – Vis à tête hexagonale entièrement filetées, grades A et B – Juin 1992 (E 25-114)

NF EN 24018 – Vis à tête hexagonale entièrement filetées, grade C – Mai 1992 (E 25-115-2)

NF EN 24032 – Écrous hexagonaux style 1, grades A et B – Juin 1992 (E 25-401)

NF EN 24033 – Écrous hexagonaux style 2, grades A et B – Juin 1992 (E 25-407)

NF EN 24034 – Écrous hexagonaux, grade C – Juin 1992 (E 25-402)

NF E 25-513 – Rondelles plates, grade C – Mai 1987

NF E 25-514 – Rondelles plates, grade A – Mai 1987

NF E 27-701 – Boulons à serrage contrôlé destinés à l'exécution de constructions métalliques – Spécifications techniques – Conditions de commande, de contrôle et de livraison – Octobre 1984

NF E 27-702 – Boulons à serrage contrôlé destinés à l'exécution de constructions métalliques – Essai d'aptitude à l'emploi – Octobre 1984

NF E 27-711 – Boulons à serrage contrôlé destinés à l'exécution de constructions métalliques – Boulons à tête hexagonale – Dimensions et tolérances – Octobre 1982

■ **Produits d'apport de soudage**

NF A 81-300 – Produits d'apport – Électrodes pour soudage manuel électrique à l'arc – Terminologie – Juin 1980

NF A 81-301 – Électrodes métalliques enrobées pour soudage manuel électrique à l'arc des aciers et alliages – Caractéristiques dimensionnelles – Essais géométriques et physiques – Conditionnement et marquage – Juin 1979

NF A 81-302 – Électrodes métalliques enrobées pour soudage manuel électrique à l'arc – Électrodes pour soudage des aciers non alliés ou contenant de faibles quantités d'éléments d'addition – Essais mécaniques, géométriques et physiques – Décembre 1988

NF EN 499 – Produits consommables pour le soudage – Électrodes enrobées pour soudage manuel à l'arc des aciers non alliés et des aciers à grain fin – Classification – Janvier 1995 (A 81-309)

Annexe 4 — Coefficients de flambement

Règles CM66
coefficient de flambement k en fonction de l'élanement
pour l'acier S235 ($f_y = 235$ MPa)

Elancement λ	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,001	1,001	1,001	1,002	1,002	1,003
10	1,003	1,004	1,005	1,006	1,007	1,008	1,009	1,010	1,011	1,013
20	1,014	1,016	1,017	1,019	1,021	1,023	1,025	1,027	1,029	1,032
30	1,034	1,037	1,039	1,042	1,045	1,048	1,051	1,055	1,058	1,062
40	1,066	1,070	1,074	1,078	1,083	1,087	1,092	1,097	1,103	1,108
50	1,114	1,120	1,126	1,133	1,140	1,147	1,154	1,162	1,170	1,178
60	1,187	1,196	1,205	1,214	1,224	1,235	1,246	1,257	1,268	1,280
70	1,292	1,305	1,318	1,332	1,346	1,360	1,375	1,390	1,406	1,422
80	1,439	1,456	1,474	1,492	1,510	1,529	1,549	1,569	1,589	1,610
90	1,631	1,652	1,674	1,697	1,720	1,743	1,767	1,791	1,816	1,841
100	1,867	1,892	1,919	1,945	1,973	2,000	2,028	2,056	2,085	2,114
110	2,143	2,173	2,203	2,234	2,265	2,296	2,328	2,360	2,392	2,425
120	2,458	2,492	2,526	2,560	2,594	2,629	2,665	2,700	2,736	2,772
130	2,809	2,846	2,883	2,921	2,959	2,997	3,035	3,074	3,114	3,153
140	3,193	3,233	3,274	3,315	3,356	3,397	3,439	3,481	3,524	3,567
150	3,610	3,653	3,697	3,741	3,785	3,830	3,875	3,920	3,966	4,012
160	4,058	4,105	4,152	4,199	4,246	4,294	4,342	4,391	4,439	4,488
170	4,538	4,587	4,637	4,688	4,738	4,789	4,840	4,892	4,943	4,996
180	5,048	5,101	5,154	5,207	5,261	5,315	5,369	5,423	5,478	5,533
190	5,589	5,644	5,700	5,757	5,813	5,870	5,928	5,985	6,043	6,101
200	6,160	6,218	6,277	6,337	6,396	6,456	6,517	6,577	6,638	6,699
210	6,761	6,822	6,884	6,947	7,009	7,072	7,136	7,199	7,263	7,327
220	7,392	7,456	7,521	7,587	7,652	7,718	7,785	7,851	7,918	7,985
230	8,052	8,120	8,188	8,257	8,325	8,394	8,463	8,533	8,603	8,673
240	8,743	8,814	8,885	8,956	9,028	9,100	9,172	9,244	9,317	9,390
250	9,464	9,537	9,611	9,685	9,760	9,835	9,910	9,985	10,061	10,137

Règles CM66
coefficient de flambement k en fonction de l'élanement
pour l'acier S275 ($f_y = 275$ MPa)

Élanement λ	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,001	1,001	1,001	1,002	1,003	1,003
10	1,004	1,005	1,006	1,007	1,008	1,009	1,011	1,012	1,013	1,015
20	1,017	1,019	1,021	1,023	1,025	1,027	1,029	1,032	1,035	1,038
30	1,040	1,044	1,047	1,050	1,054	1,058	1,062	1,066	1,070	1,075
40	1,079	1,084	1,089	1,095	1,101	1,106	1,113	1,119	1,126	1,133
50	1,140	1,148	1,156	1,164	1,173	1,182	1,192	1,202	1,212	1,223
60	1,234	1,245	1,257	1,270	1,283	1,296	1,310	1,325	1,340	1,355
70	1,371	1,387	1,404	1,422	1,440	1,459	1,478	1,497	1,517	1,538
80	1,559	1,581	1,603	1,626	1,649	1,673	1,698	1,723	1,748	1,774
90	1,800	1,827	1,854	1,882	1,910	1,939	1,968	1,998	2,028	2,059
100	2,090	2,122	2,154	2,186	2,219	2,252	2,286	2,320	2,355	2,390
110	2,425	2,461	2,497	2,534	2,571	2,608	2,646	2,685	2,723	2,762
120	2,802	2,842	2,882	2,923	2,964	3,005	3,047	3,089	3,132	3,175
130	3,218	3,262	3,306	3,351	3,396	3,441	3,486	3,532	3,579	3,626
140	3,673	3,720	3,768	3,816	3,865	3,914	3,963	4,013	4,063	4,113
150	4,164	4,215	4,267	4,319	4,371	4,423	4,476	4,530	4,583	4,637
160	4,692	4,746	4,802	4,857	4,913	4,969	5,026	5,082	5,140	5,197
170	5,255	5,314	5,372	5,431	5,491	5,550	5,610	5,671	5,732	5,793
180	5,854	5,916	5,978	6,041	6,104	6,167	6,231	6,295	6,359	6,424
190	6,489	6,554	6,620	6,686	6,752	6,819	6,886	6,953	7,021	7,089
200	7,158	7,227	7,296	7,366	7,436	7,506	7,576	7,647	7,719	7,790
210	7,862	7,935	8,008	8,081	8,154	8,228	8,302	8,376	8,451	8,526
220	8,602	8,678	8,754	8,830	8,907	8,985	9,062	9,140	9,218	9,297
230	9,376	9,455	9,535	9,615	9,695	9,776	9,857	9,939	10,020	10,102
240	10,185	10,268	10,351	10,434	10,518	10,602	10,687	10,772	10,857	10,943
250	11,028	11,115	11,201	11,288	11,376	11,463	11,551	11,640	11,728	11,817

Règles CM66
coefficient de flambement k en fonction de l'élancement
pour l'acier S355 ($f_y = 355 \text{ MPa}$)

Elancement λ	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,001	1,001	1,002	1,003	1,003	1,004
10	1,005	1,006	1,008	1,009	1,010	1,012	1,014	1,016	1,018	1,020
20	1,022	1,024	1,027	1,030	1,033	1,036	1,039	1,043	1,046	1,050
30	1,054	1,058	1,063	1,068	1,073	1,078	1,084	1,090	1,096	1,102
40	1,109	1,116	1,124	1,132	1,140	1,149	1,158	1,168	1,178	1,189
50	1,200	1,211	1,224	1,236	1,250	1,263	1,278	1,293	1,309	1,325
60	1,342	1,360	1,378	1,397	1,417	1,437	1,458	1,480	1,502	1,526
70	1,549	1,574	1,599	1,625	1,651	1,678	1,706	1,735	1,764	1,794
80	1,824	1,855	1,887	1,919	1,952	1,985	2,020	2,054	2,090	2,125
90	2,162	2,199	2,236	2,275	2,313	2,352	2,392	2,433	2,473	2,515
100	2,557	2,599	2,642	2,686	2,730	2,774	2,819	2,865	2,911	2,957
110	3,004	3,052	3,100	3,149	3,198	3,247	3,297	3,348	3,399	3,450
120	3,502	3,555	3,607	3,661	3,715	3,769	3,824	3,879	3,935	3,991
130	4,048	4,105	4,163	4,221	4,279	4,339	4,398	4,458	4,519	4,579
140	4,641	4,703	4,765	4,828	4,891	4,955	5,019	5,083	5,149	5,214
150	5,280	5,347	5,413	5,481	5,549	5,617	5,686	5,755	5,824	5,895
160	5,965	6,036	6,108	6,180	6,252	6,325	6,398	6,472	6,546	6,621
170	6,696	6,771	6,847	6,924	7,001	7,078	7,156	7,234	7,313	7,392
180	7,472	7,552	7,632	7,713	7,795	7,876	7,959	8,042	8,125	8,208
190	8,293	8,377	8,462	8,548	8,634	8,720	8,807	8,894	8,982	9,070
200	9,159	9,248	9,337	9,427	9,517	9,608	9,700	9,791	9,884	9,976
210	10,069	10,163	10,257	10,351	10,446	10,542	10,637	10,734	10,830	10,927
220	11,025	11,123	11,222	11,320	11,420	11,520	11,620	11,721	11,822	11,923
230	12,025	12,128	12,231	12,334	12,438	12,542	12,647	12,752	12,858	12,964
240	13,071	13,178	13,285	13,393	13,501	13,610	13,719	13,829	13,939	14,050
250	14,161	14,272	14,384	14,496	14,609	14,722	14,836	14,950	15,065	15,180

Règles CM66
coefficient de flambement k en fonction de l'élanement réduit

Élanement réduit	0	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,001	1,001	1,001	1,002	1,002
0,1	1,003	1,004	1,004	1,005	1,006	1,007	1,008	1,009	1,010	1,011
0,2	1,012	1,014	1,015	1,017	1,018	1,020	1,022	1,024	1,025	1,027
0,3	1,030	1,032	1,034	1,037	1,039	1,042	1,044	1,047	1,050	1,053
0,4	1,057	1,060	1,063	1,067	1,071	1,075	1,079	1,083	1,088	1,092
0,5	1,097	1,102	1,107	1,113	1,118	1,124	1,130	1,136	1,143	1,150
0,6	1,157	1,164	1,172	1,179	1,188	1,196	1,205	1,214	1,223	1,233
0,7	1,243	1,253	1,264	1,275	1,286	1,298	1,310	1,322	1,335	1,349
0,8	1,362	1,376	1,391	1,405	1,421	1,436	1,452	1,469	1,485	1,503
0,9	1,520	1,538	1,557	1,575	1,595	1,614	1,634	1,654	1,675	1,696
1	1,718	1,740	1,762	1,785	1,808	1,831	1,855	1,879	1,904	1,928
1,1	1,954	1,979	2,005	2,031	2,058	2,085	2,112	2,140	2,168	2,196
1,2	2,225	2,254	2,283	2,313	2,342	2,373	2,403	2,434	2,465	2,497
1,3	2,529	2,561	2,593	2,626	2,659	2,692	2,726	2,760	2,794	2,829
1,4	2,864	2,899	2,934	2,970	3,006	3,042	3,079	3,116	3,153	3,190
1,5	3,228	3,266	3,304	3,343	3,382	3,421	3,460	3,500	3,540	3,580
1,6	3,621	3,662	3,703	3,744	3,786	3,828	3,870	3,913	3,956	3,999
1,7	4,042	4,086	4,130	4,174	4,218	4,263	4,308	4,353	4,399	4,444
1,8	4,490	4,537	4,583	4,630	4,677	4,725	4,773	4,821	4,869	4,917
1,9	4,966	5,015	5,064	5,114	5,164	5,214	5,264	5,315	5,366	5,417
2	5,469	5,520	5,572	5,625	5,677	5,730	5,783	5,836	5,890	5,944
2,1	5,998	6,052	6,107	6,162	6,217	6,272	6,328	6,384	6,440	6,497
2,2	6,553	6,610	6,668	6,725	6,783	6,841	6,900	6,958	7,017	7,076
2,3	7,136	7,195	7,255	7,315	7,376	7,437	7,498	7,559	7,620	7,682
2,4	7,744	7,807	7,869	7,932	7,995	8,058	8,122	8,186	8,250	8,314
2,5	8,379	8,444	8,509	8,575	8,640	8,706	8,773	8,839	8,906	8,973

Eurocode 3
coefficient de flambement χ en fonction de l'élanement réduit
courbe α , $\alpha = 0,21$

Elancement réduit	0	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,2	1,000	0,998	0,996	0,993	0,991	0,989	0,987	0,984	0,982	0,980
0,3	0,977	0,975	0,973	0,970	0,968	0,966	0,963	0,961	0,958	0,955
0,4	0,953	0,950	0,947	0,945	0,942	0,939	0,936	0,933	0,930	0,927
0,5	0,924	0,921	0,918	0,915	0,911	0,908	0,905	0,901	0,897	0,894
0,6	0,890	0,886	0,882	0,878	0,874	0,870	0,866	0,861	0,857	0,852
0,7	0,848	0,843	0,838	0,833	0,828	0,823	0,818	0,812	0,807	0,801
0,8	0,796	0,790	0,784	0,778	0,772	0,766	0,760	0,753	0,747	0,740
0,9	0,734	0,727	0,721	0,714	0,707	0,700	0,693	0,686	0,680	0,673
1	0,666	0,659	0,652	0,645	0,638	0,631	0,624	0,617	0,610	0,603
1,1	0,596	0,589	0,582	0,576	0,569	0,562	0,556	0,549	0,543	0,536
1,2	0,530	0,524	0,518	0,511	0,505	0,499	0,493	0,487	0,482	0,476
1,3	0,470	0,465	0,459	0,454	0,448	0,443	0,438	0,433	0,428	0,423
1,4	0,418	0,413	0,408	0,404	0,399	0,394	0,390	0,385	0,381	0,377
1,5	0,372	0,368	0,364	0,360	0,356	0,352	0,348	0,344	0,341	0,337
1,6	0,333	0,330	0,326	0,323	0,319	0,316	0,312	0,309	0,306	0,303
1,7	0,299	0,296	0,293	0,290	0,287	0,284	0,281	0,279	0,276	0,273
1,8	0,270	0,268	0,265	0,262	0,260	0,257	0,255	0,252	0,250	0,247
1,9	0,245	0,243	0,240	0,238	0,236	0,234	0,231	0,229	0,227	0,225
2	0,223	0,221	0,219	0,217	0,215	0,213	0,211	0,209	0,207	0,205
2,1	0,204	0,202	0,200	0,198	0,197	0,195	0,193	0,192	0,190	0,188
2,2	0,187	0,185	0,184	0,182	0,180	0,179	0,178	0,176	0,175	0,173
2,3	0,172	0,170	0,169	0,168	0,166	0,165	0,164	0,162	0,161	0,160
2,4	0,159	0,157	0,156	0,155	0,154	0,152	0,151	0,150	0,149	0,148
2,5	0,147	0,146	0,145	0,143	0,142	0,141	0,140	0,139	0,138	0,137

Eurocode 3
coefficient de flambement χ en fonction de l'élanement réduit
courbe b, $\alpha = 0,34$

Elancement réduit	0	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,2	1,000	0,996	0,993	0,989	0,986	0,982	0,979	0,975	0,971	0,968
0,3	0,964	0,960	0,957	0,953	0,949	0,945	0,942	0,938	0,934	0,930
0,4	0,926	0,922	0,918	0,914	0,910	0,906	0,902	0,897	0,893	0,889
0,5	0,884	0,880	0,875	0,871	0,866	0,861	0,857	0,852	0,847	0,842
0,6	0,837	0,832	0,827	0,822	0,816	0,811	0,806	0,800	0,795	0,789
0,7	0,784	0,778	0,772	0,766	0,761	0,755	0,749	0,743	0,737	0,731
0,8	0,724	0,718	0,712	0,706	0,699	0,693	0,687	0,680	0,674	0,668
0,9	0,661	0,655	0,648	0,642	0,635	0,629	0,623	0,616	0,610	0,603
1	0,597	0,591	0,584	0,578	0,572	0,566	0,559	0,553	0,547	0,541
1,1	0,535	0,529	0,523	0,518	0,512	0,506	0,500	0,495	0,489	0,484
1,2	0,478	0,473	0,467	0,462	0,457	0,452	0,447	0,442	0,437	0,432
1,3	0,427	0,422	0,417	0,413	0,408	0,404	0,399	0,395	0,390	0,386
1,4	0,382	0,378	0,373	0,369	0,365	0,361	0,357	0,354	0,350	0,346
1,5	0,342	0,339	0,335	0,331	0,328	0,324	0,321	0,318	0,314	0,311
1,6	0,308	0,305	0,302	0,299	0,295	0,292	0,289	0,287	0,284	0,281
1,7	0,278	0,275	0,273	0,270	0,267	0,265	0,262	0,259	0,257	0,255
1,8	0,252	0,250	0,247	0,245	0,243	0,240	0,238	0,236	0,234	0,231
1,9	0,229	0,227	0,225	0,223	0,221	0,219	0,217	0,215	0,213	0,211
2	0,209	0,208	0,206	0,204	0,202	0,200	0,199	0,197	0,195	0,194
2,1	0,192	0,190	0,189	0,187	0,186	0,184	0,182	0,181	0,179	0,178
2,2	0,176	0,175	0,174	0,172	0,171	0,169	0,168	0,167	0,165	0,164
2,3	0,163	0,162	0,160	0,159	0,158	0,157	0,155	0,154	0,153	0,152
2,4	0,151	0,149	0,148	0,147	0,146	0,145	0,144	0,143	0,142	0,141
2,5	0,140	0,139	0,138	0,137	0,136	0,135	0,134	0,133	0,132	0,131

Eurocode 3
coefficient de flambement χ en fonction de l'élanement réduit
courbe c, $\alpha = 0,49$

Elancement réduit	0	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,2	1,000	0,995	0,990	0,985	0,980	0,975	0,969	0,964	0,959	0,954
0,3	0,949	0,944	0,939	0,934	0,929	0,923	0,918	0,913	0,908	0,903
0,4	0,897	0,892	0,887	0,881	0,876	0,871	0,865	0,860	0,854	0,849
0,5	0,843	0,837	0,832	0,826	0,820	0,815	0,809	0,803	0,797	0,791
0,6	0,785	0,779	0,773	0,767	0,761	0,755	0,749	0,743	0,737	0,731
0,7	0,725	0,718	0,712	0,706	0,700	0,694	0,687	0,681	0,675	0,668
0,8	0,662	0,656	0,650	0,643	0,637	0,631	0,625	0,618	0,612	0,606
0,9	0,600	0,594	0,588	0,582	0,575	0,569	0,563	0,558	0,552	0,546
1	0,540	0,534	0,528	0,523	0,517	0,511	0,506	0,500	0,495	0,490
1,1	0,484	0,479	0,474	0,469	0,463	0,458	0,453	0,448	0,443	0,439
1,2	0,434	0,429	0,424	0,420	0,415	0,411	0,406	0,402	0,397	0,393
1,3	0,389	0,385	0,380	0,376	0,372	0,368	0,364	0,361	0,357	0,353
1,4	0,349	0,346	0,342	0,338	0,335	0,331	0,328	0,324	0,321	0,318
1,5	0,315	0,311	0,308	0,305	0,302	0,299	0,296	0,293	0,290	0,287
1,6	0,284	0,281	0,279	0,276	0,273	0,271	0,268	0,265	0,263	0,260
1,7	0,258	0,255	0,253	0,250	0,248	0,246	0,243	0,241	0,239	0,237
1,8	0,235	0,232	0,230	0,228	0,226	0,224	0,222	0,220	0,218	0,216
1,9	0,214	0,212	0,210	0,209	0,207	0,205	0,203	0,201	0,200	0,198
2	0,196	0,195	0,193	0,191	0,190	0,188	0,186	0,185	0,183	0,182
2,1	0,180	0,179	0,177	0,176	0,174	0,173	0,172	0,170	0,169	0,168
2,2	0,166	0,165	0,164	0,162	0,161	0,160	0,159	0,157	0,156	0,155
2,3	0,154	0,153	0,151	0,150	0,149	0,148	0,147	0,146	0,145	0,144
2,4	0,143	0,141	0,140	0,139	0,138	0,137	0,136	0,135	0,134	0,133
2,5	0,132	0,132	0,131	0,130	0,129	0,128	0,127	0,126	0,125	0,124

Eurocode 3
coefficient de flambement χ en fonction de l'élancement réduit
courbe d, $\alpha = 0,76$

Elancement réduit	0	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,2	1,000	0,992	0,984	0,977	0,969	0,961	0,954	0,946	0,938	0,931
0,3	0,923	0,916	0,909	0,901	0,894	0,887	0,879	0,872	0,865	0,858
0,4	0,850	0,843	0,836	0,829	0,822	0,815	0,808	0,800	0,793	0,786
0,5	0,779	0,772	0,765	0,758	0,751	0,744	0,738	0,731	0,724	0,717
0,6	0,710	0,703	0,696	0,690	0,683	0,676	0,670	0,663	0,656	0,650
0,7	0,643	0,637	0,630	0,624	0,617	0,611	0,605	0,598	0,592	0,586
0,8	0,580	0,574	0,568	0,562	0,556	0,550	0,544	0,538	0,532	0,526
0,9	0,521	0,515	0,510	0,504	0,499	0,493	0,488	0,483	0,477	0,472
1	0,467	0,462	0,457	0,452	0,447	0,442	0,438	0,433	0,428	0,423
1,1	0,419	0,414	0,410	0,406	0,401	0,397	0,393	0,388	0,384	0,380
1,2	0,376	0,372	0,368	0,364	0,361	0,357	0,353	0,349	0,346	0,342
1,3	0,339	0,335	0,332	0,328	0,325	0,321	0,318	0,315	0,312	0,309
1,4	0,306	0,302	0,299	0,296	0,293	0,291	0,288	0,285	0,282	0,279
1,5	0,277	0,274	0,271	0,269	0,266	0,263	0,261	0,258	0,256	0,254
1,6	0,251	0,249	0,247	0,244	0,242	0,240	0,237	0,235	0,233	0,231
1,7	0,229	0,227	0,225	0,223	0,221	0,219	0,217	0,215	0,213	0,211
1,8	0,209	0,207	0,206	0,204	0,202	0,200	0,199	0,197	0,195	0,194
1,9	0,192	0,190	0,189	0,187	0,186	0,184	0,183	0,181	0,180	0,178
2	0,177	0,175	0,174	0,172	0,171	0,170	0,168	0,167	0,166	0,164
2,1	0,163	0,162	0,160	0,159	0,158	0,157	0,156	0,154	0,153	0,152
2,2	0,151	0,150	0,149	0,147	0,146	0,145	0,144	0,143	0,142	0,141
2,3	0,140	0,139	0,138	0,137	0,136	0,135	0,134	0,133	0,132	0,131
2,4	0,130	0,129	0,128	0,127	0,127	0,126	0,125	0,124	0,123	0,122
2,5	0,121	0,121	0,120	0,119	0,118	0,117	0,116	0,116	0,115	0,114

Eurocode 3
coefficient de flambement χ en fonction de l'élanement réduit
courbe a_{0r} $\alpha = 0,13$

Elancement réduit	0	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,2	1,000	0,999	0,997	0,996	0,995	0,993	0,992	0,990	0,989	0,987
0,3	0,986	0,984	0,983	0,981	0,980	0,978	0,977	0,975	0,973	0,972
0,4	0,970	0,968	0,967	0,965	0,963	0,961	0,959	0,957	0,955	0,953
0,5	0,951	0,949	0,947	0,945	0,943	0,940	0,938	0,935	0,933	0,930
0,6	0,928	0,925	0,922	0,919	0,916	0,913	0,910	0,907	0,903	0,900
0,7	0,896	0,892	0,889	0,885	0,881	0,876	0,872	0,868	0,863	0,858
0,8	0,853	0,848	0,843	0,838	0,832	0,827	0,821	0,815	0,809	0,802
0,9	0,796	0,790	0,783	0,776	0,769	0,762	0,755	0,748	0,740	0,733
1	0,725	0,718	0,710	0,702	0,695	0,687	0,679	0,672	0,664	0,656
1,1	0,648	0,641	0,633	0,625	0,618	0,610	0,603	0,595	0,588	0,580
1,2	0,573	0,566	0,559	0,552	0,545	0,538	0,531	0,525	0,518	0,512
1,3	0,505	0,499	0,493	0,487	0,481	0,475	0,469	0,463	0,457	0,452
1,4	0,446	0,441	0,435	0,430	0,425	0,420	0,415	0,410	0,405	0,400
1,5	0,395	0,391	0,386	0,382	0,377	0,373	0,369	0,364	0,360	0,356
1,6	0,352	0,348	0,344	0,340	0,337	0,333	0,329	0,325	0,322	0,318
1,7	0,315	0,312	0,308	0,305	0,302	0,299	0,295	0,292	0,289	0,286
1,8	0,283	0,280	0,277	0,275	0,272	0,269	0,266	0,264	0,261	0,259
1,9	0,256	0,253	0,251	0,248	0,246	0,244	0,241	0,239	0,237	0,235
2	0,232	0,230	0,228	0,226	0,224	0,222	0,220	0,218	0,216	0,214
2,1	0,212	0,210	0,208	0,206	0,204	0,202	0,201	0,199	0,197	0,195
2,2	0,194	0,192	0,190	0,189	0,187	0,186	0,184	0,182	0,181	0,179
2,3	0,178	0,176	0,175	0,173	0,172	0,171	0,169	0,168	0,167	0,165
2,4	0,164	0,163	0,161	0,160	0,159	0,157	0,156	0,155	0,154	0,153
2,5	0,151	0,150	0,149	0,148	0,147	0,146	0,145	0,144	0,143	0,141

Annexe 5 — Canevas de synthèse sur la stabilité des barres

Suivant les Règles CM 66

Conditions sur l'élancement des parois (cas courants)

Article 3,441

paroi comprimée avec
un seul bord appuyé $\frac{b}{t} \leq 15 \cdot \varepsilon$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad f_y \text{ limite d'élasticité de l'acier en N/mm}^2$$

paroi comprimée avec
deux bords appuyés $\frac{b}{t} \leq 45 \cdot \varepsilon$

Flambement en compression simple

Article 3,411

Données

- N_{Sd} effort normal pondéré appliqué
- f_y limite d'élasticité de l'acier
- A aire de la section droite
- i_y rayon de giration autour de l'axe d'inertie principale maximale
- i_z rayon de giration autour de l'axe d'inertie principale minimale
- $L_{cr \cdot y}$ longueur de flambement dans la direction z
- $L_{cr \cdot z}$ longueur de flambement dans la direction y

Calculs

$$\lambda_y = \frac{L_{cr \cdot y}}{i_y} \quad \text{élancement pour le plan de flambement xz}$$

$$\lambda_z = \frac{L_{cr \cdot z}}{i_z} \quad \text{élancement pour le plan de flambement xy}$$

$$\lambda = \max(\lambda_y, \lambda_z)$$

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda^2} \quad \text{contrainte critique pour la direction de flambement la plus défavorable}$$

$$k = 0,5 + 0,65 \cdot \frac{f_y}{\sigma_{cr}} + \sqrt{\left(0,5 + 0,65 \cdot \frac{f_y}{\sigma_{cr}}\right)^2 - \left(\frac{f_y}{\sigma_{cr}}\right)^2} \quad \text{coefficient de flambement}$$

(utilisation possible de valeurs tabulées de k en fonction de λ et de f_y)

$$\sigma = \frac{N_{Sd}}{A} \quad \text{contrainte de compression simple}$$

La stabilité est assurée si : $k \cdot \sigma \leq f_y$

Déversement en flexion simple

Article 3,611

Hypothèses

- section constante en **I** doublement symétrique à âme pleine
- tronçons simplement maintenus au déversement à leurs extrémités, sans encastrement
- chargement par moments d'extrémité ou par charges transversales symétriquement distribuées

Données

$M_{y \cdot sd}$	moment fléchissant pondéré maximal sur le tronçon
f_y	limite d'élasticité de l'acier
I_y	moment d'inertie principale maximale de flexion
$W_{el \cdot y}$	module élastique de flexion autour de l'axe y
I_z	moment d'inertie principale minimale de flexion
J	moment d'inertie de torsion
h	hauteur du profil
L_{LT}	longueur de déversement

Calculs

$$D = \sqrt{1 + \frac{2}{(1 + \nu) \cdot \pi^2} \cdot \frac{J}{I_z} \cdot \frac{L_{LT}^2}{h^2}}$$

coefficient intermédiaire

C coefficient fonction du diagramme de moments régnant sur la longueur L_{LT}

charge uniformément répartie $C = 1,132$

charge concentrée à mi-travée $C = 1,365$

moments d'extrémité

dans le rapport ψ

compris

entre -1 et 1

$$C = \sqrt{\frac{3}{1 + \psi + \psi^2 - 0,152 \cdot (1 - \psi)^2}}$$

B coefficient fonction de la nature et du niveau d'application des charges

moments d'extrémités ou charges transversales

appliquées au niveau du centre de gravité

$B = 1$

charges transversales et orientées

– vers le centre de gravité $B = \sqrt{1 + \left(\frac{4}{\pi^2} \cdot \frac{C}{D}\right)^2} - \frac{4}{\pi^2} \cdot \frac{C}{D}$

– dans la direction opposée à celle du centre de gravité $B = \sqrt{1 + \left(\frac{4}{\pi^2} \cdot \frac{C}{D}\right)^2} + \frac{4}{\pi^2} \cdot \frac{C}{D}$

■ Cas des tronçons soumis à des charges transversales

contrainte critique
de déversement

$$\sigma_{cr0} = \frac{\pi^2 \cdot E}{4} \cdot \frac{I_z}{I_y} \cdot \frac{h^2}{L_{LT}^2} \cdot B \cdot C$$

contrainte de
non-déversement

$$\sigma_d = \frac{\sigma_{cr0} \cdot (D - 1)}{1,3}$$

si $\sigma_d > f_y$ le déversement n'est pas à craindre

coefficient de flambement correspondant à la contrainte critique et à la limite d'élasticité réduite ($f_y - \sigma_d$)

$$k_0 = 0,5 + 0,65 \cdot \frac{f_y - \sigma_d}{\sigma_{cr0}} + \sqrt{\left(0,5 + 0,65 \cdot \frac{f_y - \sigma_d}{\sigma_{cr0}}\right)^2 - \left(\frac{f_y - \sigma_d}{\sigma_{cr0}}\right)^2}$$

coefficient de déversement

$$k_d = \frac{k_0}{1 + \frac{\sigma_d}{f_y} \cdot (k_0 - 1)}$$

■ Cas des tronçons soumis à des moments d'extrémités

contrainte critique de déversement
pour un tronçon soumis à un
moment constant ($B = 1$ et $C = 1$)

$$\sigma_{cr0} = \frac{\pi^2 \cdot E}{4} \cdot \frac{I_z}{I_y} \cdot \frac{h^2}{L_{LT}^2}$$

contrainte de non-déversement et coefficient de flambement
associés

$$\sigma_{d0} = \frac{\sigma_{cr0} \cdot (D - 1)}{1,3}$$

et

$$k_0 = 0,5 + 0,65 \cdot \frac{f_y - \sigma_{d0}}{\sigma_{cr0}} + \sqrt{\left(0,5 + 0,65 \cdot \frac{f_y - \sigma_{d0}}{\sigma_{cr0}}\right)^2 - \left(\frac{f_y - \sigma_{d0}}{\sigma_{cr0}}\right)^2}$$

si $\sigma_{d0} > f_y$ le déversement n'est pas à craindre

coefficient de déversement
correspondant au diagramme
de moment constant

$$k_{d0} = \frac{k_0}{1 + \frac{\sigma_{d0}}{f_y} \cdot (k_0 - 1)}$$

le rapport ψ
des moments
d'extrémités donne

$$C = \sqrt{\frac{3}{1 + \psi + \psi^2 - 0,152 \cdot (1 - \psi)^2}}$$

coefficient de déversement
pour un diagramme
de moment variant
linéairement

$$k_d = \frac{k_{d0}}{C} + \frac{C - 1}{5 \cdot k_{d0}}$$

$$\sigma_f = \frac{M_{y,Sd}}{W_{el,y}} \quad \text{contrainte de flexion simple}$$

La stabilité est assurée si : $k_d \cdot \sigma_f \leq f_y$

Flambement en flexion composée

Article 3,731

Données

N_{Sd}	effort normal pondéré appliqué
$M_{y \cdot Sd}$	moment fléchissant autour de l'axe principal y
$M_{z \cdot Sd}$	moment fléchissant autour de l'axe principal z
f_y	limite d'élasticité de l'acier
A	aire de la section droite
I_y	moment d'inertie principale maximale de flexion
$W_{el \cdot y}$	module élastique de flexion autour de l'axe y
i_y	rayon de giration autour de l'axe d'inertie principale maximale
I_z	moment d'inertie principale minimale de flexion
$W_{el \cdot z}$	module élastique de flexion autour de l'axe z
i_z	rayon de giration autour de l'axe d'inertie principale minimale
$L_{cr \cdot y}$	longueur de flambement dans la direction z
$L_{cr \cdot z}$	longueur de flambement dans la direction y

Calculs

$\lambda_y = \frac{L_{cr \cdot y}}{i_y}$	élancement pour le plan de flambement xz
	$\lambda = \max(\lambda_y, \lambda_z)$
$\lambda_z = \frac{L_{cr \cdot z}}{i_z}$	élancement pour le plan de flambement xy
$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda^2}$	contrainte critique pour la direction de flambement la plus défavorable
$\sigma = \frac{N_{Sd}}{A}$	contrainte de compression simple
$\mu = \frac{\sigma_{cr}}{\sigma}$	éloignement minimal de l'état critique
$k_{lmax} = \frac{\mu - 1}{\mu - 1,3}$	coefficient d'amplification de la compression le plus défavorable
$\sigma_{cry} = \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda_y^2}$	contrainte critique pour le flambement autour de l'axe y

$\mu_y = \frac{\sigma_{cry}}{\sigma}$	éloignement de l'état critique pour le flambement autour de l'axe y
$\sigma_{crz} = \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda_z^2}$	contrainte critique pour le flambement autour de l'axe z
$\mu_z = \frac{\sigma_{crz}}{\sigma}$	éloignement de l'état critique pour le flambement autour de l'axe z
α_y	paramètre correspondant au diagramme des moments autour de l'axe y $\alpha = 0,03$ pour un diagramme parabolique (charge répartie) $\alpha = -0,18$ pour un diagramme triangulaire (charge concentrée à mi-longueur) $\alpha = 0,25$ pour un moment constant (valeur enveloppe)
$k_{fy} = \frac{\mu_y + \alpha_y}{\mu_y - 1,3}$	coefficient d'amplification de la flexion autour de l'axe y
α_z	paramètre correspondant au diagramme des moments autour de l'axe z $\alpha = 0,03$ pour un diagramme parabolique (charge répartie) $\alpha = -0,18$ pour un diagramme triangulaire (charge concentrée à mi-longueur) $\alpha = 0,25$ pour un moment constant (valeur enveloppe)
$k_{fz} = \frac{\mu_z + \alpha_z}{\mu_z - 1,3}$	coefficient d'amplification de la flexion autour de z
k_d	coefficient de déversement qui serait applicable à l'élément s'il n'était soumis qu'à la flexion autour de l'axe y
$\sigma_{fy} = \frac{M_y \cdot S_d}{W_{el \cdot y}}$	contrainte de flexion autour de l'axe y
$\sigma_{fz} = \frac{M_z \cdot S_d}{W_{el \cdot z}}$	contrainte de flexion autour de l'axe z

La stabilité est assurée si :

$$k_{lmax} \cdot \sigma + k_{fy} \cdot k_d \cdot \sigma_{fy} + k_{fz} \cdot \sigma_{fz} \leq f_y$$

Suivant l'Additif 80 aux Règles CM 66

Conditions sur l'élancement des parois (cas courants)

Article 5,12

paroi comprimée avec
un seul bord appuyé
(débord d'une semelle
en console)

$$\frac{c}{t_f} \leq 10 \cdot \varepsilon$$

paroi comprimée avec
deux bords appuyés
(semelle de caisson)

$$\frac{b}{t_f} \leq 32 \cdot \varepsilon$$

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

f_y limite d'élasticité
de l'acier en N/mm^2

Flambement en compression simple

Article 5,31

Données

N_{sd}	effort normal pondéré appliqué
f_y	limite d'élasticité de l'acier
A	aire de la section droite
i_y	rayon de giration autour de l'axe d'inertie principale maximale
i_z	rayon de giration autour de l'axe d'inertie principale minimale
$L_{cr,y}$	longueur de flambement dans la direction z
$L_{cr,z}$	longueur de flambement dans la direction y

Calculs

$$\lambda_y = \frac{L_{cr,y}}{i_y} \quad \text{et} \quad \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}} \quad \begin{array}{l} \text{élancement et} \\ \text{élancement réduit pour} \\ \text{le plan de flambement } xz \end{array}$$

$$\lambda_z = \frac{L_{cr,z}}{i_z} \quad \text{et} \quad \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}} \quad \begin{array}{l} \text{élancement et élancement} \\ \text{réduit pour le plan de flam-} \\ \text{bement } xy \end{array}$$

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) \quad \begin{array}{l} \text{si } \bar{\lambda} \leq 0,2, \text{ le flambement} \\ \text{n'est pas à craindre} \end{array}$$

facteur d'imperfection α

$\alpha = 0,206$ pour les profils creux finis à chaud (courbe a)

$\alpha = 0,339$ pour les profils creux finis à froid, les profils en I ou en caisson dont les épaisseurs de parois ne dépassent pas 40 mm et pour les assemblages de laminés (courbe b)

$\alpha = 0,489$ pour les profils en I ou en caisson dont les épaisseurs de parois dépassent 40 mm et pour les profils en U, en T et les cornières (courbe c)

$$k_0 = \frac{1}{2} \cdot \left[1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] + \sqrt{\left[\frac{1}{2} \cdot \left[1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] \right]^2 - \bar{\lambda}^2} \quad \begin{array}{l} \text{coefficient} \\ \text{de flambement} \end{array}$$

(utilisation possible de valeurs tabulées de k_0 en fonction de l'élancement réduit et de α)

$$\text{La stabilité est assurée si : } k_0 \cdot \frac{N_{sd}}{A \cdot f_y} \leq 1$$

Déversement en flexion simple

Article 5,22

Hypothèses

section constante en **I** doublement symétrique à âme pleine
tronçons simplement maintenus au déversement à leurs extrémités, sans encastrement
chargement par moments d'extrémités ou par charges transversales symétriquement distribuées
toute section plastifiée entretoisée

Données

$M_{y \cdot sd}$ moment fléchissant pondéré maximal sur le tronçon
 f_y limite d'élasticité de l'acier
 I_y moment d'inertie principale maximale de flexion
 $W_{pl \cdot y}$ module plastique de flexion autour de l'axe y
 I_z moment d'inertie principale minimale de flexion
 i_z rayon de giration autour de l'axe z
 J moment d'inertie de torsion
 h hauteur du profil
 t_f épaisseur d'aile du profil
 L_{LT} longueur de déversement

Le déversement n'est pas à craindre pour les tronçons :

– de longueur $L_{LT} \leq 35 \cdot i_z \cdot \varepsilon$ quel que soit le diagramme de moment
– soumis à des moments d'extrémité dans le rapport ψ tel que $-1 \leq \psi \leq 0,625$ et $L_{LT} \leq (60 - 40 \cdot \psi) \cdot i_y \cdot \varepsilon$

Calculs

c_1, c_2 coefficients fonctions du diagramme de moments régnant sur la longueur L_{LT}

charge uniformément répartie	$c_1 = 1,13$	$c_2 = 0,46$
charge concentrée à mi-travée	$c_1 = 1,36$	$c_2 = 0,55$
moment constant	$c_1 = 1,00$	$c_2 = 0$
moments d'extrémité opposés	$c_1 = 2,75$	$c_2 = 0$
diagramme triangulaire	$c_1 = 1,88$	$c_2 = 0$

moments d'extrémité dans le rapport ψ compris entre -1 et 1

$$c_1 = \frac{1}{\sqrt{0,283 \cdot (1 + \psi^2) + 0,434 \cdot \psi}}$$

η coefficient fonction de la nature et du niveau d'application des charges

charges transversales appliquées
au niveau du centre de gravité

$$\eta = 0$$

charges transversales appliquées
au niveau d'une semelle et orientées
vers le centre de gravité

$$\eta = -1$$

charges transversales appliquées
au niveau d'une semelle et orientées
dans la direction opposée
à celle du centre de gravité

$$\eta = 1$$

(d'une manière générale, η est la distance de la charge au centre de gravité rapportée à la demi-hauteur du profil, avec un signe négatif si la charge est orientée vers le centre de gravité)

$$M_{cr} = c_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z \cdot (h - t_f)}{2 \cdot L_{LT}^2} \cdot \left[\sqrt{1 + \left(\eta \cdot c_2 \right)^2 + \frac{J \cdot G}{E \cdot I_z} \cdot \left[\frac{2 \cdot L_{LT}}{\pi \cdot (h - t_f)} \right]^2} + \eta \cdot c_2 \right] \quad \text{moment critique}$$

coefficient de déversement

$n = 2$ pour les profils laminés

$n = 1,5$ pour les profils reconstitués soudés

$$k_D = \frac{1}{\left[1 + \left(\frac{W_{ply} \cdot f_y}{M_{cr}} \right)^n \right]^{\frac{1}{n}}}$$

La stabilité est assurée si :

$$M_{y,Sd} \leq k_D \cdot W_{ply} \cdot f_y$$

Flambement en flexion composée

Article 5,32

Données

N_{sd}	effort normal pondéré appliqué
$M_{y, sd}$	moment fléchissant maximum pondéré autour de l'axe principal y
$M_{z, sd}$	moment fléchissant maximum pondéré autour de l'axe principal z
f_y	limite d'élasticité de l'acier
A	aire de la section droite
I_y	moment d'inertie principale maximale de flexion
$W_{pl, y}$	module plastique de flexion autour de l'axe y
i_y	rayon de giration autour de l'axe d'inertie principale maximale
I_z	moment d'inertie principale minimale de flexion
$W_{pl, z}$	module plastique de flexion autour de l'axe z
i_z	rayon de giration autour de l'axe d'inertie principale minimale
$L_{cr, y}$	longueur de flambement dans la direction z
$L_{cr, z}$	longueur de flambement dans la direction y

Calculs

$$\bar{\lambda}_y = \frac{L_{cr, y}}{i_y} \cdot \frac{1}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}} \quad \text{élancement réduit pour le plan de flambement xz}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{L_{cr, z}}{i_z} \cdot \frac{1}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}} \quad \text{élancement réduit pour le plan de flambement xy}$$

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) \quad \text{la stabilité au flambement est considérée comme acquise si } \bar{\lambda} \leq 0,2$$

facteur d'imperfection α

- $\alpha = 0,206$ pour les profils creux finis à chaud (courbe a)
- $\alpha = 0,339$ pour les profils creux finis à froid, les profils en I ou en caisson dont les épaisseurs de parois ne dépassent pas 40 mm et pour les assemblages de laminés (courbe b)
- $\alpha = 0,489$ pour les profils en I ou en caisson dont les épaisseurs de parois dépassent 40 mm et pour les profils en U, en T et les cornières (courbe c)

$$k_{0\max} = \frac{1}{2} \cdot \left[1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] + \sqrt{\left[\frac{1}{2} \cdot \left[1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] \right]^2 - \bar{\lambda}^2} \quad \text{coefficient de flambement}$$

(utilisation possible de valeurs tabulées de k_0 en fonction de l'élancement réduit et de α)

coefficients de moments C_{my} et C_{mz} fonctions du diagramme de moments sur la longueur L_{cr}

dans tous les cas, adopter $C_m = 1$ place en sécurité

• structure à nœuds fixes

diagramme parabolique $C_m = 1$

moments d'extrémité dans le rapport ψ compris entre - 1 et 1

$$C_m = \sqrt{0,3 \cdot (1 + \psi^2) + 0,4 \cdot \psi}$$

charge concentrée à mi-longueur $C_m = 1 - 0,2 \cdot \frac{N_{Sd}}{A \cdot f_y}$

• structure à nœuds déplaçables

barre fléchie en simple courbure $C_m = 1$

barre fléchie en double courbure $C_m = 0,85$

$$k_{fy} = \frac{C_{my}}{1 - (\bar{\lambda}_y)^2 \cdot \frac{N_{Sd}}{A \cdot f_y}} \quad \text{coefficient relatif à la flexion autour de l'axe y}$$

$$k_{fz} = \frac{C_{mz}}{1 - (\bar{\lambda}_z)^2 \cdot \frac{N_{Sd}}{A \cdot f_y}} \quad \text{coefficient relatif à la flexion autour de l'axe z}$$

k_D coefficient de déversement qui serait applicable à l'élément supposé soumis à un moment constant de flexion simple autour de l'axe y

La stabilité est assurée si :

$$k_{0\max} \cdot \frac{N_{Sd}}{A \cdot f_y} + \frac{k_{fy} \cdot M_{y \cdot Sd}}{k_D \cdot W_{pl \cdot y} \cdot f_y} + \frac{k_{fz} \cdot M_{z \cdot Sd}}{W_{pl \cdot z} \cdot f_y} \leq 1$$

Suivant l'Eurocode 3

coefficient partiel de sécurité pour les critères de stabilité $\gamma_{M1} = 1,1$

Clause 5.1.1(2)

Conditions sur l'élancement des parois

Tableau 5.3.1

Flambement en compression simple

Clause 5.5.1

Données

- N_{sd} effort normal pondéré appliqué
- f_y limite d'élasticité de l'acier
- A aire de la section droite
- A_{eff} aire efficace de la section droite en Classe 4
- I_y moment d'inertie principale maximale de flexion
- I_z moment d'inertie principale minimale de flexion
- $L_{cr \cdot y}$ longueur de flambement dans la direction z
- $L_{cr \cdot z}$ longueur de flambement dans la direction y

Calculs

$$N_{cr \cdot y} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{L_{cr \cdot y}^2}, N_{cr \cdot z} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L_{cr \cdot z}^2} \quad \text{efforts normaux critiques pour les deux directions principales de flambement}$$

$$\text{Classes 1, 2 et 3 : } \bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr \cdot y}}}, \quad \bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr \cdot z}}}$$

élancements réduits pour les deux directions principales de flambement

$$\text{Classe 4 : } \bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{A_{eff} f_y}{N_{cr \cdot y}}}, \quad \bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{A_{eff} f_y}{N_{cr \cdot z}}}$$

si $\bar{\lambda} \leq 0,2$ dans les deux directions,
le flambement n'est pas à craindre

Facteurs d'imperfection α en fonction du profil et de la direction de flambement Tableau 5.5.3

Cas usuels

Type de section		α
	Sens de flambement	
I laminés courants (épaisseur d'aile inférieure à 40 mm)	Grande inertie I_y Petite inertie I_z	0,21 0,34
H laminés courants (épaisseur d'aile inférieure à 100 mm)	Grande inertie I_y Petite inertie I_z	0,34 0,49
I reconstitués soudés courants (épaisseur d'aile inférieure à 40 mm)	Grande inertie I_y Petite inertie I_z	0,34 0,49
Profil creux formés à chaud Profil creux formés à froid		0,21 0,34
Cornières, I-és, U, plats, ronds		0,49

Coefficients de flambement

$$\phi_y = \frac{1}{2} \cdot \left[1 + \alpha_y \cdot \left(\bar{\lambda}_y - 0,2 \right) + \bar{\lambda}_y^2 \right] \quad \chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}}$$

$$\phi_z = \frac{1}{2} \cdot \left[1 + \alpha_z \cdot \left(\bar{\lambda}_z - 0,2 \right) + \bar{\lambda}_z^2 \right] \quad \chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}}$$

(utilisation possible de valeurs tabulées de χ en fonction de l'élancement réduit et de α)

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z)$$

La stabilité est assurée si :

Classes 1, 2 et 3 :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

Classe 4 :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot A_{\text{eff}} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

Déversement en flexion simple

Clause 5.5.2

Hypothèses restrictives

- section constante en I doublement symétrique à âme pleine
- tronçons simplement maintenus au déversement à leurs extrémités, sans encastrement
- chargement par moments d'extrémité ou par charges transversales symétriquement distribuées
- toute section plastifiée entretoisée

Données

$M_{y \cdot Sd}$	moment fléchissant pondéré maximal sur le tronçon	
f_y	limite d'élasticité de l'acier	
I_y	moment d'inertie principale maximale de flexion	
$W_{pl \cdot y}$	module plastique de flexion autour de l'axe y	
$W_{el \cdot y}$	module élastique de flexion autour de l'axe y	
$W_{eff \cdot y}$	module élastique de flexion autour de l'axe y en Classe 4	
I_z	moment d'inertie principale minimale de flexion	
i_z	rayon de giration autour de l'axe z	
J	moment d'inertie de torsion	
I_w	inertie de gauchissement	
h	hauteur du profil	$I_w = I_z \cdot \frac{(h - t_f)^2}{4}$
t_f	épaisseur d'aile du profil	
L_{LT}	longueur de déversement	

Le déversement n'est pas à craindre pour les tronçons :

- de longueur $L_{LT} \leq 35 \cdot i_z \cdot \epsilon$ quel que soit le diagramme de moment
- soumis à des moments d'extrémité dans la rapport ψ tel que $1 \leq \psi \leq 0,625$ et $L_{LT} \leq (60 - 40 \cdot \psi) \cdot i_y \cdot \epsilon$

Calculs

C_1, C_2	coefficients fonctions du diagramme de moments régnant sur la longueur L_{LT}	
charge uniformément répartie	$C_1 = 1,132$ $C_2 = 0,459$	Tableau F.1.1
charge concentrée à mi-travée	$C_1 = 1,365$ $C_2 = 0,553$	
moment constant	$C_1 = 1,00$ $C_2 = 0$	
moments d'extrémité opposés	$C_1 = 2,752$ $C_2 = 0$	Tableau F.1.1

diagramme triangulaire $C_1 = 1,879 \quad C_2 = 0$

moment variant

linéairement $C_1 = 1,88 - 1,40 \cdot \psi + 0,52 \cdot \psi^2 \leq 2,70$

(ψ rapport Clause F.1.2(6))

des moments d'extrémité)

z_g distance de la charge au centre de gravité, comptée positivement si la charge est orientée vers le centre de gravité

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L_{LT}^2} \cdot \left[\sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L_{LT}^2 \cdot G \cdot J}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}} + (C_2 \cdot z_g)^2 - C_2 \cdot z_g \right]$$

moment critique

Clause F.1.3(1)

Classes 1 et 2 : $\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{M_{cr}}}$

Classe 3 : $\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{el,y} \cdot f_y}{M_{cr}}}$

élancement réduit de déversement

Classe 4 : $\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{eff,y} \cdot f_y}{M_{cr}}}$

Coefficient de déversement

$\alpha_{LT} = 0,21$ pour les profils laminés (courbe a)

$\alpha_{LT} = 0,49$ pour les profils reconstitués soudés (courbe c)

$$\phi_{LT} = \frac{1}{2} \cdot \left[1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}}$$

La stabilité est assurée si :

Classes 1 et 2 : $M_{y,Sd} \leq \chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$

Classe 3 : $M_{y,Sd} \leq \chi_{LT} \cdot W_{el,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$

Classe 4 : $M_{y,Sd} \leq \chi_{LT} \cdot W_{eff,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$

Flambement en flexion composée

Clause 5.5.4

Données

N_{sd}	effort normal pondéré appliqué
$M_{y \cdot sd}$	moment fléchissant maximum pondéré autour de l'axe principal y
$M_{z \cdot sd}$	moment fléchissant maximum pondéré autour de l'axe principal z
f_y	limite d'élasticité de l'acier
A	aire de la section droite
A_{eff}	aire efficace de la section droite en Classe 4, sous compression simple
I_y	moment d'inertie principale maximale de flexion
$W_{pl \cdot y}$	module plastique de flexion autour de l'axe y
$W_{el \cdot y}$	module élastique de flexion autour de l'axe y
$W_{eff \cdot y}$	module élastique efficace de flexion autour de l'axe y en Classe 4, sous flexion simple
i_y	rayon de giration autour de l'axe d'inertie principale maximale
I_z	moment d'inertie principale minimale de flexion
$W_{pl \cdot z}$	module plastique de flexion autour de l'axe z
$W_{el \cdot z}$	module élastique de flexion autour de l'axe z
$W_{eff \cdot z}$	module élastique efficace de flexion autour de l'axe z en Classe 4, sous flexion simple
i_z	rayon de giration autour de l'axe d'inertie principale minimale
$L_{cr \cdot y}$	longueur de flambement dans la direction z
$L_{cr \cdot z}$	longueur de flambement dans la direction y

Calculs

$$N_{cr \cdot y} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{L_{cr \cdot y}^2}, \quad \text{efforts normaux critiques pour les deux directions principales de flambement}$$

$$N_{cr \cdot z} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L_{cr \cdot z}^2}$$

$$\text{Classes 1, 2 et 3 : } \bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr \cdot y}}} \quad \bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr \cdot z}}}$$

$$\text{Classes 4 : } \bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_y}{N_{cr \cdot y}}} \quad \bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_y}{N_{cr \cdot z}}}$$

si $\bar{\lambda} \leq 0,2$ dans les deux directions,
le flambement n'est pas à craindre

Coefficients de flambement

facteurs d'imperfection α_y et α_z suivant le type de profil et la direction de flambement

$$\phi_y = \frac{1}{2} \cdot \left[1 + \alpha_y \cdot (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] \quad \chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}}$$

$$\phi_z = \frac{1}{2} \cdot \left[1 + \alpha_z \cdot (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] \quad \chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}}$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z)$$

(utilisation possible de valeurs tabulées de χ en fonction de l'élançement réduit et de α)

$$\text{si } \frac{N_{Sd}}{\chi_{\min} \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 0,1 \text{ ou } \frac{N_{Sd}}{\chi_{\min} \cdot A_{eff} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 0,1,$$

le flambement sans déversement n'est pas à craindre (premier critère de stabilité)

■ Premier critère de stabilité

Coefficients de moments k_y et k_z

facteurs de moment uniforme équivalent β_{My} et β_{Mz}

moments d'extrémité

dans le rapport ψ $\beta_M = 1,8 - 0,7 \cdot \psi$ ($\beta_{M\psi}$)

compris entre -1 et 1

charge uniformément répartie $\beta_M = 1,3$ (β_{MQ})

charge concentrée à mi-longueur $\beta_M = 1,4$

combinaison ψ, Q $\beta_M = \beta_{M\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} \cdot (\beta_{MQ} - \beta_{M\psi})$

facteurs μ_y et μ_z

en Classes 1 et 2

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \cdot (2 \cdot \beta_{My} - 4) + \frac{W_{pl,y} - W_{cl,y}}{W_{cl,y}} \quad \text{sans excéder } 0,9$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z \cdot (2 \cdot \beta_{Mz} - 4) + \frac{W_{pl,z} - W_{cl,z}}{W_{cl,z}} \quad \text{sans excéder } 0,9$$

en Classes 3 et 4

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \cdot (2 \cdot \beta_{My} - 4) \quad \text{sans excéder } 0,9$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z \cdot (2 \cdot \beta_{Mz} - 4) \quad \text{sans excéder } 0,9$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{Sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y} \quad k_z = 1 - \frac{\mu_z \cdot N_{Sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} \quad \text{en Classes 1, 2 et 3 sans excéder 1,5}$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{Sd}}{\chi_y \cdot A_{eff} \cdot f_y} \quad k_z = 1 - \frac{\mu_z \cdot N_{Sd}}{\chi_z \cdot A_{eff} \cdot f_y} \quad \text{en Classe 4 sans excéder 1,5}$$

La stabilité au flambement sans déversement est assurée si :

en Classes 1 et 2 :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_y \cdot M_{y \cdot Sd}}{W_{pl \cdot y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_z \cdot M_{z \cdot Sd}}{W_{pl \cdot z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

en Classe 3 :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_y \cdot M_{y \cdot Sd}}{W_{el \cdot y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_z \cdot M_{z \cdot Sd}}{W_{el \cdot z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

en Classe 4 :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} \cdot A_{eff} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_y \cdot (M_{y \cdot Sd} + N_{Sd} \cdot e_{N \cdot y})}{W_{eff \cdot y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_z \cdot (M_{z \cdot Sd} + N_{Sd} \cdot e_{N \cdot z})}{W_{eff \cdot z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

avec $e_{N \cdot y}$ et $e_{N \cdot z}$ décalages dans les directions respectives z et y du centre de gravité de la section efficace sous compression seule par rapport au centre de gravité de la section complète.

■ Second critère de stabilité

Coefficient de moment k_{LT}

β_{MLT} facteur de moment uniforme équivalent sur la longueur de déversement

$$\mu_{LT} = 0,15 \cdot \bar{\lambda}_z \cdot \beta_{MLT} - 0,15 \quad \text{sans excéder 0,9}$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{Sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} \quad \text{sans excéder 1}$$

χ_{LT} coefficient de déversement qui serait applicable à l'élément s'il n'était soumis qu'à la flexion autour de l'axe y

**La stabilité au flambement avec déversement
est assurée si :**

en Classes 1 et 2 :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_z \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y \cdot Sd}}{\chi_{LT} \cdot W_{pl \cdot y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_z \cdot M_{z \cdot Sd}}{W_{pl \cdot z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

en Classe 3 :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_z \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y \cdot Sd}}{\chi_{LT} \cdot W_{el \cdot y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_z \cdot M_{z \cdot Sd}}{W_{el \cdot z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

en Classe 4 :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_z \cdot A_{eff} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_{LT} \cdot (M_{y \cdot Sd} + N_{Sd} \cdot e_{N \cdot y})}{\chi_{LT} \cdot W_{eff \cdot y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_z \cdot (M_{z \cdot Sd} + N_{Sd} \cdot e_{N \cdot z})}{W_{eff \cdot z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

avec $e_{N \cdot y}$ et $e_{N \cdot z}$ décalages dans les directions respectives z et y du centre de gravité de la section efficace sous compression seule par rapport au centre de gravité de la section complète.

Annexe 6 — Tableaux de synthèse sur les résistances de calcul des boulons

Norme NF P 22 430 : Résistances de calcul des boulons (diamètres et épaisseurs en mm, sections en mm², efforts en daN)

classes	4 - 6	4 - 8	5 - 6	5 - 8	6 - 6	6 - 8	8 - 8	10 - 9
f_y (MPa)	240	320	300	400	360	480	640	900
σ_{red} (MPa)	240	280	300	340	360	410	550	670

diamètres	12	14	16	18	20	22	24	27	30
sections A_s	84,3	115	157	192	245	303	353	459	561

Résistances au cisaillement par plan de cisaillement

$$F_{v,Rd} = A_s \sigma_{red} / 1,54$$

classes	12	14	16	18	20	22	24	27	30
4 - 6	1 314	1 792	2 447	2 992	3 818	4 722	5 501	7 153	8 743
4 - 8	1 533	2 091	2 855	3 491	4 455	5 509	6 418	8 345	10 200
5 - 6	1 642	2 240	3 058	3 740	4 773	5 903	6 877	8 942	10 929
5 - 8	1 861	2 539	3 466	4 239	5 409	6 690	7 794	10 134	12 386
6 - 6	1 971	2 688	3 670	4 488	5 727	7 083	8 252	10 730	13 114
6 - 8	2 244	3 062	4 180	5 112	6 523	8 067	9 398	12 220	14 936
8 - 8	3 011	4 107	5 607	6 857	8 750	10 821	12 607	16 393	20 036
10 - 9	3 668	5 003	6 831	8 353	10 659	13 182	15 358	19 969	24 407

Résistances en traction

$$F_{t,Rd} = A_s \sigma_{red} / 1,25$$

classes	12	14	16	18	20	22	24	27	30
4 - 6	1 619	2 208	3 014	3 686	4 704	5 818	6 778	8 813	10 771
4 - 8	1 888	2 576	3 517	4 301	5 488	6 787	7 907	10 282	12 566
5 - 6	2 023	2 760	3 768	4 608	5 880	7 272	8 472	11 016	13 464
5 - 8	2 293	3 128	4 270	5 222	6 664	8 242	9 602	12 485	15 259
6 - 6	2 428	3 312	4 522	5 530	7 056	8 726	10 166	13 219	16 157
6 - 8	2 765	3 772	5 150	6 298	8 036	9 938	11 578	15 055	18 401
8 - 8	3 709	5 060	6 908	8 448	10 780	13 332	15 532	20 196	24 684
10 - 9	4 518	6 164	8 415	10 291	13 132	16 241	18 921	24 602	30 070

Epaisseurs limites en acier S235 pour la pression diamétrale									
$F_{b,Rd} = 3f_y d t$									
classes	12	14	16	18	20	22	24	27	30
4 - 6	2	2	2	2	3	3	3	4	4
4 - 8	2	2	3	3	3	4	4	4	5
5 - 6	2	2	3	3	3	4	4	5	5
5 - 8	2	3	3	3	4	4	5	5	6
6 - 6	2	3	3	4	4	5	5	6	6
6 - 8	3	3	4	4	5	5	6	6	7
8 - 8	4	4	5	5	6	7	7	9	9
10 - 9	4	5	6	7	8	8	9	10	12

**Norme NF P 22-460 : Résistances au glissement
(diamètres en mm, efforts en daN)**

Résistances par plan de glissement pour $\mu = 0,3$										
$F_{s,Rd} = 1,10\mu(0,8A_s f_{yb})$										
Classes	12	14	16	18	20	22	24	27	30	
HR 8 - 8	précontrainte	4 316	5 888	8 038	9 830	12 544	15 514	18 074	23 501	28 723
	$F_{s,Rd}$	1 424	1 943	2 653	3 244	4 140	5 119	5 964	7 755	9 479
HR 10 - 9	précontrainte	6 070	8 280	11 304	13 824	17 640	21 816	25 416	33 048	40 392
	$F_{s,Rd}$	2 003	2 732	3 730	4 562	5 821	7 199	8 387	10 906	13 329

Norme XP 22-311 : Résistances de calcul des boulons (diamètres et épaisseurs en mm, section en mm², efforts en daN)

classes	4 - 6	4 - 8	5 - 6	5 - 8	6 - 6	6 - 8	8 - 8	10 - 9
f _{ub} (MPa)	400	400	500	500	600	600	800	1 000

diamètres	12	14	16	18	20	22	24	27	30
sections A _s	84,3	115	157	192	245	303	353	459	561

Résistances au cisaillement par plan de cisaillement

classes 4.6, 5.6, 6.6 et 8.8 : $F_{v,Rd} = 0,6 A_s f_{ub} / 1,25$
classes 4.8, 5.8, 6.8 et 10.9 : $F_{v,Rd} = 0,5 A_s f_{ub} / 1,25$

classes	12	14	16	18	20	22	24	27	30
4 - 6	1 619	2 208	3 014	3 686	4 704	5 818	6 778	8 813	10 771
4 - 8	1 349	1 840	2 512	3 072	3 920	4 848	5 648	7 344	8 976
5 - 6	2 023	2 760	3 768	4 608	5 880	7 272	8 472	11 016	13 464
5 - 8	1 686	2 300	3 140	3 840	4 900	6 060	7 060	9 180	11 220
6 - 6	2 428	3 312	4 522	5 530	7 056	8 726	10 166	13 219	16 157
6 - 8	2 023	2 760	3 768	4 608	5 880	7 272	8 472	11 016	13 464
8 - 8	3 237	4 416	6 029	7 373	9 408	11 635	13 555	17 626	21 542
10 - 9	3 372	4 600	6 280	7 680	9 800	12 120	14 120	18 360	22 440

Résistances en traction

$F_{t,Rd} = 0,9 A_s f_{ub} / 1,50$

classes	12	14	16	18	20	22	24	27	30
4 - 6	2 023	2 760	3 768	4 608	5 880	7 272	8 472	11 016	13 464
4 - 8	2 023	2 760	3 768	4 608	5 880	7 272	8 472	11 016	13 464
5 - 6	2 529	3 450	4 710	5 760	7 350	9 090	10 590	13 770	16 830
5 - 8	2 529	3 450	4 710	5 760	7 350	9 090	10 590	13 770	16 830
6 - 6	3 035	4 140	5 652	6 912	8 820	10 908	12 708	16 524	20 196
6 - 8	3 035	4 140	5 652	6 912	8 820	10 908	12 708	16 524	20 196
8 - 8	4 046	5 520	7 536	9 216	11 760	14 544	16 944	22 032	26 928
10 - 9	5 058	6 900	9 420	11 520	14 700	18 180	21 180	27 540	33 660

Épaisseurs limites en acier S235 pour la pression diamétrale avec $\alpha = 0,5$

$$F_{b-Rd} = 2,5\alpha f_u d t / 1,25$$

classes	12	14	16	18	20	22	24	27	30
4 - 6	4	4	5	6	7	7	8	9	10
4 - 8	3	4	4	5	5	6	7	8	8
5 - 6	5	5	7	7	8	9	10	11	12
5 - 8	4	5	5	6	7	8	8	9	10
6 - 6	6	7	8	9	10	11	12	14	15
6 - 8	5	5	7	7	8	9	10	11	12
8 - 8	7	9	10	11	13	15	16	18	20
10 - 9	8	9	11	12	14	15	16	19	21

Résistances au glissement par plan de glissement pour $\mu = 0,3$

$$F_{s-Rd} = \mu(0,7A_s f_{ub}) / \gamma_{Ms}$$

els : $\gamma_{Ms} = 1,20$ elu : $\gamma_{Ms} = 1,10$

classes		12	14	16	18	20	22	24	27	30
HR 8 - 8	els	1 180	1 610	2 198	2 688	3 430	4 242	4 942	6 426	7 854
	elu	1 287	1 756	2 398	2 932	3 742	4 628	5 391	7 010	8 568
HR 10 - 9	els	1 475	2 013	2 748	3 360	4 288	5 303	6 178	8 033	9 818
	elu	1 609	2 195	2 997	3 665	4 677	5 785	6 739	8 763	10 710

Annexe 7 — Comportement des câbles

■ Position d'équilibre

Un câble, ancré en deux points et soumis à une charge répartie p , prend à l'équilibre une position déformée dite en chaînette et d'équation :

$$z(x) = \frac{T}{p} \cdot \left(\operatorname{ch}\left(\frac{px}{T}\right) - 1 \right)$$

où x est l'abscisse horizontale comptée à partir du point bas et T la composante horizontale de la tension.

En pratique, la courbe déformée est assimilable à une parabole, pour les faibles valeurs de flèche rapportées à la portée. La longueur développée s du câble à l'état d'équilibre peut ainsi s'écrire en fonction de la flèche f et de la portée L :

$$s = L \cdot \left(1 + \frac{8}{3} \cdot \frac{f^2}{L^2} \right)$$

Par ailleurs, l'équilibre statique du câble permet d'établir une relation entre la flèche f et T la composante horizontale de la tension :

$$T = \frac{p \cdot L^2}{8 \cdot f}$$

La longueur développée peut donc s'écrire :

$$s = L \cdot \left(1 + \frac{p^2 \cdot L^2}{24 \cdot T^2} \right)$$

Cette même longueur peut aussi s'écrire à partir de l'allongement du câble sous la tension T , en appelant s_0 la longueur à vide du câble sans tension, E_c et A_c le module d'élasticité longitudinale et la section du câble :

$$s = s_0 \cdot \left(1 + \frac{T}{E_c \cdot A_c} \right) \quad \text{d'où } s_0 = L \cdot \frac{1 + \frac{p^2 \cdot L^2}{24 \cdot T^2}}{1 + \frac{T}{E_c \cdot A_c}}$$

■ Rigidité en fonction de la tension de pose

On applique la dernière relation au cas de l'équilibre du câble sous une tension initiale de pose T_0 :

$$s_0 = L \cdot \frac{1 + \frac{p^2 \cdot L^2}{24 \cdot T_0^2}}{1 + \frac{T_0}{E_c \cdot A_c}}$$

Si l'on écarte les ancrages de ΔL suivant la corde, la tension devient T . On a :

$$s = s_0 \cdot \left(1 + \frac{T}{E_c \cdot A_c} \right) \quad \text{en écrivant l'allongement élastique du câble}$$

$$= (L + \Delta L) \cdot \left(1 + \frac{p^2 \cdot L^2}{24 \cdot T^2} \right) \quad \text{en écrivant l'équilibre du câble suivant une parabole}$$

$$L + \Delta L = s_0 \cdot \frac{1 + \frac{T}{E_c \cdot A_c}}{1 + \frac{p^2 \cdot L^2}{24 \cdot T^2}} \quad \text{avec} \quad s_0 = L \cdot \frac{1 + \frac{p^2 \cdot L^2}{24 \cdot T_0^2}}{1 + \frac{T_0}{E_c \cdot A_c}}$$

$$L + \Delta L = L \cdot \frac{1 + \frac{p^2 \cdot L^2}{24 \cdot T_0^2}}{1 + \frac{T_0}{E_c \cdot A_c}} \cdot \frac{1 + \frac{T}{E_c \cdot A_c}}{1 + \frac{p^2 \cdot L^2}{24 \cdot T^2}}$$

Les termes fonctions de la tension et de l'élasticité étant tous petits devant 1, une expression approchée de la longueur est :

$$L + \Delta L = L \cdot \left(1 + \frac{p^2 \cdot L^2}{24 \cdot T_0^2} - \frac{p^2 \cdot L^2}{24 \cdot T^2} + \frac{T}{E_c \cdot A_c} - \frac{T_0}{E_c \cdot A_c} \right)$$

Soit, pour la variation de distance entre les ancrages :

$$\Delta L = \frac{p^2 \cdot L^3}{24} \cdot \left(\frac{1}{T_0^2} - \frac{1}{T^2} \right) + \frac{L}{E_c \cdot A_c} \cdot (T - T_0)$$

Lorsque la tension est importante, le premier terme de l'expression est négligeable et le comportement est pratiquement linéaire. Lorsqu'au contraire la tension est faible, c'est le deuxième terme qui est négligeable et la relation allongement-tension suit une loi parabolique. Pour un câble donné, il existe donc une tension au-dessus de laquelle il est possible de considérer le comportement du câble comme pratiquement élastique.

Plus généralement, pour des variations faibles de tension autour d'une valeur moyenne T , on peut retenir un comportement linéaire avec un module tangent E_t donné par :

$$dL = L \cdot \left(\frac{p^2 \cdot L^2}{12 \cdot T^3} + \frac{1}{E_c \cdot A_c} \right) \cdot dT$$

$$\frac{dL}{L} = \frac{dT}{E_t \cdot A_c} = \left(\frac{p^2 \cdot L^2}{12 \cdot T^3} + \frac{1}{E_c \cdot A_c} \right) \cdot dT$$

$$E_t \cdot A_c = \frac{1}{\frac{p^2 \cdot L^2}{12 \cdot T^3} + \frac{1}{E_c \cdot A_c}}$$

$$E_t = \frac{E_c}{1 + \frac{E_c \cdot A_c \cdot p^2 \cdot L^2}{12 \cdot T^3}}$$

Index

Accumulation d'eau 56, 146

Acier (matériau) 67

Aciers

- autopatrinables 84
- calmes 71
- effervescents 70
- inoxydables 85
- normalisés 78
- à résistance améliorée au travers court 83
- d'usage général 79

Aciers (critères de choix des) 89

Actions 21

Actions (codes de calcul des) 28

Actions climatiques 43

Actions sismiques 59

Addition (éléments d') 73

Aires de cisaillement 180

Alliage (élément d') 73

Allongement à la rupture 75

Âmes ajourées, alvéolaires 104

Âmes de poutres

- sous charges transversales 195
- sous effort tranchant 178
- (voilement d') 235

Amplification des moments 135, 213

Amplification dynamique 39, 51, 55, 146

Analyse

- élastique 115
- élastique-plastique 133
- plastique 130
- au premier ordre 115
- rigide-plastique 133
- au second ordre 116, 231
- des structures 115

Appui

- articulé 310, 385
- encastré 313
- simple 252, 376, 398

Appuis (conditions d') 361

Arbalétrier 372

Arc 354

Arrachement lamellaire 83, 282

Articulation 288, 310

Assemblage de cornières 315

Assemblages 251, 287

- boulonnés 253, 264, 291, 314, 383
- (choix des) 283
- classification 288
- rivés 271
- soudés 273, 287, 289, 297

Assemblages de profils creux 297

Assemblages rigides, semi-rigides 288

Attaches excentrées 315

Bacs acier 105

Barre idéale 197

Bèche d'ancrage 309, 386

Bifurcation d'équilibre 117, 198

Boulon

- à haute résistance (HR) 111
- HV DIN 111
- non précontraint normal 110, 253
- « plein trou » 284
- précontraint à serrage contrôlé 111, 264
- serti 113

Boulonnage 108

Boulons (caractéristiques des) 108

Boulons (résistance des) 253

Bracon 360, 366, 375, 380

Bretelle 364

Câbles 106, 322

Caisson 343, 396

Calcul des structures : voir analyse

Calmage des aciers 71

Caquot (critère de) 150

Carbone 72

Carbone équivalent 72

Cercle de Mohr 150, 241

Champ diagonal 239

Chargement critique 116

Charge(s)

- climatiques 43
- critique d'Euler 117, 197
- d'exploitation 33
- permanentes 31
- transversales 195

Charges d'eau 56, 146

Chemins de roulement 144, 394

Cisaillement 149, 178, 189, 191, 195, 256, 263, 269, 272, 394

Cisaillement de bloc 315

Ciseaux 374

Classification

- des actions 21
- des assemblages 288
- des sections 155
- des structures 124

Coefficient

- d'adaptation plastique 183
- de déversement 221, 223, 224

- de dilatation annexe 1
- d'éloignement critique 124
- de frottement 269, 309
- de flambement annexe 4
- partiel de sécurité 23, 151
- de pondération 22
- Collaboration des parois 361
- Combinaisons
 - d'actions 22
 - de contraintes 149, 190
- Comportement postcritique 165, 237
- Composition chimique 72, 80, 82, 84
- Compression 177, 197, 213, 228
- Compression (éléments comprimés) 323
- Compression variable 329
- Concentration de contraintes 174, 256, 290, 311
- Conditions d'appuis 361
- Contact direct 282
- Contrainte
 - critique de déversement 222
 - critique de voilement de cisaillement 236
 - critique de voilement local 161
 - interne 165, 202
 - limites 150
 - de non-déversement 222
- Contre-flèche 142
- Contreventement 326, 359
- Contreventement (système de) 125, 129
- Cordons de soudure d'angle
 - frontaux, latéraux 276
 - dimensionnement 273
 - discontinus 281
- Cornières (assemblage de) 176, 315
- Courbure initiale des barres 203
- Critère de ruine 22, 149
- Croix de Saint-André 352, 389
- Défaut de rectitude 130, 202
- Déformation 141, 284, 338, 343
- Désoxydation 70
- Déversement 219, 333
- Diagramme fer-carbone 68
- Diaphragme 362, 393
- Dispositions constructives
 - d'assemblage boulonné 258
 - d'assemblage soudé 279
- Divergence d'équilibre 118, 200
- Domaine postcritique 162, 237
- Ductilité (condition de) 76, 90, 175
- Dureté 77
- Dutheil (méthode de) 206, 214
- Eau (charges de) 56, 146
- Échantignoles 368
- Éclissage 252, 366, 383
- Écrouissage 71, 76
- Effervescent (acier) 70
- Effet de levier 254
- Effet pied de biche 255
- Effets du second ordre 116, 135
- Effort normal 173, 192, 197, 247
- Effort tranchant 178, 191, 195
- Efforts combinés 263
 - résistance des boulons 270
 - résistance des rivets 256, 271
 - résistance des sections 190, 195
 - stabilité des âmes de poutres 247
 - stabilité des barres 227, 231, annexe 5
- Élancement de barre 204
- Élancement de paroi 154, 157
- Élancement réduit
 - de flambement 205
 - de voilement de cisaillement 237
 - de voilement de compression 164
- Empannon 369
- Encastrement du pied de poteau 313
- Encastrement poutre-poteau 252, 287, 384
- Entaille 279
- Entrait 373
- Espacement de tubes 298
- Essai
 - de dureté 77
 - mécaniques 74
 - métallographiques 74
 - de pliage 78
 - de traction 74
 - de rupture en flexion par choc 76
- État limite de service (critères d') 141
- État limite ultime (critère d') 149
- Étirage 98
- Euler (charge critique d') 117, 197
- Excentricité 176, 177, 178, 299, 315
- Extension (assemblages en) 254
- Faux-aplombs des poteaux 126
- Ferme 369
- Fiabilité 151
- Filetage 109
- Flambement 116, 197, 213, 227, 324, 342, 345, 368, 372, 375, 380
- Flambement (courbes européennes de) 209
- Flambement avec maintien élastique 331
- Flambement d'ensemble 122
- Flambement sous compression variable 329

- Flèches admissibles 142
 Flexion simple 182, 331
 Formage 71
 Frottement 268, 309

 Gauchissement 190
 Givre (charges de) 57
 Glissement (résistance au) 268
 Glissement longitudinal 187, 327
 Gorge de soudure 273
 Gousset 252, 376
 Grain d'appui 312
 Grugeage 252, 314

 Imperfection (facteur d') 210
 Imperfections des barres 201
 Imperfections des parois 238
 Imperfections globales des structures 126
 Impuretés 73
 Inconfort 146
 Inoxydable (acier) 85
 Instabilités des barres 197
 Interaction
 - résistance des boulons 263, 270
 - résistance des sections 190
 - stabilité au flambement 227
 - stabilité au voilement 247
 Itérations 119

 Jarret 385
 Jeu 262
 Joint
 - de continuité 252, 366
 - soudé 273, 282
 Laminage 71
 - à chaud 97
 - à froid 98
 - normalisant 71
 - thermomécanique 71
 Laminés marchands (profils) 99, annexe 3
 Largeur efficace de paroi 164
 Liernes 322, 364
 Limitation des déformations 142, 284
 Limite d'élasticité 75, 81, 82, 87, annexe 1
 Limite de rupture 75, 80, 87, annexe 1
 Lisse 390
 Long pan 389
 Longueur d'assemblage (limitation de) 261
 Longueur de déversement 334

 Longueur de flambement 325, 331, 342, 346, 372, 375, 380
 Longueur efficace d'un tronçon en T 297

 Marque NF 111, 152
 Mécanisme de ruine plastique 131
 Membrane 299, 339, 369
 Métallurgie 67
 Méthode postcritique 237
 Mode de flambement 120
 Module d'élasticité longitudinale annexe 1
 Module d'élasticité transversale annexe 1
 Module d'inertie
 - élastique 184
 - élastique efficace 184
 - plastique 183
 Mohr (cercle de) 150, 241
 Moment
 - critique de déversement 220
 - de déformation latérale 135
 - fléchissant 182, 247, 331
 - secondaires 176, 342
 - de torsion 188, 394
 Moulage 98

 Nappes tridimensionnelles 356
 Neige (charges de) 43
 Nœud d'assemblage 356
 Nœuds déplaçables, fixes 123, 346, 352, 354, 380
 Nuance (d'acier) 78, 89

 Oblongs (trous) 269
 Ordre (second) 116
 Ossature
 - contreventée 124
 - rigide 124
 - souple 124
 Ossatures (conception des) 351
 Ossatures poutres-poteaux 347

 Palées 388
 Pan de fer 389
 Panne 363
 Panneau
 - de cisaillement 236
 - d'extrémités 244
 Paroi (voilement local d'une) 153
 Paroi idéale 161
 Paroi réelle 165
 Pénétration
 - de soudure 274, 278

- Pente minimale de toiture 147
- Perçage 173
- Perçages (effet des) 173, 183, 262
- Perçages (valeurs des) 262
- Perçages (surdimensionnés, oblongs) 269
- Pièces composées 327
- Pied de poteau 304, 385
- Pignon 391
- Pincettes 258, 259
- Plancher 392
- Plaque d'ancrage 308
- Plastification des sections 131, 156, 182, 332
- Platine d'about 252, 287, 291, 384
- Platine de pied de poteau 305, 386
- Poids propre 31, annexe 1
- Poinçonnement 254, 299
- Pondération (coefficient de) 22
- Pont roulant 37, 144, 146, 394
- Portiques 144, 353, 377
- Postcritique 162, 165, 237, 240
- Poteau 345, 380
- Poteau baïonnette 398
- Poussée « au vide » 385, 388
- Poutre 331
 - à âme ajourée 337
 - à âme pleine 336
 - en treillis 339, 344, 369
- Poutre au vent 358, 387
- Pression diamétrale 256, 258, 270, 272, 310, 366
- Pression sur le béton 305, 310, 386
- Profil
 - creux 297
 - formé à froid 102, 336
 - jumelés, composés 326
 - laminé à chaud 99, 336
 - reconstitué soudé 106, 338, 343, 349
- Profilage 98
- Qualité d'acier 78, 90
- Raidisseurs 178, 235, 250, 267, 289, 291, 305, 312, 385, 395, 397
- Recouvrement de tubes 298
- Recuit 70
- Redistribution de moments 135
- Référentiel technique 15
- Répartition d'efforts entre boulons 260
- Résilience (essai de) 76
- Résistance (critères de) 22
- Résistance des boulons 263
- Résistance des sections 149, 173
- Résistances des rivets 271
- Résonance 146
- Revenu 70
- Rotule plastique 131
- Ruine (critères de) 22
- Rupture fragile 90, 175, 286
- Sablère 358
- Saint-Venant (torsion) 188
- Scellement des tiges d'ancrage 308
- Section
 - classification 155
 - efficace 160
 - nette 173, 185
 - résistance 149, 173
- Solidarisation de profils 326
- Solives 393
- Sollicitations combinées 190
- Sommier 308, 313
- Soudabilité 72
- Soudage 112
- Soudures (résistance des) 273
- Soudures bouchons, en entaille 279
- Stabilité d'ensemble 116, 358
- Stabilité des barres
 - formules générales 227
 - au second ordre 231
- Striction 76, 83
- Structure : voir ossature
- Structure tridimensionnelle 356
- Suspentes 321
- Systèmes triangulés 352
- Température (variations de) 56
- Tiges d'ancrage 307
- Tirants 322
- Tôles 102
- Torsion 188
- Traction 173
- Traction (boulons en) 253, 265
- Traction (éléments tendus) 319
- Trainage de cisaillement 187
- Traitement thermique 69
- Traverses de liaison 327
- Traverses de portiques 379
- Tréfilage 98
- Treillis (poutre) 339
- Treillis en profils creux 343, 372
- Treillis en profils creux (assemblage des) 297

Treillis postcritique 241

Trempe 70

Tridimensionnelle (structure) 356

Tronçon en T équivalent 295

Tronçons courts 177, 187, 210, 225

Tubes (assemblage de) 297

Vent (charges de) 48, 52

Vibrations 146

Voilement de cisaillement 217

Voilement local 153, 155, 177, 184, 306, 325

Von Karman 164, 237

Von Mises (critère de) 150

~~Table des matières~~

© GROUPE MONITEUR, 1997

VI — Le matériau acier	67
VI. 1 — Généralités sur le matériau acier et ses essais de caractérisation	67
VI. 1.1 — Rappels succincts de métallurgie	67
VI. 1.2 — Composition chimique des aciers	72
VI. 1.3 — Essais métallographiques	74
VI. 1.4 — Essais mécaniques	74
VI. 2 — Les aciers normalisés pour la construction métallique	78
VI. 2.1 — Les aciers d'usage général de la norme EN 10025	79
VI. 2.2 — Les aciers de la norme EN 10113	81
VI. 2.3 — Les aciers de construction à caractéristiques de déformation améliorées dans le sens perpendiculaire à la surface du produit. Norme EN 10164	83
VI. 2.4 — Les aciers autopatrinables de la norme EN 10155	84
VI. 2.5 — Les aciers inoxydables	85
VI. 2.6 — Critères de choix des aciers en construction métallique	89
VII — Les principaux produits en acier pour la construction métallique	97
VII. 1 — Les modes de fabrication des produits de construction en acier	97
VII. 2 — Principaux produits utilisés comme éléments de structure	99
VII. 3 — Les moyens d'assemblage en construction métallique	108
VII. 3.1 — Le boulonnage	108
VII. 3.2 — Le soudage	112
VII. 3.3 — Autres moyens d'assemblage	113
VII. 4 — Principales données numériques pour les calculs	114
VII. 5 — Sélection récapitulative de normes de produits pour la construction métallique	114
VIII — Analyse des structures	115
VIII. 1 — Règles CM 66	115
VIII. 1.1 — Analyse élastique au premier ordre	115
VIII. 1.2 — Effets du second ordre et chargement critique	116
VIII. 1.3 — Prescriptions des Règles CM 66	123
VIII. 2 — Eurocode 3	124
VIII. 2.1 — Classification des structures	124
VIII. 2.2 — Imperfections globales des structures	126
VIII. 2.3 — Recours au calcul plastique	130
VIII. 2.4 — Prise en compte indirecte des effets du second ordre en élasticité	135
VIII. 2.5 — Canevas général de l'analyse des structures	139
IX — Critères d'état limite de service	141
IX. 1 — Définitions et bases des vérifications	141
IX. 2 — Déformations des éléments fléchis	142

IX. 3 — Flèches horizontales d'ossatures	144
IX. 4 — Vibrations	146
IX. 5 — Accumulation d'eau sur les toitures	146
X — Généralités sur la résistance des sections	149
X. 1 — Critère de ruine	149
X. 2 — Influence du voilement local sur la résistance des sections	153
X. 3 — Classification des sections transversales	155
X. 3.1 — Voilement local dans une section	155
X. 3.2 — Définition de principe des classes de sections	156
X. 3.3 — Limites pratiques d'élancement géométrique des parois	157
X. 4 — Traitement des sections de classe 4	159
X. 4.1 — Contrainte critique d'une paroi plane idéale	161
X. 4.2 — Exploitation théorique du domaine postcritique des parois planes	162
X. 4.3 — Traitement pratique des parois planes réelles	165
X. 4.4 — Remarques complémentaires sur le traitement des sections de classe 4	170
XI — Formules de résistance des sections	173
XI. 1 — Effort normal	173
XI. 1.1 — Traction	173
XI. 1.2 — Compression	177
XI. 2 — Effort tranchant	178
XI. 3 — Flexion simple	182
XI. 4 — Torsion	188
XI. 5 — Sollicitations combinées	190
XI. 6 — Effets des charges transversales sur les âmes de profils	195
XII — Instabilités des barres	197
XII. 1 — Flambement en compression simple	197
XII. 1.1 — Charges critiques d'Euler	197
XII. 1.2 — Comportement des barres réelles	201
XII. 2 — Compression et flexion dans le plan de flambement	213
XII. 3 — Déversement en flexion simple	219
XII. 3.1 — Coefficient de déversement des Règles CM 66	221
XII. 3.2 — Coefficient de déversement de l'Additif 80	223
XII. 3.3 — Coefficient de déversement de l'Eurocode 3	224
XII. 3.4 — Tronçons prémunis contre tout risque de déversement	225
XII. 4 — Formules générales de stabilité	227

XII. 4.1 — Critère des Règles CM 66	229
XII. 4.2 — Critère de l'Additif 80	230
XII. 4.3 — Critères de l'Eurocode 3	230
XII. 4.4 — Tableaux de coefficients et canevas de synthèse	231
XII. 5 — Calcul direct de stabilité au second ordre	231
XIII — Voilement de cisaillement des âmes de poutres	235
XIII. 1 — Contrainte critique de cisaillement	236
XIII. 2 — Méthode postcritique simple	237
XIII. 3 — Méthode du champ diagonal de traction	239
XIII. 4 — Interaction avec le moment de flexion et l'effort normal	247
XIII. 5 — Calcul des raidisseurs	250
XIV — Généralités sur les assemblages et résistance des moyens d'assemblage	251
XIV. 1 — Généralités sur les assemblages de construction métallique	251
XIV. 2 — Assemblages par boulons non précontraints	253
XIV. 2.1 — Résistance aux efforts parallèles à l'axe des vis	253
XIV. 2.2 — Résistance aux efforts perpendiculaires à l'axe des vis	256
XIV. 2.3 — Résistance aux efforts combinés	263
XIV. 3 — Assemblages par boulons précontraints	264
XIV. 3.1 — Précontrainte de calcul	264
XIV. 3.2 — Résistance aux efforts parallèles à l'axe des vis	265
XIV. 3.3 — Résistance aux efforts perpendiculaires à l'axe des vis	268
XIV. 3.4 — Résistance aux efforts combinés	270
XIV. 4 — Assemblages rivés	271
XIV. 5 — Assemblages soudés	273
XIV. 5.1 — Dimensionnement des cordons d'angle	273
XIV. 5.2 — Dispositions assimilées à des soudures d'angle	278
XIV. 5.3 — Dispositions constructives	279
XIV. 5.4 — Assemblages par contact direct	282
XIV. 6 — Critères de choix des moyens d'assemblages	283
XIV. 6.1 — Maîtrise des déformations	284
XIV. 6.2 — Sollicitations dynamiques	285
XIV. 6.3 — Sollicitations en fatigue	285
XIV. 6.4 — Structures soumises à de basses températures	286
XIV. 7 — Résistances de calcul des boulons	286
XV — Assemblages courants de construction métallique	287
XV. 1 — Assemblages d'encastrement poutre-poteau	287

XV. 1.1 — Classification des assemblages poutre-poteau	288
XV. 1.2 — Assemblages soudés poutre-poteau	289
XV. 1.3 — Assemblages poutre-poteau par platine d'about boulonnée	291
XV. 2 — Assemblages de profils creux	297
XV. 2.1 — Normes françaises	300
XV. 2.2 — Norme XP P 22 311 - Annexe KK	300
XV. 3 — Pieds de poteaux	304
XV. 3.1 — La platine	305
XV. 3.2 — Les tiges d'ancrages	307
XV. 3.3 — La bêche d'ancrage	309
XV. 3.4 — Vérification de l'articulation	310
XV. 3.5 — Réalisation des encastresments	313
XV. 4 — Assemblages boulonnés particuliers	314
XVI — Composants d'ossature	319
XVI. 1 — Éléments tendus	319
XVI. 2 — Éléments en compression simple	323
XVI. 3 — Poutres	331
XVI. 3.1 — Profils à parois minces formés à froid	336
XVI. 3.2 — Profils en I laminés à chaud	336
XVI. 3.3 — Profils en I reconstitués soudés	338
XVI. 3.4 — Poutres planes en treillis	339
XVI. 3.5 — Profils reconstitués soudés en caisson	343
XVI. 3.6 — Poutres en treillis spatiales	344
XVI. 4 — Poteaux comprimés et fléchis	345
XVII — Conception générale des ossatures	351
XVII. 1 — Principes fondamentaux	351
XVII. 2 — Systèmes constructifs	352
XVII. 2.1 — Systèmes triangulés	352
XVII. 2.2 — Portiques	353
XVII. 2.3 — Arcs	354
XVII. 2.4 — Nappes tridimensionnelles	356
XVII. 3 — Stabilité d'ensemble	358
XVII. 4 — Éléments complémentaires de stabilité	359
XVII. 5 — Choix des conditions de liaison aux appuis	361
XVII. 6 — Collaboration des parois à la stabilité des bâtiments	361
XVIII — Éléments types des ossatures courantes	363
XVIII. 1 — Pannes	363
XVIII. 2 — Empannons et fermes treillis	369
XVIII. 3 — Portiques transversaux	377
XVIII. 4 — Contreventement longitudinal	386

XVIII. 5 — Ossatures de pans de fer	389
XVIII. 6 — Plancher	392
XVIII. 7 — Chemins de roulement	394
Annexes	399
Annexe 1 — Valeurs de calcul des propriétés de l'acier	399
Annexe 2 — Caractéristiques mécaniques de quelques produits sidérurgiques courants	400
Annexe 3 — Sélection récapitulative de normes de produits pour la construction métallique	408
Annexe 4 — Coefficients de flambement	413
Annexe 5 — Canevas de synthèse sur la stabilité des barres	422
Suivant les Règles CM 66	422
Suivant l'Additif 80 aux Règles CM 66	427
Suivant l'Eurocode 3	432
Annexe 6 — Tableaux de synthèse sur les résistances de calcul des boulons	440
Norme NF P 22 430 : Résistances de calcul des boulons	440
Norme NF P 22-460 : Résistances au glissement	441
Norme XP 22-311 : Résistance de calcul des boulons	442
Annexe 7 — Comportement des câbles	444
Index	447

Ce formulaire contient les formules de résistance proposées par tous les textes applicables aujourd'hui en France : Règles CM66 et Additif 80, normes françaises d'assemblages, et Eurocode 3. Dans ce dernier cas, il s'agit toujours des solutions préconisées par la norme expérimentale française XP P 22-311 qui, par adaptation nationale, peuvent différer quelque peu de celles du texte original européen, mais sont seules effectivement applicables en France.

On trouvera donc réunies dans ce mémento toutes les données de départ nécessaires à la conception et au calcul des ouvrages en acier : évaluation des actions et des charges, règles de combinaison, caractéristiques des aciers et des produits sidérurgiques. Mais sont aussi précisés les modalités du calcul des structures et les vérifications d'état limite de service, de même que tous les critères de résistance et de stabilité auxquels les éléments doivent satisfaire.

Ce formulaire contient également les dispositions visant la conception et le calcul des assemblages. Des annexes fournissent enfin les valeurs numériques les plus utiles à la pratique courante du calcul des structures métalliques : caractéristiques de calcul des aciers, caractéristiques mécaniques des profilés courants, caractéristiques et capacités des boulons, coefficients de flambement. Des canevas de synthèse pour la justification de la stabilité des barres y sont également proposés.

Très complet, ce formulaire contient non seulement les données de base à connaître (évaluation des actions et des charges, règles de combinaison, caractéristiques des aciers, des profilés et des produits de boulonnerie), mais encore les critères de résistance et de stabilité (fondements essentiels des critères codifiés, formules des différents textes normatifs, canevas de synthèse, abaques et tableaux).

Traitant des principes fondamentaux d'organisation, des familles de composants de structure, des éléments types et dispositions constructives des ossatures courantes, ce nouveau mémento technique, par l'étendue des dispositions constructives qu'il explique de manière claire et concise, est un véritable guide de conception.

L'auteur, Pierre Maitre, est ingénieur principal à la direction des services techniques de SOCOTEC, professeur au Centre des hautes études de la construction (CHEC), maître de conférences à l'École nationale des Ponts et Chaussées (ENPC). Il est membre de la Commission nationale de normalisation de la construction métallique.

CHEZ LE MÊME ÉDITEUR

- *Formulaire du béton armé, volume 1*
Éléments de calcul – Interface béton armé / charpentes métalliques
- *Formulaire du béton armé, volume 2*
Fondations / contreventement – Le projet en zone sismique
- *Construire en acier*
Structures, enveloppes, assemblages et composants



280 F TTC

ISBN: 2.281.11172.5