

RECOMMANDATIONS DE LA CNC2M

RECOMMANDATIONS POUR L'APPLICATION DE LA NORME NF EN 1993

VERSION 2

MARS 2014

MEMBRES DE LA COMMISSION DE NORMALISATION

Président : M MAITRE

Secrétariat : MME LEMAIRE – BNCM

MME	ALGRANTI	CTICM
M	ANTROPIUS	JDA CONSULTANT
M	ARIBERT	INSA, CONSULTANT
M	ASHTARI	APAVE
M	BALGIU	QUALICONSULT
M	BEGUIN	CTICM
M	BITAR	CTICM
M	BONIFACE	EIFPAGE CM
M	BUREAU	CTICM
MME	CAILLAT	AFNOR
M	CAUSSE	VINCI CONSTRUCTION GRANDS PROJETS
M	CHABROLIN	CTICM
M	CORTADE	CONSULTANT
M	COUCHAUX	CTICM
M	COUGNAUD	ACIM
MME	DAVAINE	INGEROP EXPERTISE ET STRUCTURES
M	DELPUECH	MEDDE/DGITM
MME	DUSSAUGEY	CISMA
M	ETIENNE	SADEF FRANCE
M	GAULIARD	SCMF
M	GENEREUX	SETRA
M	GINEYS	GFD
M	GOURMELON	IGPC
M	GREFF	GFD
M	HENRIQUES	CSTB
M	HJIAJ	INSA DE RENNES
M	HOORPAH	MIO
M	HOUEL	CETE DE LYON
M	HOSTALERY	BUREAU VERITAS
M	IZABEL	SNPPA
M	LAMADON	BUREAU VERITAS
M	LAMY	FEDERATION FRANÇAISE DU BATIMENT
M	LE CHAFFOTEC	CTICM
MME	LEMAIRE	BNCM/CTICM
M	LEQUIEN	CETEN APAVE
M	LUKIC	CTICM
M	MAITRE	SOCOTEC
M	MARTIN	CTICM
M	MARTIN	SNCF
M	MENIGAULT	BN ACIER
M	MOHEISSEN	ALGECO
MME	PALISSON	SP CONSULTANTS
MME	PECHENARD	AFFIX
M	PERNIER	MEEDDM / CGDD
M	PLATZ	PROFIL DU FUTUR
M	POTRON	CAPEB
M	RAOUL	CONSULTANT
M	ROBERT	SETRA
M	SEMIN	CTICM
M	SIFFERLIN	EDF
M	SOKOL	SOKOL CONSULTANTS
M	SOMJA	INSA DE RENNES
M	THOLLARD	TRACTEBEL ENGINEERING S.A
M	THONIER	EGF BTP
M	TRIQUET	SNCF
M	TROUART	FEDERATION FRANÇAISE DU BATIMENT
M	VILLETTE	BAUDIN CHATEAUNEUF
M	VÜ	BE STRUCTURE E2C ATLANTIQUE
M	ZHAO	CTICM

AVANT-PROPOS

Les présentes recommandations viennent en complément des différentes parties de la norme NF EN 1993 et de leurs Annexes Nationales. Elles contiennent des informations complémentaires non contradictoires, destinées à faciliter l'application des règles de l'Eurocode 3.

Elles ne présentent qu'un caractère informatif et ne sauraient être contractualisées au même titre qu'un document normatif.

Cette version des recommandations ne couvre que la partie 1-1 de l'Eurocode 3. Elle a été approuvée par la Commission de Normalisation de la Construction Métallique et Mixte lors de la réunion du 28/03/2013.

REFERENCES NORMATIVES

NF EN 1991-1-4 : Eurocode 1 – Actions sur les structures – Partie 1-4 : Actions du Vent – Novembre 2005 - 2^{ème} tirage 2010

NF EN 1993-1-1 : Eurocode 3 – Calcul des structures en acier - Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments. Octobre 2005 – 3^{ème} Tirage 2010

NF EN 1993-1-1/NA : Eurocode 3 – Calcul des structures en acier - Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments - Annexe Nationale à la norme NF EN 1993-1-1 – Août 2013

NF EN 1993-1-5 : Eurocode 3 - Calcul des structures en acier - Partie 1-5 : Plaques planes – 3^{ème} Tirage 2011

INTRODUCTION

Les compléments ci-après font référence aux clauses concernées de la norme NF EN 1993-1-1 :2005 (3^{ème} tirage 2010).

5.2.1 Effets de la déformation géométrique de la structure

(1) En général, pour les ossatures de bâtiments courants, l'analyse globale peut être effectuée en utilisant les caractéristiques des sections brutes. Toutefois, dans les cas où l'on utilise des sections comportant des semelles de Classe 4 ou des semelles très larges, et où il est prévisible que le voilement local ou le traînage de cisaillement influe notablement sur la distribution des sollicitations (voir NF EN 1993-1-5 §2.2), il convient de procéder à une analyse globale basée sur les caractéristiques des sections efficaces.

(4) Dans les limites du domaine d'application définie par la NF EN 1993-1-1 §5.2.1(4)B, le coefficient α_{cr} peut s'exprimer par :

$$\alpha_{cr} = \frac{K_H h}{V_{Ed}}$$

où : V_{Ed} est la charge verticale totale de calcul transférée par l'étage ;
 h est la hauteur d'étage ;
 K_H est la rigidité en cisaillement horizontal de l'étage qui peut être déterminée à partir de la formule :

$$K_H = \frac{H_1}{\delta_1}$$

H_1 est un effort de cisaillement unitaire appliqué à l'étage
 δ_1 est le déplacement relatif entre les niveaux supérieur et inférieur de l'étage, dû à l'effort H_1 .

Note 1 : Il convient de noter que la charge verticale critique de l'étage et le coefficient α_{cr} sont indépendants du chargement horizontal.

Note 2 : La charge verticale critique de l'étage peut être estimée par : $V_{cr} = K_H h$

5.2.2 Stabilité structurale des ossatures

(5)B On peut, en général, considérer, avec une précision suffisante, que les moments dus à la déformation latérale sont ceux qui résultent aux extrémités des éléments, des forces horizontales (réelles ou équivalentes) appliquées à l'ossature. Il faut remarquer que l'introduction de l'imperfection globale initiale ϕ ou des forces horizontales équivalentes implique qu'une part des moments dus à la déformation latérale provient du chargement vertical.

Dans la mesure où l'on peut supposer que les forces horizontales sont appliquées aux nœuds (intersections poutres-poteaux), il est loisible de prendre en compte les effets du second ordre directement au niveau de l'analyse globale au 1^{er} ordre en appliquant l'amplification du paragraphe 5.2.2(5)B à ces forces horizontales (réelles ou équivalentes aux imperfections globales de l'ossature).

Pour les ossatures de bâtiment où la forte dissymétrie soit de l'ossature elle-même, soit du mode d'application des forces verticales, impliquerait une déformation latérale importante sous la seule action des forces verticales, les moments dus à la déformation latérale sont ceux obtenus dans les éléments de l'ossature à l'issue des opérations suivantes :

- a) en plus des conditions d'appui naturelles, on bloque les nœuds (intersections des poutres et des poteaux) de l'ossature en translation horizontale et on procède à l'analyse globale pour le cas de charge étudié (Figure 1(a)),
- b) on relève les réactions horizontales aux nœuds bloqués en translation horizontale,
- c) on procède à une analyse globale de l'ossature avec ses seules conditions d'appui naturelles et soumise seulement aux opposées des réactions relevées en b) (Figure 1(b)).

Les moments fléchissants alors obtenus sont les moments dus à la déformation latérale (M_{DL}) (Figure 1(c)).

Les moments qui résulteraient d'une analyse au second ordre sont donc égaux à la somme

- des moments obtenus en a),
- des moments obtenus en c) amplifiés par le coefficient d'amplification du paragraphe 5.2.2(5)B.

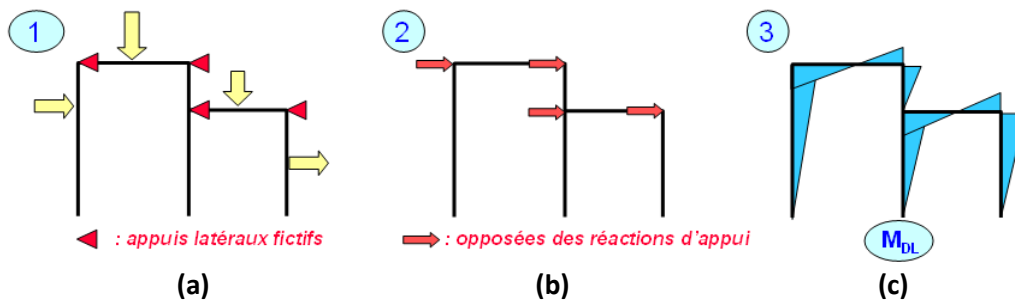


Figure 1

5.3.1(3)

Dans le cas d'une structure nécessitant une modélisation spatiale ou d'une structure plane complexe, il est recommandé de prendre en compte les imperfections locales selon les méthodes données au sous-chapitre 6.3 (voir 5.3.4(1)).

Suivant cette option, l'analyse globale n'intègre pas les imperfections locales sauf pour les barres visées par la clause 5.3.2(6).

5.3.2 Imperfections pour l'analyse globale des ossatures

- (9)B Dans les ossatures de bâtiments multi-étagés, les forces horizontales équivalentes aux effets de l'imperfection initiale d'aplomb appliquées à chaque niveau de plancher et de toiture sont proportionnelles aux charges verticales appliquées à l'ossature au niveau considéré.

Les forces horizontales équivalentes aux imperfections d'aplomb dans chaque tronçon de poteau, conduisent au système de charges du schéma (b) de la Figure 2 ci-dessous, système dont est déduit le chargement équivalent du schéma (c) de cette même figure. Dans ce dernier, la résultante des forces au niveau de chaque poutre a été ramenée sur la colonne de gauche.

Afin de retrouver des valeurs correctes de réactions aux appuis, les forces en pied des poteaux ne doivent pas être omises. Ainsi, en l'absence de charges horizontales réelles, la résultante des réactions horizontales est bien nulle.

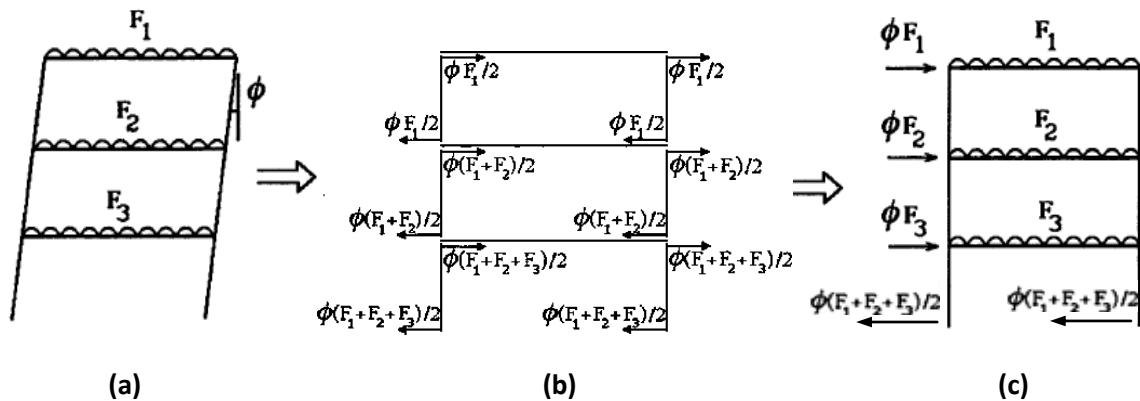


Figure 2

5.5.2 Classification

(2) En règle générale, les sections avec raidisseurs longitudinaux ne sont pas complètement couvertes par la NF EN 1993-1-1. Les paragraphes 4.4 et 4.5 de la norme NF EN 1993-1-5 traitent respectivement du voilement local des sous-panneaux et du voilement global des panneaux raidis.

(8) Tableau 5.2 (Feuille 1 sur 3)

Pour les sections en I ou H doublement symétriques, soumises à un effort axial et un moment fléchissant par rapport à leur axe de forte inertie, le facteur α définissant la position de l'axe neutre plastique peut être calculé de la manière suivante :

$$\text{Si } -c t_w f_y \leq N_{Ed} \leq c t_w f_y \quad \alpha = \frac{1}{2} \left(1 + \frac{N_{Ed}}{c t_w f_y} \right)$$

Si $N_{Ed} > c t_w f_y$ l'âme est totalement comprimée : $\alpha = 1$

Si $N_{Ed} < -c t_w f_y$ l'âme est totalement tendue : $\alpha = 0$

où : N_{Ed} est l'effort axial (positif pour la compression, négatif pour la traction)
 c est la hauteur de la partie droite de l'âme
 t_w est l'épaisseur de l'âme
 f_y est la limite d'élasticité

6.2.9.3 Flexion et effort normal – Sections transversales de Classe 4

La vérification de la résistance d'une section de Classe 4 est effectuée

- soit d'après 6.2.9.3(1)P ;
- soit à l'aide du critère donné en 6.2.9.3(2).

- (1) La contrainte $\sigma_{x.Ed}$ sur laquelle porte cette vérification doit être calculée globalement sous la combinaison des sollicitations (N_{Ed} , $M_{y.Ed} + \Delta M_y$, $M_{z.Ed} + \Delta M_z$) agissant de façon concomitante dans la section efficace déterminée pour cette combinaison, les moments additionnels ΔM_y et ΔM_z résultant, en cas de présence d'un effort axial N_{Ed} , du décalage du centre de gravité de la section.
- (2) Le moment additionnel $N_{Ed} \cdot e_{Ny}$ doit s'ajouter ou se retrancher au moment $M_{y.Ed}$ selon les sens d'action respectifs de ces deux moments. Le même raisonnement tient, bien sûr, pour la flexion dans l'autre plan.

Dans le cas courant de sections en I bi-symétriques comprimées et fléchies par rapport à leur axe de forte inertie, le critère se ramène à :

$$\frac{N_{Ed}}{A_{eff} f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{y.Ed}}{W_{eff,y} f_y / \gamma_{M0}} \leq 1$$

où $W_{eff,y}$ est relatif à la fibre la plus sollicitée et les sollicitations sont prises en valeurs absolues.

Dans le cas d'interaction (effort axial + flexion biaxiale), la vérification peut s'avérer plus délicate et il convient alors de raisonner en contraintes.

Chaque sollicitation N_{Ed} , ($M_{y.Ed} + N_{Ed} \cdot e_{Ny}$) ou ($M_{z.Ed} + N_{Ed} \cdot e_{Nz}$), prise avec son signe, engendre dans la section efficace relative à la sollicitation concernée un état de contrainte ayant une distribution élastique. Il y a lieu d'additionner ensuite algébriquement ces 3 états de contraintes (en considérant une contrainte nulle dans les parties inefficaces), et de vérifier que la contrainte maximale (en compression ou traction) ne dépasse pas f_y / γ_{M0} .

Dans le cas de sections transversales avec trous de fixations, on doit appliquer 6.2.9.3(1)P.

Les valeurs de A_{eff} , W_{eff} et e_N doivent être calculées selon la NF EN 1993-1-5 §4 en utilisant des valeurs d'élançement réduit déterminées sur la base de la limite d'élasticité f_y des parois.

Dans cette méthode de vérification de la résistance de sections de Classe 4, les caractéristiques de section efficace sont indépendantes des sollicitations (section efficace calculée en compression pure ou en flexion pure). Donc, une fois ces caractéristiques efficaces déterminées, le critère permet de vérifier toute combinaison de flexion-compression sans autre calcul complémentaire de section efficace.

6.3.1 Barres uniformes comprimées - Effort normal critique de flambement

L'effort normal critique de flambement élastique doit être calculé pour le mode de flambement approprié. Dans la grande majorité des cas, il s'agit du flambement par flexion par rapport à l'axe de forte inertie ou de faible inertie. Le paragraphe 6.3.1.4 de la NF EN 1993-1-1 couvre le flambement par torsion et par flexion-torsion. Les expressions de l'effort normal critique relatif à chacun de ces modes sont rappelées ci-après.

L'effort normal critique de flambement par flexion est donné par l'expression :

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 E I_y}{L_{cr,y}^2} \quad \text{pour le flambement par rapport à l'axe y-y}$$

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 E I_z}{L_{cr,z}^2} \quad \text{pour le flambement par rapport à l'axe z-z}$$

L'effort normal critique de flambement par torsion est donné par l'expression :

$$N_{cr,T} = \frac{A}{I_0} \left(G I_T + \frac{\pi^2 E I_w}{L_{cr,T}^2} \right)$$

Pour une section symétrique par rapport à l'axe y-y, l'effort normal critique de flambement par flexion-torsion est donné par l'expression :

$$N_{cr,TF} = \frac{I_0}{2(I_y + I_z)} \left(N_{cr,y} + N_{cr,T} - \sqrt{(N_{cr,y} + N_{cr,T})^2 - 4 N_{cr,y} N_{cr,T} \frac{I_y + I_z}{I_0}} \right)$$

Pour une section symétrique par rapport à l'axe z-z, l'effort normal critique de flambement par flexion-torsion est donné par l'expression :

$$N_{cr,TF} = \frac{I_0}{2(I_y + I_z)} \left(N_{cr,z} + N_{cr,T} - \sqrt{(N_{cr,z} + N_{cr,T})^2 - 4 N_{cr,z} N_{cr,T} \frac{I_y + I_z}{I_0}} \right)$$

- Où :
- E module d'élasticité longitudinale
 - G module d'élasticité transversale
 - A aire de la section transversale
 - I_y moment d'inertie de flexion par rapport à l'axe y-y
 - I_z moment d'inertie de flexion par rapport à l'axe z-z
 - I_T inertie de torsion
 - I_w inertie de gauchissement
 - I_0 inertie polaire
 $I_0 = I_y + I_z + (y_0^2 + z_0^2) A$
 - Dans le cas d'une section doublement symétrique : $I_0 = I_y + I_z$
 - y_0, z_0 coordonnées du centre de cisaillement par rapport au centre de gravité
 - $L_{cr,y}$ longueur de flambement par rapport à l'axe y-y
 - $L_{cr,z}$ longueur de flambement par rapport à l'axe z-z
 - $L_{cr,T}$ longueur de flambement pour le mode de flambement par torsion

6.3.2.2 Courbes de déversement – Cas général

Déversement des barres uniformes fléchies et tendues (cas non traité dans la NF EN 1993-1-1)

Il convient de vérifier une barre soumise à un effort axial de traction et de la flexion par rapport à l'axe de forte inertie, vis-à-vis de sa résistance au déversement, en déterminant un moment fictif de calcul, $M_{y,fictEd}$, dans la section où la contrainte normale de compression, obtenue sous l'effet de l'effort axial de traction et du moment de flexion, est maximale :

$$M_{y,fictEd} = W_{el,y,com} \cdot \sigma_{com,Ed}$$

Où : $\sigma_{com,Ed}$ Contrainte normale dans la fibre extrême comprimée de la section
 $W_{el,y,com}$ Module de résistance élastique relatif à la fibre comprimée

La vérification au déversement est conduite selon 6.3.2 sur la base de la distribution réelle du moment de flexion, le moment fictif de calcul n'étant utilisé que dans le critère (6.54).

La figure ci-dessous illustre – dans le cas d'une section symétrique – le moment de flexion fictif, $M_{y,fict,Ed}$ à retenir pour la vérification.

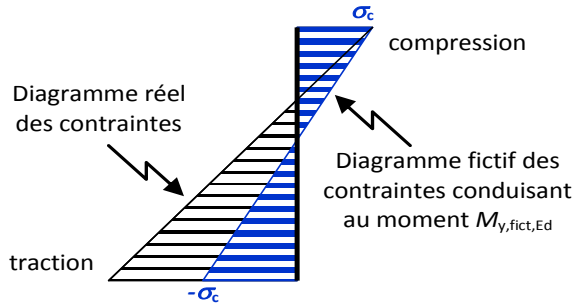


Figure 3 : Diagramme des contraintes normales dans la section déterminante

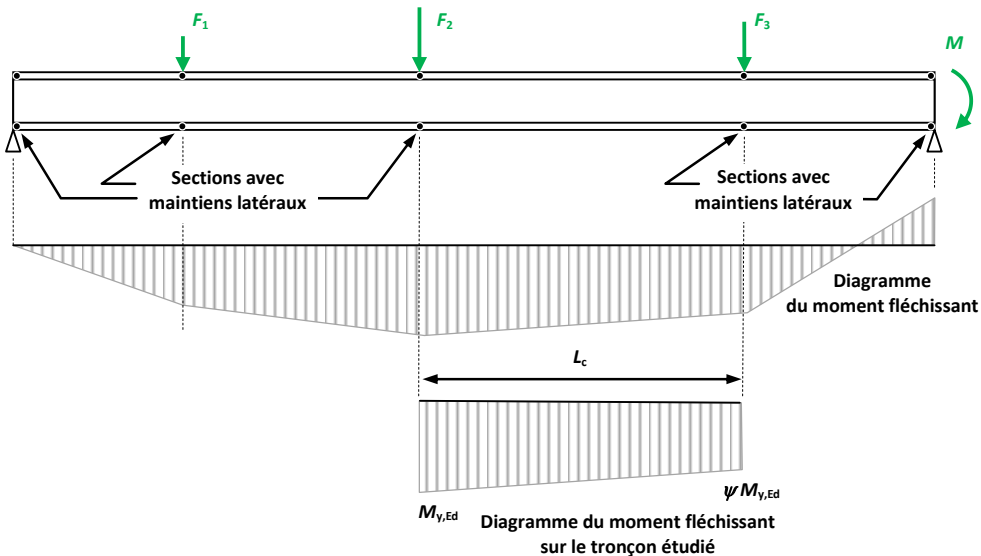
Cette méthode n'est applicable que dans les cas où l'effet déstabilisant de charges transversales n'est pas significatif sur la résistance au déversement de la barre.

Il y a lieu de vérifier également la résistance de la section selon 6.2.9 ou 6.2.10 en considérant cependant les effets résultant des sollicitations réelles.

6.3.2.4 Méthode simplifiée pour les poutres avec maintiens latéraux dans les bâtiments

(1) Cette méthode est applicable aux poutres avec maintiens latéraux pour lesquelles les charges situées entre maintiens n'ont pas d'effet déstabilisant.

Dans le cas contraire, il convient de se reporter à la méthode du 6.3.2.1.



Exemple de poutre pour laquelle la méthode simplifiée est applicable

On désigne ici le maintien latéral comme un maintien en déplacement hors plan de flexion et en rotation de torsion.

7.2.2 Flèches horizontales

(1) Effet du vent

Il est rappelé que, conformément aux notes des clauses 5.3(5) et 7.2.2(3) de la norme NF EN 1991-1-4, un coefficient de réduction que l'on note ici k_{dc} , dû au défaut de corrélation entre les pressions aérodynamiques au vent et sous le vent, peut être appliqué à la force résultante horizontale de l'action du vent (action d'ensemble).

Par simplification, il est loisible pour définir les cas de charges de vent de la structure principale, d'appliquer ce coefficient aux coefficients de pression extérieure des parois verticales.

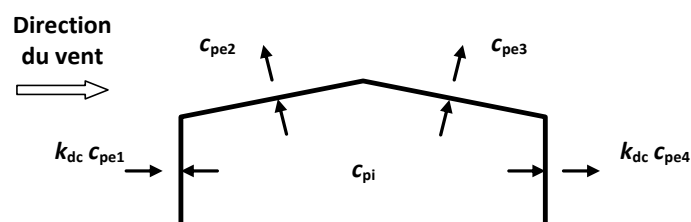


Figure 4 : Exemple de prise en compte du coefficient de réduction k_{dc}